



KONSTRUKTOR

biuro projektowe • mgr inż. Łukasz Orlef

ul. Słoneczna 6,
38-600 Lesko
tel. 661 512 514

mail: lukasz.orlef@gmail.com
NIP: 688-124-86-24
REGON: 180824773

PROJEKT BUDOWLANY

TEMAT: Projekt budowlany – przebudowa, rozbudowa i nadbudowa budynku świetlicy wiejskiej w Jankowcach

ADRES INWESTYCJI: gm. Lesko, Jankowce dz. nr 578
j. ewid.: 182103_5 Lesko, obręb: 0008 Lesko

INWESTOR: Gmina Lesko,
ul. Parkowa 1
38-600 Lesko

BRANŻA: Konstrukcje

PROJEKTANT: mgr inż. Łukasz Orlef
nr upr. PDK/0240/POOK/11

SPRAWDZAJĄCY: mgr inż. Andrzej Palonek
nr upr. 338/2002



grudzień 2014

SPIS TREŚCI

I. ZAŁĄCZNIKI FORMALNO PRAWNE

1. Decyzja o nadaniu uprawnień (projektant)
2. Zaświadczenie z POIIB (projektant)
3. Oświadczenie projektanta
4. Decyzja o nadaniu uprawnień (sprawdzający)
5. Zaświadczenie z POIIB (sprawdzający)
6. Oświadczenie projektanta sprawdzającego

II. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot opracowania.
2. Podstawa opracowania.
3. Obciążenia i warunki klimatyczne.
4. Opis istniejących rozwiązań konstrukcyjnych.
5. Zakres projektowanej przebudowy
6. Opinia techniczna
7. Opis przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych.
8. Warunki gruntowo-wodne
9. Wytyczne wykonywania

III. OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH BUDYNKU

1. Zestawienie obciążeń.
2. Obliczenia statyczne i wymiarowanie elementów konstrukcji budynku.
 - Sprawdzenie drewnianych elementów konstrukcji budynku
 - Sprawdzenie żelbetowych elementów konstrukcji budynku
 - Sprawdzenie fundamentów budynku

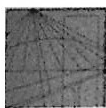
III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

- | | |
|------|--|
| K-01 | Rzut fundamentów |
| K-02 | Rzut stropu nad piwnicą – zbrojenie dolne |
| K-03 | Rzut stropu nad piwnicą – zbrojenie górne |
| K-04 | Rzut stropu nad parterem – zbrojenie dolne |
| K-05 | Rzut stropu nad parterem – zbrojenie górne |
| K-06 | Wierńce na ściankach kolankowych |
| K-07 | Rzut więźby dachowej |
| K-08 | Przekrój A-A |
| K-09 | Stopy fundamentowe St1 – St5 |
| K-10 | Ławy fundamentowe Ł1 – Ł3 |
| K-11 | Ściana fundamentowa Sc1 |
| K-12 | Mur oporowy Mo1 |
| K-13 | Belki żelbetowe Bs1, B1 |
| K-14 | Belki żelbetowe Bs2, B2 – B4 |
| K-15 | Nadproża żelbetowe N1 – N6 |
| K-16 | Nadproża żelbetowe N7 – N12 |
| K-17 | Nadproża żelbetowe N13 – N15 |
| K-18 | Wierńce żelbetowe W1 – W3 |
| K-19 | Słupy żelbetowe Sw1 – Sw2, S1 – S4 |

I. ZAŁĄCZNIKI FORMALNO PRAWNE

- 1.** Decyzja o nadaniu uprawnień (projektant)
- 2.** Zaświadczenie z POIIB (projektant)
- 3.** Oświadczenie projektanta (projektant)
- 4.** Decyzja o nadaniu uprawnień (projektant sprawdzający)
- 5.** Zaświadczenie z POIIB (projektant sprawdzający)
- 6.** Oświadczenie projektanta (projektant sprawdzający)

1. Decyzja o nadaniu uprawnień (projektant)



PODKARPACKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
35-060 Rzeszów, ul. J. Słowackiego



Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
PDK OIIB/KK/0054/0072/11

Rzeszów, 2011- 12- 30

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (*Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz.42, z późn. zm.*) i art. 12 ust 1 pkt 1, art. 12 ust. 3, art.13 ust.1 pkt 1, art.14 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jednolity: Dz.U. z 2010 r. Nr 243 poz.1623 z późn. zm.*) oraz § 11 ust 1 pkt 1, § 15 oraz § 17 ust 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.*), w związku z art.104 § 1 i 2 Kodeksu postępowania administracyjnego (*Dz.U. z 2000 r., Nr 98 poz.1071 z późn. zm.*)

stwierdzamy, że

Pan ŁUKASZ ORLEF
magister inżynier
/kierunek studiów- budownictwo /
ur. 13 stycznia 1985 r., miejsce urodzenia - Sanok
otrzymał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny **PDK/0240/POOK/11**

**do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego (*Dz.U. z 2000 r. Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.*) odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane - podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Rzeszowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład Orzekający PDK OIIB

dr inż. Zbigniew Plewako

mgr inż. Andrzej Hliniak

inż. Stanisław Dołęgowski

(miejscowość, data)

mgr inż. Zbigniew Detyna

Podkarpacka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa
35-060 Rzeszów, ul. Słowackiego 20; pok. 608, tel.: +48 17 850-77-05, +48 17 850-77-06, fax +48 17 850-77-07,
www.inzynier.rzeszow.pl, e-mail: pdk@piib.org.pl

3. Oświadczenie projektanta

OŚWIADCZENIE O SPORZĄDZENIU PROJEKTU ZGODNIE Z OBOWIĄZUJĄCYMI PRZEPISAMI ORAZ ZASADAMI WIEDZY TECHNICZNEJ

Ja niżej podpisany

mgr inż. Łukasz Orlef
upr. nr PDK/0240/POOK/11

Po zapoznaniu się z przepisami ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo Budowlane (Dz. U. z 2003 r nr 207. poz. 2016, z późniejszymi zmianami) zgodnie z art. 20 ust. 4 pkt 2 tej ustawy,

oświadczam, że sporządziłem:

„Projekt Budowlany przebudowy, rozbudowy i nadbudowy budynku świetlicy wiejskiej w miejscowości Jankowce na dz. nr 578”

zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej

Lesko, grudzień 2014

4. Decyzja o nadaniu uprawnień (sprawdzający)



WOJEWODA MAŁOPOLSKI

RR.XIII.7131/54/02

Kraków, dnia 13 grudnia 2002 r.

DECYZJA O NADANIU UPRAWNIEŃ BUDOWLANYCH Nr ewid. 338/2002

Na podstawie art. 13 ust. 1 pkt 1, art. 14 ust 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r. Nr 106 poz. 1126 z późn. zm.), w związku z art. 104 § 1 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. - Kodeks postępowania administracyjnego (tekst jednolity Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.), po rozpatrzeniu wniosku Pana mgr inż. Andrzeja Palonek - na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie i praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją Egzaminacyjną,

n a d a j ę

Panu mgr inż. Andrzejowi PALONEK
kierunek studiów: „budownictwo”
urodzonemu dnia 23 listopada 1974 r. w Krakowie,

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej

Od decyzji niniejszej służy Panu prawo wniesienia odwołania do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Warszawie, ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Małopolskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.



Z up. Wojewody Małopolskiego
mgr inż. arch. *Elżbieta Gabrys*
Zastępca Dyrektora
Wydziału Rozwoju Regionalnego

Otrzymują:

1. Pan mgr inż. Andrzej Palonek, ul. Aleksandry 9/105, 30-837 Kraków
2. Główny Urząd Nadzoru Budowlanego, ul. Krucza 38/42, 00-926 Warszawa
3. aa

5. Zaświadczenie z POIIB (sprawdzający)



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAP-6D3-FRX-HZF *

Pan Andrzej Palonek o numerze ewidencyjnym MAP/BO/0620/04

adres zamieszkania ul. Aleksandry 9/105, 30-837 Kraków

jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2015-05-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2014-05-05 roku przez:

Stanisław Karczmarczyk, Przewodniczący Rady Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



6. Oświadczenie projektanta sprawdzającego

OŚWIADCZENIE O SPRAWDZENIU PROJEKTU ZGODNIE Z OBOWIĄZUJĄCYMI PRZEPISAMI ORAZ ZASADAMI WIEDZY TECHNICZNEJ

Ja niżej podpisany

mgr inż. Andrzej Palonek
upr. nr 338/2002

Po zapoznaniu się z przepisami ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo Budowlane (Dz. U. z 2003 r nr 207. poz. 2016, z późniejszymi zmianami) zgodnie z art. 20 ust. 4 pkt 2 tej ustawy,

oświadczam, że sprawdziłem:

„Projekt Budowlany przebudowy, rozbudowy i nadbudowy budynku świetlicy wiejskiej w miejscowości Jankowce na dz. nr 578”

zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej

Lesko, grudzień 2014

II. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt przebudowy, rozbudowy i nadbudowy budynku świetlicy wiejskiej. Projektowany budynek jest wolnostojący, trzykondygnacyjny z poddaszem użytkowym, podpiwniczony. Budynek usytuowany jest w miejscowości Jankowce gm. Lesko na dz. nr 578

2. Podstawa opracowania.

Podstawą niniejszego opracowania jest:

- a) zlecenie Inwestora
- b) projekt architektoniczny
- c) uzgodnienia materiałowe
- d) wizja lokalna
- e) opinia geotechniczna
- f) Polskie Normy Budowlane, literatura techniczna, katalogi
- g) Zestaw obowiązujących norm:

PN-90/B-03000	Projekty budowlane. Obliczenia statyczne
PN-82/B-02000	Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości
PN-82/B-02003	Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe
PN-80/B- 02010/Az1	Obciążenia budowli. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem
PN-80/B-02011:1977/Az1	Obciążenia budowli. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem
PN-B-03264:2002	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia i projektowanie
PN-81/B- 03020	Grunty budowlane. Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-90/B- 03200	Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-81/B-03150:2000	Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie
PN-B-03002:1999	Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
PN-90/B-03000	Projekty budowlane. Obliczenia statyczne

3. Obciążenia i warunki klimatyczne.

- | | | |
|-------------------------|---|------------|
| a) obciążenie śniegiem | – | strefa 3 |
| b) obciążenie wiatrem | – | III strefa |
| c) granica przemarzania | – | 1.2 m. |

4. Opis istniejących rozwiązań konstrukcyjnych.

- fundamenty: budynek główny posadowiony został na głębokości od ok. 1,95m poniżej poziomu ± 0.00 (poziom posadzki parteru) . Fundament został wykonany w postaci łań fundamentowych żelbetowych. Zadaszony taras dobudowany do budynku posadowiony został na słupkach betonowych o wym. ok. 40x40cm w rozstawie co ok. 250cm
- ściany fundamentowe: wykonane zostały jako betonowe.
- ściany parteru i poddasza (budynek główny): ściany o konstrukcji wieńcowej z bali drewnianych gr.21cm, pokryte od strony wewnętrznej tynkiem cem.-wap. od strony zewnętrznej ściana została pokryta deskami elewacyjnymi o gr. 2.0cm.
- strop nad parterem: konstrukcja drewniana, główne belki nośne stropu opartych na ścianach nośnych zewnętrznych i wewnętrznych. Wykończenie stanowi ażurowa podłoga z desek gr.3.2cm wykonana na belkach drewnianych nośnych stropu oraz tynk cem.-wap. gr. ok 1.5cm wykonany na deskach gr.2,0cm
- belki, nadproża: belki drewniane.
- dach: konstrukcja drewniana krokwiowo - płatwiowa, oparta na ścianach kolankowych zewnętrznych, płatwiach pośrednich, dach dwuspadowy o kącie nachylenia ok. $\alpha=37^{\circ}$, pokrycie stanowią płyty azbestowe faliste na głównej części budynku i blacha trapezowa na dobudowanym tarasie.

5. Zakres projektowanej przebudowy

- a. Rozbiórka istniejącego budynku
 - Rozbiórka i utylizacja istniejącego pokrycia
 - Rozbiórka konstrukcji dachu
 - Częściowa rozbiórka konstrukcji parteru budynku
- b. Wykonanie podpiwniczenia
- c. Wykonanie budynku świetlicy w technologii tradycyjnej murowanej

6. Opinia techniczna

a. Stan ogólny budynku

Budynek w dostatecznym stanie technicznym, widać oznaki zniszczenia poszczególnych elementów wykończania świadczące o braku okresowej kontroli, konserwacji czy remontów.

Pokrycie dachu w złym stanie technicznym, widać oznaki przeciekania. Wykonane zostało z płyt falistych azbestowych które wymagają zutylizowania jako materiał niebezpieczny dla zdrowia.

Elementy konstrukcyjne dachu w dostatecznym, stanie technicznym, nie wykazują uszkodzeń, zaobserwować można zmiany w strukturze drewna w miejscach w których połać dachu była nieszczelna, nie wykazują nadmiernych ugięć.

Inwentaryzacja wykonana została w listopadzie 2014r. – nie występowało wtedy obciążenie śniegiem.

Strop nad parterem generalnie w dostatecznym stanie technicznym, nie wykazuje uszkodzeń ani nadmiernych ugięć.

Elementy konstrukcyjne budynku takie jak nadproża, belki w dostatecznym stanie technicznym nie wykazują uszkodzeń ani przekroczenia stanów granicznych przydatności do użytkowania.

b. Wnioski

- Budynek generalnie w dostatecznym stanie technicznym.
- Pokrycie dachu w złym stanie technicznym zaobserwować można nieszczelności, dodatkowo wykonane jest z materiałów niebezpiecznych dla zdrowia. Pokrycie należy zdemontować a materiały szkodliwe zutylizować.
- Elementy konstrukcyjne dachu w dostatecznym stanie technicznym są jednak niewystarczające do przeniesienia zwiększonych obciążeń spowodowanych wykonaniem nowych warstw wykończeniowych. Istniejącą konstrukcję należy zdemontować i wykonać nową zgodnie z projektem.
- Elementy konstrukcyjne dobudowywanego zadaszenia w dobrym stanie technicznym. Fundamenty zadaszonego tarasu z słupów betonowych o wym. 40x40cm są jednak niewystarczające do przeniesienia zwiększonych obciążeń spowodowanych wykonaniem nowych warstw wykończeniowych. Konstrukcję tarasu należy całkowicie zdemontować i wykonać nową zgodnie z projektem.

- Elementy konstrukcyjne stropu nad parterem są niewystarczające do przeniesienia zwiększonych obciążeń związanych z adaptacją poddasza na sale rekreacyjne świetlicy.
- Brak izolacji przeciwwilgociowej poziomej i pionowej ścian fundamentowych może spowodować miejscowe zawilgocenia drewnianych ścian budynku.
- W niektórych elementach konstrukcyjnych i wykończeniowych występuje korozja powierzchniowa. Należy oczyścić elementy i przeprowadzić naprawę powłok malarskich.
- Stolarka okienna została wykonana z okien drewnianych skrzynkowych (okna starego typu). Powłoka malarska jest zużyta a niektóre okna mają problem z domykaniem i są nieszczelne. Zaleca się wymianę na okna o odpowiednich parametrach.

7. Opis przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych.

Materiały konstrukcyjne.

- Beton konstrukcyjny klasy C16/20 (B20)
- Stal zbrojeniowa klasy A IIIIN i A 0
- Drewno konstrukcyjne klasy C24

- fundamenty: ławy fundamentowe wylewane na mokro, o wysokości 40cm, zbrojone 4 #12 (AIIIIN), strzemiona ϕ 6 co 25cm, beton C16/20, stopy fundamentowe: wylewane na mokro, o wysokości 40cm, zbrojone siatką #16 (AIIIIN) o oczku 15x15cm, beton C16/20,
- ściany piwnic, fundamentowe: ściany żelbetowe monolityczne gr. 24cm wylewane na mokro, zbrojone obustronnie siatką #12 o oczku 20x20cm, zwieńczona prętami 4 #12 (AIIIIN) powiązanymi strzemionami ϕ 6 co 25 cm , beton C16/20,
- ściany parteru i poddasza: ściany zewnętrzne: konstrukcja warstwowa, ściana z bloczków z betonu komórkowego typu SIPOREX gr. 24cm , ocieplona styropianem gr. 15cm, pokryta od strony zewnętrznej tynkiem cienkowarstwowym, od strony wewnętrznej tynk cem.-wap. ściany wewnętrzne działowe: ściana z bloczków z betonu komórkowego typu SIPOREX gr. 12cm, pokryta z obu stron tynkiem cem.-wap.

- strop nad piwnicą, parterem:

płyta żelbetowa monolityczna z betonu C16/20, wylewana na mokro, grubości 18cm, zbrojona jednokierunkowo i krzyżowo stalą AIIIIN (RB500W), zbrojenie rozdzielcze – stal A0 (St0S)

- belki żelbetowe:

monolityczne z betonu C16/20, wylewane na mokro, zbrojone stalą AIIIIN – RB500W, wymiary belek dostosowane do szerokości ściany i wielkości otworów.

- nadproża żelbetowe:

monolityczne z betonu C16/20, zbrojone stalą AIIIIN – RB500W, wymiary nadproży zmienne, dostosowane do szerokości ściany i wielkości otworów okiennych i drzwiowych

- wieńce:

na wszystkich ścianach fundamentowych, na ściankach nośnych parteru, i wszystkich ścianach w poziomie stropu nad piwnicą i parterem należy wykonać wieńce żelbetowe z betonu C16/20 o wymiarach $b \times h = 24 \times 25 \text{ cm}$, zbrojne dołem i górą po 2#12 (AIIIIN), strzemiona $\phi 6$ co 25 cm,

- dach:

konstrukcja drewniana krokwiowo - płatwiowa, oparta na ścianach zewnętrznych i płatwiach pośrednich, dach czterospadowy o kącie nachylenia $\alpha = 37^\circ$, pokrycie stanowi blachodachówka powlekana, konstrukcja ocieplona w poziomie połaci dachu wełną mineralną.

ZESTAWIENIE ELEMENTÓW WIĘZBY				
nr	nazwa elementu	przekrój	długość cał. [mb]	objętość [m3]
Bp1	BELKA PODWALINOWA	18x8cm	4,80	0,07
J1, J2, J3, J4	JĘTKA	8x20cm	297,35	4,76
K1, K2, K4	KROKIEW	8x20cm	538,20	8,61
Kk1	KROKIEW KOSZOWA	14x22cm	20,50	0,63
M1, M1, M4	MURLATA	16x16cm	49,90	1,28
P1	PŁATEW	18x24cm	33,00	1,43
P2	PŁATEW	16x16cm	49,55	1,27
P3	PŁATEW	16x20cm	5,70	0,18
W1	WYMIAN	8x20cm	31,95	0,51
Mi1	MIECZ	12x12cm	10,00	0,14
S1	SŁUP	18x18	15,60	0,51

UWAGA:

Elementy konstrukcyjne dachu oraz elementy pokrycia zabezpieczyć przed korozją biologiczną odpowiednimi atestowanymi środkami antykorozyjnymi oraz środkami p.poż.

8. Warunki gruntowo-wodne

Kategoria geotechniczna

Budynek zaliczono do **pierwszej kategorii geotechnicznej** – posadowienie w prostych warunkach gruntowych.

9. Wytyczne wykonywania

- Roboty ziemne wykonywać w taki sposób, aby nie naruszyć struktury gruntu rodzimego (warstwa nośna). W przypadku wykonywania wykopów mechanicznie, ostatnią warstwę gruntu grubości 10 cm zdjąć ręcznie.
- W trakcie wykonywania robót ziemnych należy zabezpieczyć dno wykopu przed przenikaniem wody opadowej. Prace wykonywać w porze suchej, a bezpośrednio po wykonaniu wykopu dno zabezpieczyć 10 cm warstwą chudego betonu.
- W przypadku zalania wykopu fundamentowego wodami opadowymi, wykop należy osuszyć, a uplastycznioną warstwę gruntu bezwzględnie usunąć. Różnicę poziomów należy uzupełnić chudym betonem.
- Pod ławy fundamentowe należy położyć warstwę podbetonu o grubości 10 cm, na której należy wykonać izolację przeciwwilgociową.
- Po wykonaniu fundamentów i ścian budynku wykopy należy zasypać urobkiem starannie ubijanym warstwami, a powierzchnię terenu bezpośrednio przy ścianach należy ukształtować ze spadkami od budynku.
- Dookoła budynku należy ułożyć szczelną opaskę betonową zabezpieczającą przed przenikaniem wód opadowych przez zasyp pod fundamenty budynku.
- Wody z rynien spustowych należy odprowadzić poza obrys budynku na odległość wykluczającą przedostanie się tych wód przez zasyp pod fundamenty budynku.
- Na wszystkich ścianach w poziomie stropu i na ściankach kolankowych należy wykonać wieńce żelbetowe
- Szalunek elementów żelbetowych – płyt i belek można zdemontować po uzyskaniu przez beton pełnej wytrzymałości, czyli minimum 28 dniach
- W trakcie betonowania wieńców na poziomie połączeń dachu osadzić pręty stalowe gwintowane $\phi 16$ do mocowania murałat.
- Drewno konstrukcji zabezpieczyć środkami p.poż i grzybobójczymi

Uwaga:

Po wykonaniu wykopów należy dokonać sprawdzenia stanu podłoża – odbiór wykopów przez geologa.

III. OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH BUDYNKU

1. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ.

– śnieg (wg PN-80/B-2010/Az1)

lokalizacja: – strefa 3, wysokość około 345,00m n.p.m.

$$Q_k = 0,006 A_{-0,6} = 1,47 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k \geq 1,2$$

dla dachu o kącie nachylenia połaci 37°

$$C_1 = 0,8 * ((60 - 37)/30) = 0,61, \quad C_2 = 1,2 * ((60 - 37)/30) = 0,92$$

$$S_{k1} = 0,61 * 1,47 = 0,90 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_f = 1,50$$

$$S_{k2} = 0,92 * 1,47 = 1,35 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_f = 1,50$$

– wiatr (wg PN-77/B-2011/Az1)

lokalizacja: – III strefa

teren typu A: $C_e = 1,0$, wysokość około 345,00m n.p.m.

$\beta = 1,8$ - budynek niepodatny na dynamiczne działanie wiatru

$$q_k = 0,31 \text{ kN/m}^2 \quad H/L < 2$$

kąt nachylenia połaci 37°

$$C_z = 0,015 * 37 - 0,2 = 0,35 \text{ (nawietrzna)} \quad C_z = -0,4 \text{ (zawietrzna)}$$

$$\text{Połać nawietrzna: } p_k = q_e * C_e * C_z * \beta = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Połać zawietrzna: } p_k = q_e * C_e * C_z * \beta = -0,22 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_f = 1,50$$

– D1 - ciężar dachu ocieplonego

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
blachodachówka	0,10	1,30	0,13
folia wiatroszczelna	0,02	1,30	0,03
wełna mineralna gr. 20cm	0,10	1,30	0,13
folia paroszczelna	0,02	1,30	0,03
2x płyty gipsowo-kartonowe	0,29	1,30	0,37
	0,53		0,69
$q/\cos 37^\circ$	0,66		0,86
ciężar konstrukcji 0,014*10.26	0,14	1,30	0,19
Razem	0,80		1,05

$$\gamma_f \text{ średnie} = 1,30$$

– **D2 - ciężar dachu nieocieplonego**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
blachodachówka	0,10	1,30	0,13
folia wiatroszczelna	0,01	1,30	0,01
	0,11		0,14
$q/\cos 37^\circ$	0,14		0,18
ciężar konstrukcji 0,014*10,26	0,14	1,30	0,19
Razem	0,28		0,37

γ_f średnie = 1,30

– **D3 - ciężar dachu ocieplonego- jętką**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
wełna mineralna gr. 20cm	0,10	1,30	0,13
folia paroszczelna	0,01	1,30	0,01
2x płyty gipsowo-kartonowe	0,29	1,30	0,37
ciężar konstrukcji 0,014*10,26	0,14	1,30	0,19
Razem	0,54		0,70

γ_f średnie = 1,30

– **P1 (strop nad parterem) - ciężar warstw dla stropu**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
terakota gr. 2cm	0,48	1,20	0,58
wylewka betonowa gr. 5cm	1,20	1,30	1,56
styropian gr. 5cm	0,05	1,20	0,06
tynek cem.-wap.	0,30	1,30	0,39
Razem	2,03		2,59

γ_f średnie = 1,27

– **S1 - ciężar ściany zewnętrznej parteru i poddasza**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
styropian gr.15cm	0,15	1,30	0,20
blozki z betonu komórkowego typu SIPOREX gr. 24cm	2,16	1,10	2,38
tynek cem.-wap. gr. 1,5cm	0,29	1,30	0,37
Razem	2,60		2,94

γ_f średnie = 1,13

– **S2 - ciężar ściany wewnętrznej parteru i poddasza**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
tynek cem.-wap. gr. 1,5cm	0,29	1,30	0,37
blozki z betonu komórkowego typu SIPOREX gr. 24cm	2,16	1,10	2,38
tynek cem.-wap. gr. 1,5cm	0,29	1,30	0,37
Razem	2,73		3,12

γ_f średnie = 1,14

– **Sf1 - ciężar ściany fundamentowej**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
styrodur gr. 10cm	0,14	1,30	0,19
ściana żelbetowa gr. 24cm	6,00	1,10	6,60
tynk cem.-wap. gr. 1,5cm	0,29	1,30	0,37
Razem	6,43		7,16

$$\gamma_f \text{ średnie} = 1,11$$

– **ciężar schodów żelbetowych (bieg)**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
terakota gr. 2cm	0,48	1,20	0,58
wylewka wyrównującą	0,35	1,30	0,45
ciężar stopni 0,16x0,30	1,76	1,30	2,29
tynk cem.-wap.	0,30	1,30	0,39
Razem	2,89		3,71

$$\gamma_f \text{ średnie} = 1,28$$

– **ciężar schodów żelbetowych (spocznik)**

	wartość charakt. kN/m ²	γ_f	wartość oblicz. kN/m ²
terakota gr. 2cm	0,48	1,20	0,58
wylewka wyrównującą	0,35	1,30	0,45
tynk cem.-wap.	0,30	1,30	0,39
Razem	1,13		1,41

$$\gamma_f \text{ średnie} = 1,26$$

– **obciążenie zmienne użytkowe:**

sale rekreacyjne w szkołach	$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,30$
obc. użytkowe poddasza (jętki)	$q = 0,50 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,40$
obciążenie od ścianek działowych	$q = 0,75 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,40$
klatka schodowa	$q = 4,00 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,30$

2. OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE ELEMENTÓW KONSTRUKCJI BUDYNKU.

SPRAWDZENIE DREWNIANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI BUDYNKU

WIEŻBA DACHOWA

Drewno klasy C-24, $f_{c,0,k} = 24\text{MPa}$

$f_{c,0,d} = (24 \cdot 0,6) / 1,3 = 11,07\text{ MPa}$

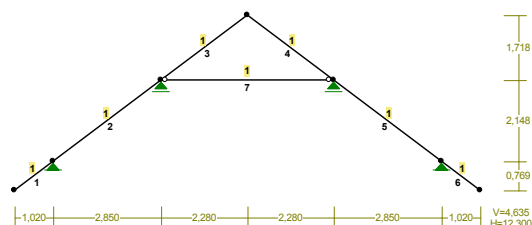
Zestaw krokwiowy.

Przyjęto zestawy krokwiowe w rozstawie maksymalnym co 0,90m.

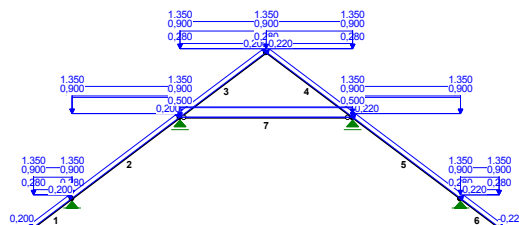
Obciążenie na konstrukcję dachu:

- ciężar własny z ociepleniem	$q = 0,80\text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,30$
- ciężar własny bez ocieplenia	$q = 0,28\text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,30$
- ciężar własny jętki	$q = 0,54\text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,30$
- obc. użytkowe jętki	$q = 0,50\text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,40$
- śnieg strefa 3	$q = 1,35\text{ (0,90) kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,50$
- wiatr strefa III		
Połąc wewnętrzna:	$q = 0,20\text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,50$
Połąc zewnętrzna:	$q = -0,22\text{ kN/m}^2$	$\gamma_f = 1,50$

SCHEMAT STATYCZNY:



OBCIĄŻENIA:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	1,020	0,769	1,277	1,000	1 B 20,0x8,0
2	00	2	3	2,850	2,148	3,569	1,000	1 B 20,0x8,0
3	00	3	4	2,280	1,718	2,855	1,000	1 B 20,0x8,0
4	00	4	5	2,280	-1,718	2,855	1,000	1 B 20,0x8,0
5	00	5	6	2,850	-2,148	3,569	1,000	1 B 20,0x8,0
6	00	6	7	1,020	-0,769	1,277	1,000	1 B 20,0x8,0
7	11	3	5	4,560	0,000	4,560	1,000	1 B 20,0x8,0

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	160,0	5333	853	533	533	20,0	71 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Material:	Moduł E: [N/mm ²]	Napręż.gr.: [N/mm ²]	AlfaT: [1/K]
71 Drewno C24	11	24,000	5,00E-06

OBCIĄŻENIA:

([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A "c.wł. + warstwy"			Stałe	γf= 1,30	
1	Linowe-Y	0,0	0,280	0,280	0,00	1,28
2	Linowe-Y	0,0	0,800	0,800	0,00	3,57
3	Linowe-Y	0,0	0,280	0,280	0,00	2,85
4	Linowe-Y	0,0	0,280	0,280	0,00	2,85
5	Linowe-Y	0,0	0,800	0,800	0,00	3,57
6	Linowe-Y	0,0	0,280	0,280	0,00	1,28
7	Linowe	0,0	0,540	0,540	0,00	4,56
Grupa:	B "śnieg strefa 3"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Linowe-Y	0,0	1,350	1,350	0,00	1,28
2	Linowe-Y	0,0	1,350	1,350	0,00	3,57
3	Linowe-Y	0,0	1,350	1,350	0,00	2,85
4	Linowe-Y	0,0	1,350	1,350	0,00	2,85
5	Linowe-Y	0,0	1,350	1,350	0,00	3,57
6	Linowe-Y	0,0	1,350	1,350	0,00	1,28
Grupa:	C "wiatr strefa III"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Linowe	37,0	0,200	0,200	0,00	1,28
2	Linowe	37,0	0,200	0,200	0,00	3,57
3	Linowe	37,0	0,200	0,200	0,00	2,85
4	Linowe	-37,0	-0,220	-0,220	0,00	2,85
5	Linowe	-37,0	-0,220	-0,220	0,00	3,57
6	Linowe	-37,0	-0,220	-0,220	0,00	1,28
Grupa:	D "obc. użytkowe - jętka"			Zmienne	γf= 1,40	
7	Linowe	0,0	0,500	0,500	0,00	4,56
Grupa:	E "śnieg st.3 - dla płatwi"			Zmienne	γf= 1,50	
1	Linowe-Y	0,0	0,900	0,900	0,00	1,28
2	Linowe-Y	0,0	0,900	0,900	0,00	3,57
3	Linowe-Y	0,0	0,900	0,900	0,00	2,85
4	Linowe-Y	0,0	0,900	0,900	0,00	2,85
5	Linowe-Y	0,0	0,900	0,900	0,00	3,57
6	Linowe-Y	0,0	0,900	0,900	0,00	1,28

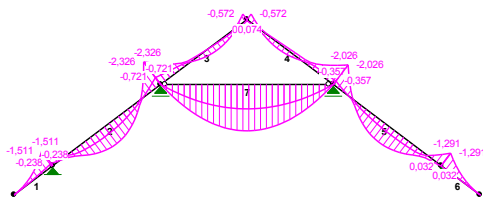
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψd:	γf:
Ciężar wł.			1,10
A -"c.wł. + warstwy"	Stałe		1,30
B -"śnieg strefa 3"	Zmienne	1	1,00
C -"wiatr strefa III"	Zmienne	2	1,00
D -"obc. użytkowe - jętka"	Zmienne	1	1,00
E -"śnieg st.3 - dla płatwi"	Zmienne	1	1,00

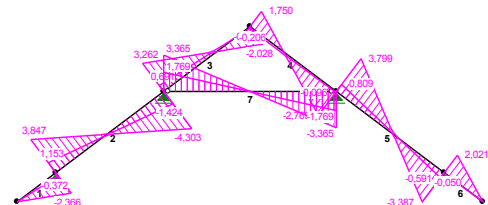
RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
Ciężar wł.	ZAWSZE
A -"c.wł. + warstwy"	ZAWSZE
B -"śnieg strefa 3"	EWENTUALNIE Nie występuje z: E
C -"wiatr strefa III"	EWENTUALNIE
D -"obc. użytkowe - jętka"	EWENTUALNIE
E -"śnieg st.3 - dla płatwi"	EWENTUALNIE Nie występuje z: B

MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNĄCE-OBWIEDNIE:



SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:	
1	0,000	0,000*	0,000	-0,000	A
	1,277	-1,511*	-2,366	1,524	ABC
	1,277	-1,511	-2,366*	1,524	ABC
	1,277	-1,511	-2,366	1,524*	ABC
	0,000	0,000	0,000	-0,000*	AB
2	1,784	1,717*	-0,228	-0,004	ABC
	3,569	-2,326*	-4,303	2,704	ABC
	3,569	-2,326	-4,303*	2,704	ABC
	3,569	-2,326	-4,303	2,704*	ABC
	0,000	-1,291	3,387	-3,717*	AB
3	1,784	0,544*	-0,044	-3,355	ABC
	0,000	-2,326*	3,262	-5,483	ABC
	0,000	-2,326	3,262*	-5,483	ABC
	2,855	0,074	-0,448	0,086*	AC
	0,000	-2,026	2,769	-5,727*	AB
4	1,071	0,395*	0,056	-3,599	AB
	2,855	-2,026*	-2,769	-5,727	AB
	2,855	-2,026	-2,769*	-5,727	AB
	0,000	0,067	0,140	-0,186*	A
	2,855	-1,698	-2,232	-5,927*	ABC
5	1,784	1,548*	0,206	-1,009	AB
	0,000	-2,026*	3,799	1,699	AB

	0,000	-2,026	3,799*	1,699	AB
	0,000	-2,026	3,799	1,699*	ABD
	3,569	-1,049	-2,881	-4,730*	ABC
6	0,000	0,032*	-0,050	0,280	AC
	0,000	-1,291*	2,021	1,524	AB
	0,000	-1,291	2,021*	1,524	AB
	0,000	-1,291	2,021	1,524*	AB
	1,277	0,000	-0,000	-0,000*	AB
7	2,280	3,836*	-0,000	1,985	ABCD
	0,000	0,000*	3,365	1,985	ABCD
	0,000	0,000	3,365*	1,985	ABCD
	4,560	-0,000	-3,365	1,985*	ABCD
	2,280	3,836	-0,000	1,985*	ABCD
	0,000	0,000	1,769	1,985*	ABC
	4,560	-0,000	-3,365	0,107*	AD
	2,280	3,836	-0,000	0,107*	AD
	0,000	0,000	1,769	0,107*	A

* = Wartości ekstremalne

W1 - Wymiany

Przyjęto wymiany krokwi o wymiarach **b x h = 8 x 20cm**

M1 - Murlaty

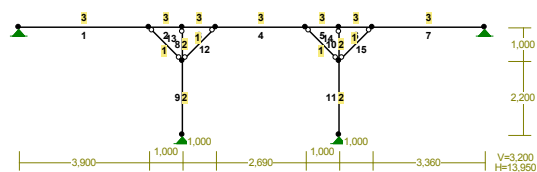
Przyjęto murlaty o wymiarach **b x h = 16 x 16cm**

PŁATEW P1

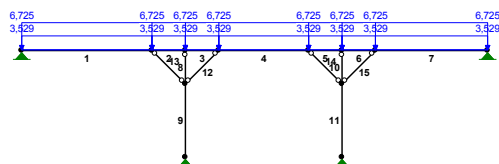
Drewno klasy C-24, $f_{c,0,k} = 24\text{MPa}$

$f_{c,0,d} = (24 \cdot 0,6) / 1,3 = 11,07\text{ MPa}$

SCHEMAT STATYCZNY:



OBCIĄŻENIA:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	7	3,900	0,000	3,900	1,000	3 B 24,0x18,0
2	00	7	2	1,000	0,000	1,000	1,000	3 B 24,0x18,0
3	00	2	8	1,000	0,000	1,000	1,000	3 B 24,0x18,0
4	00	8	10	2,690	0,000	2,690	1,000	3 B 24,0x18,0
5	00	10	3	1,000	0,000	1,000	1,000	3 B 24,0x18,0
6	00	3	12	1,000	0,000	1,000	1,000	3 B 24,0x18,0
7	00	12	4	3,360	0,000	3,360	1,000	3 B 24,0x18,0
8	10	2	9	0,000	-1,000	1,000	1,000	2 B 18,0x18,0
9	00	9	5	0,000	-2,200	2,200	1,000	2 B 18,0x18,0

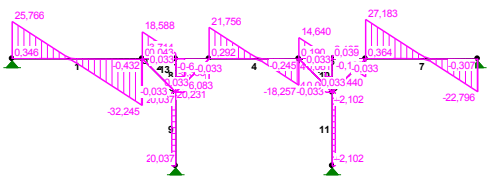
WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

OBCIĄŻENIA: ([kN] , [kNm] , [kN/m])

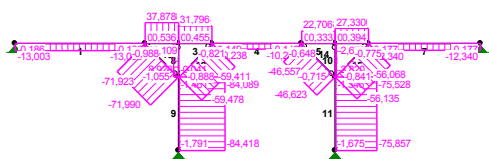
RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

MOMENTY-OBWIEDNIE:

TNAĆE-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:



Przyjęto płatwie o wymiarach **b x h = 18 x 24cm**

S1 - Słupy

Przyjęto słupy o wymiarach **b x h = 18 x 18cm**

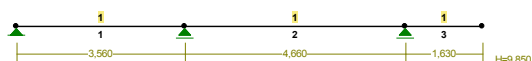
BELKA KOSZOWA Kk1

Drewno klasy C-24, $f_{c,0,k} = 24\text{MPa}$

$f_{c,0,d} = (24 \cdot 0,6) / 1,3 = 11,07\text{ MPa}$

SCHEMAT STATYCZNY:

OBCIĄŻENIA:



PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - ciągnó

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	3,560	0,000	3,560	1,000	1 B 22,0x12,0
2	00	2	4	4,660	0,000	4,660	1,000	1 B 22,0x12,0
3	00	4	3	1,630	0,000	1,630	1,000	1 B 22,0x12,0

WIELKOŚCI PRZEKROJOWE:

Nr.	A[cm2]	Ix[cm4]	Iy[cm4]	Wg[cm3]	Wd[cm3]	h[cm]	Materiał:
1	264,0	10648	3168	968	968	22,0	71 Drewno C24

STAŁE MATERIAŁOWE:

Materiał:	Moduł E: [N/mm2]	Napręż.gr.: [N/mm2]	AlfaT: [1/K]
71 Drewno C24	11	24,000	5,00E-06

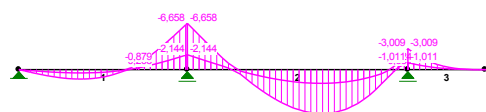
OBCIĄŻENIA:

([kN], [kNm], [kN/m])

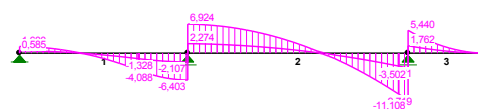
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A	"obc. stałe"		Stałe	$\gamma_f = 1,30$	
1	Trapezowe	0,0	0,976		2,53	2,53
2	Linowe	0,0	1,656	1,656	4,46	4,46
2	Linowe	0,0	0,000	1,656	0,00	4,46

2	Liniowe	0,0	1,656	1,475	4,46	4,66
3	Liniowe	0,0	1,475	0,000	0,00	1,63
Grupa: B "śnieg st. 3"				Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Trapezowe	0,0	1,647		2,53	2,53
2	Liniowe	0,0	2,794	2,794	4,46	4,46
2	Liniowe	0,0	0,000	2,794	0,00	4,46
2	Liniowe	0,0	2,794	2,489	4,46	4,66
3	Liniowe	0,0	2,489	0,000	0,00	1,63
Grupa: C "wiatr st. III"				Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Trapezowe	0,0	0,380		2,53	2,53
2	Liniowe	0,0	0,648	0,648	4,46	4,46
2	Liniowe	0,0	0,000	0,648	0,00	4,46
2	Liniowe	0,0	0,648	0,577	4,46	4,66
3	Liniowe	0,0	0,577	0,000	0,00	1,63

MOMENTY-OBWIEDNIE:



SIŁY PRZESKÓCZENIA-OBWIEDNIE:



Ostatecznie przyjęto belki koszowe **b x h = 14 x 22cm**

SPRAWDZENIE ŻELBETOWYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI BUDYNKU

PŁYTY ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90 \text{ MPa}$

Stal AIIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Płyta P1 - grubość 18cm

Wymiary: $h = 18 \text{ cm}$, $h_o = 15.5 \text{ cm}$,

Zestawienie obciążeń:

OBCIĄŻENIA STAŁE:

obciążenie równomiernie rozłożone:

	$g_k [\text{kN/m}^2]$	γ_f	$g_d [\text{kN/m}^2]$
ciężar własny	4,50	1,10	4,95
warstwy podłogowe	2,03	1,27	2,58
	6,53	$\gamma_{sr}=1,15$	7,53

obciążenie skupione

	$G_k [\text{kN}]$	γ_f	$G_d [\text{kN/m}^2]$
reakcja ze słupa więźby dachowej	21,60	1,30	28,08
	21,60	$\gamma_{sr}=1,3$	28,08

OBCIĄŻENIA ZMIENNE:

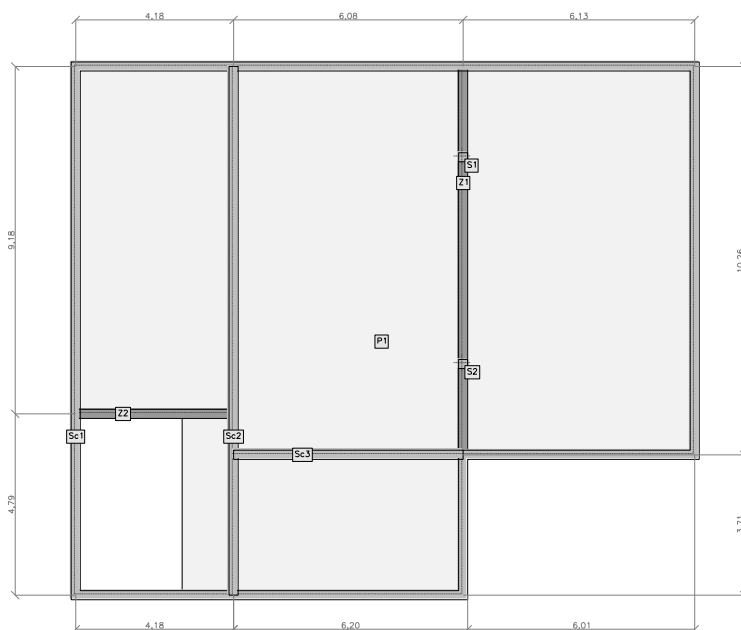
obciążenie równomiernie rozłożone:

	$q_k [\text{kN/m}^2]$	γ_f	$q_d [\text{kN/m}^2]$
użytkowe - sale rekreacyjne, szkolne	3,00	1,30	3,90
zastępcze od ścianek działowych	0,75	1,40	1,05
	3,75	$\gamma_{sr}=1,32$	4,95

obciążenie skupione

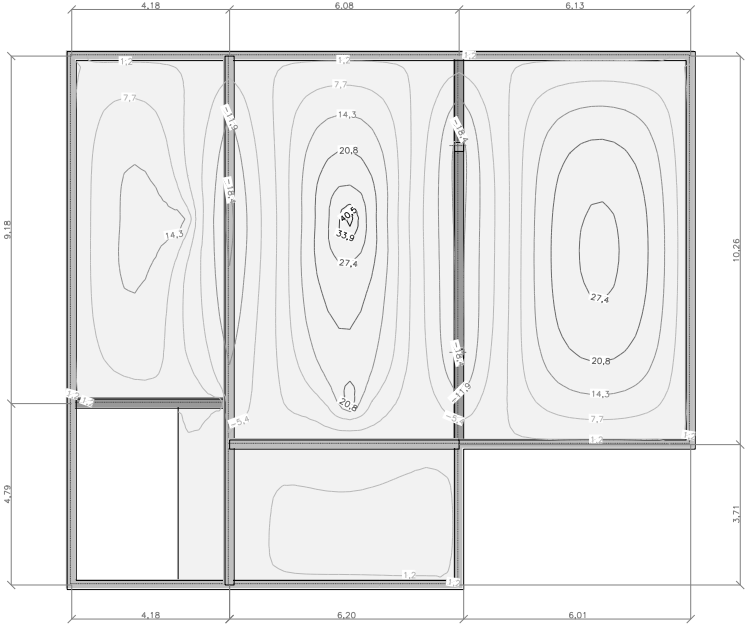
	$Q_k [\text{kN}]$	γ_f	$Q_d [\text{kN/m}^2]$
reakcja ze słupa więźby dachowej	34,20	1,50	51,30
	34,20	$\gamma_{sr}=1,5$	51,30

1.2. Model konstrukcyjny

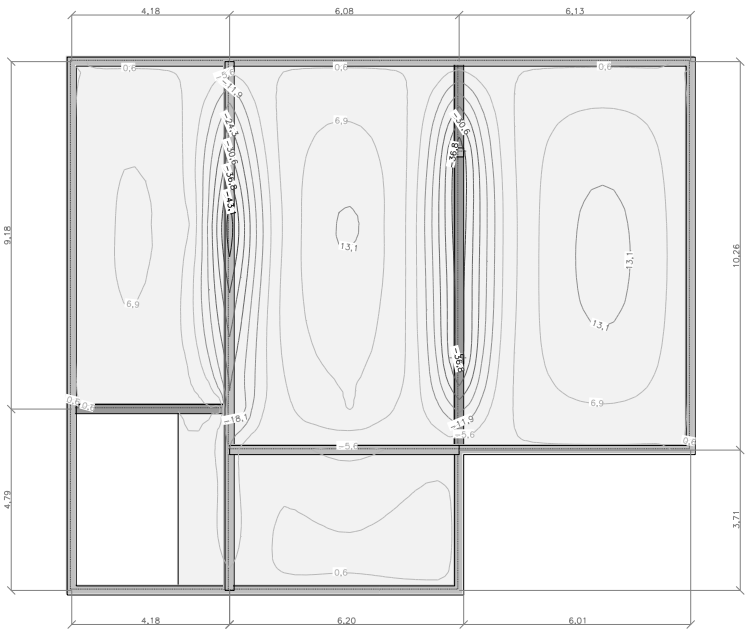


2.1. Płyty - momenty zginające M_x

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:200



Wartości minimalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:200



2.2. Plyty - momenty zginające M_y

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:200

[illegible]

2.3. Plyty - momenty skręcające M_{xy}

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:200

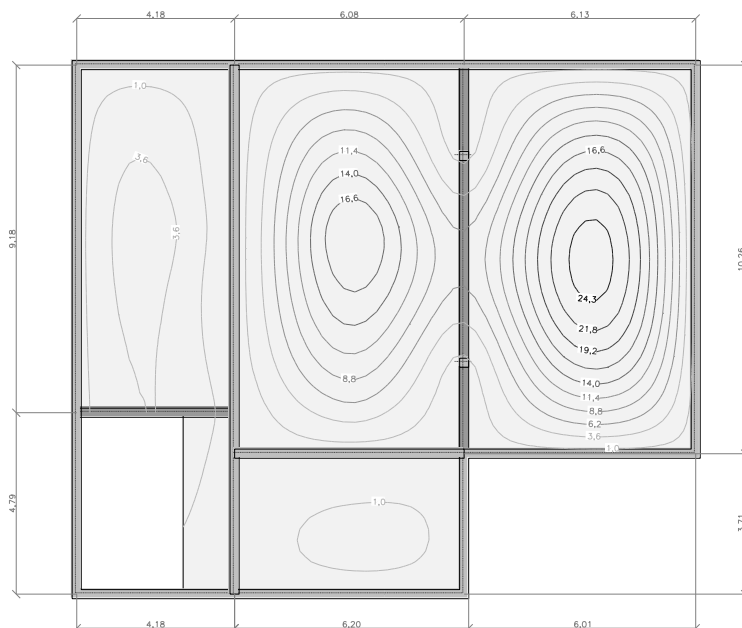


Wartości minimalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe) Skala rys. 1:200



3.1. Płyty - SGU - przemieszczenia w

[mm] - (obc. charakterystyczne, długotrwałe, dla grup obc.: c.własny, A, B, C, D, E) Skala rys. 1:200



Przyjęto zbrojenie:

dołem **#12 (AIIIN) co 15cm** w kierunku krótszej rozpiętości
w drugim kierunku **#12 (AIIIN) co 20cm**, przy podporach
zewnętrznych górą wkładki **#12 (AIIIN) co 20 cm**, nad podporami
wewnętrznymi górą **#12(AIIIN) co 10cm**, zbrojenie rozdzielcze
#8 co 20cm, w narożnikach wolnopodpartych, dołem zbrojenie
ukośne pod kątem 45° **#12 (AIIIN) co 15cm**, w miejscach
oparcia słupów więźby dachowej zbrojenie należy odpowiednio
zagęścić. (szczegółowe rozmieszczenie zbrojenia wg rys K-04
i K-05)

Płyta P2 - grubość 18cm

Wymiary: $h = 18 \text{ cm}$, $h_o = 15.5 \text{ cm}$,

Zestawienie obciążeń:

OBCIĄŻENIA STAŁE:

obciążenie równomiernie rozłożone:

	$g_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	γ_f	$g_d \text{ [kN/m}^2\text{]}$
ciężar własny	4,50	1,10	4,95
warstwy podłogowe	2,03	1,27	2,58
	6,53	$\gamma_{sr}=1,15$	7,53

OBCIĄŻENIA ZMIENNE:

obciążenie równomiernie rozłożone:

	$q_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	γ_f	$q_d \text{ [kN/m}^2\text{]}$
użytkowe - sale rekreacyjne, szkolne	3,00	1,30	3,90
zastępcze od ścianek działowych	0,75	1,40	1,05
	3,75	$\gamma_{sr}=1,32$	4,95

Przyjęto zbrojenie: dołem **#12 (AIIIN) co 15cm** w kierunku krótszej rozpiętości w drugim kierunku **#12 (AIIIN) co 20cm**, przy podporach zewnętrznych górą wkładki **#12 (AIIIN) co 20 cm**, nad podporami wewnętrznymi górą **#12(AIIIN) co 10cm**, zbrojenie rozdzielcze **#8 co 20cm**, w narożnikach wolnopodpartych, dołem zbrojenie ukośne pod kątem 45° **#12 (AIIIN) co 15cm**. (szczegółowe rozmieszczenie zbrojenia wg rys K-02 i K-03)

BELKI ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90 \text{ MPa}$
 Stal AIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Belka Bs1 – belka jednoprzęsłowa $l_{d1} = 4,18\text{m}$,

Belka o przekroju $b \times h = 25\text{cm} \times 45\text{cm}$,

OBCIĄŻENIA STAŁE:

		$g_k [\text{kN/m}]$	Y_f	$g_d [\text{kN/m}]$
ciężar własny	0,25*0,45*25,0	2,81	1,10	3,09
strop nad parterem	0,31*4,18*6,53	8,46	1,15	9,73
reakcja ze schodów		19,63	1,17	22,97
		30,90	$\gamma_{sr}=1,16$	35,79

obciążenie skupione $x=2,91\text{m}$

	$G_k [\text{kN}]$	Y_f	$G_d [\text{kN/m}^2]$
reakcja ze słupa więźby dachowej	21,60	1,30	28,08
	21,60	$\gamma_{sr}=1,3$	28,08

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :

($\psi_d=0,60$)

		$q_k [\text{kN/m}]$	Y_f	$q_d [\text{kN/m}]$
strop nad parterem	0,31*4,18*3,75	4,86	1,32	6,41
reakcja ze schodów		10,90	1,30	14,17
		15,76	$\gamma_{sr}=1,31$	20,58

obciążenie skupione $x=2,91\text{m}$

	$Q_k [\text{kN}]$	Y_f	$Q_d [\text{kN/m}^2]$
reakcja ze słupa więźby dachowej	34,20	1,50	51,30
	34,20	$\gamma_{sr}=1,5$	51,30

Przyjęto zbrojenie belki: **7 #16** dołem i **4 #12** górą,

Przyjęto strzemiona:

- **czterocięte #8 (AIIIN) co 10 cm** w odl. 140cm od podpór skrajnych.
- **czterocięte #8 (AIIIN) co 20 cm** na pozostałym odcinku

Belka Bs2 – belka jednoprzęsłowa $l_{d1} = 4,18\text{m}$,

Belka o przekroju $b \times h = 25\text{cm} \times 45\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie belki: **7 #16** dołem i **4 #12** górą,

Przyjęto strzemiona:

- **czterocięte #8 (AIIIN) co 10 cm** w odl. 140cm od podpór skrajnych.
- **czterocięte #8 (AIIIN) co 20 cm** na pozostałym odcinku

Belka B1 – belka trójprzęsłowa $l_{d1} = 3,71\text{m}$, $l_{d2} = 2,40\text{m}$, $l_{d3} = 5,46\text{m}$, $l_{d4} = 2,40\text{m}$

Belka o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 55\text{cm}$,

OBCIĄŻENIA STAŁE:		g_k [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
ciężar własny	$0,24 \times 0,55 \times 25,0$	3,30	1,10	3,63
strop nad parterem	$0,50 \times (6,08 + 6,13) \times 6,53$	39,87	1,16	46,24
ściana poddasza	$3,20 \times 2,60$	8,32	1,13	9,40
reakcja z dachu	$21,6/3,54$	6,10	1,30	7,93
		57,59	$\gamma_{sr}=1,17$	67,21

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :		$(\psi_d=0,60)$	q_k [kN/m]	γ_f	q_d [kN/m]
strop nad parterem	$0,50 \times (6,08 + 6,13) \times 3,75$		22,89	1,32	30,22
reakcja z dachu	$34,20/3,54$		9,66	1,50	14,49
			32,55	$\gamma_{sr}=1,37$	44,71

Przyjęto zbrojenie belki:

- Przęsło 1, 2, 4,: 4 #16 dołem i 4 #16 górą,
- Przęsło 3: 5 #16 dołem i 4 #16 górą,
- Podpora B: 4 #16 dołem i 4 #16 górą,
- Podpora C, D: 4 #16 dołem i 7 #16 górą,

Przyjęto strzemiona:

- czterocięte #8 (AIIIN) co 10 cm w odl. 180cm na prawo od podpory C i lewo od podpory D, w odl. 80cm na lewo od podpory B i od podpór skrajnych, na całej długości przęsła 2 i 4.
- czterocięte #8 (AIIIN) co 18 cm na pozostałych odcinkach

Belka B2 – belka jednoprzęsłowa $l_{d1} = 2,40\text{m}$,

Belka o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 30\text{cm}$,

OBCIĄŻENIA STAŁE:		g_k [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
ciężar własny	$0,24 \times 0,30 \times 25,0$	1,80	1,10	1,98
strop nad piwnicą	$0,31 \times (6,13 + 6,13) \times 6,53$	24,82	1,15	28,54
		26,62	$\gamma_{sr}=1,15$	30,52

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :		$(\psi_d=0,60)$	q_k [kN/m]	γ_f	q_d [kN/m]
strop nad parterem	$0,31 \times (6,13 + 6,13) \times 3,75$		14,25	1,32	18,81
			14,25	$\gamma_{sr}=1,32$	18,81

Przyjęto zbrojenie belki: 4 #12 dołem i 2 #12 górą,

Przyjęto strzemiona:

- #8 (AIIIN) co 10 cm w odl. 60cm od podpór skrajnych.
- #8 (AIIIN) co 20 cm na pozostałym odcinku

Belka B3 – belka jednoprzęsłowa $l_{d1} = 3,55\text{m}$,

Belka o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 40\text{cm}$,

OBCIĄŻENIA STAŁE:

		g_k [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
ciężar własny	$0,24 \times 0,40 \times 25,0$	2,40	1,10	2,64
strop nad piwnicą	$(0,31 \times 6,13 + 0,5 \times 3,71) \times 6,53$	24,52	1,15	28,20
ściana parteru	$3,63 \times 2,73$	9,91	1,14	11,30
strop nad parterem	$(0,31 \times 6,13 + 0,5 \times 3,71) \times 6,53$	24,52	1,15	28,20
		61,35	$\gamma_{sr}=1,15$	70,34

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :

($\psi_d=0,60$)

		q_k [kN/m]	γ_f	q_d [kN/m]
strop nad piwnicą	$(0,31 \times 6,13 + 0,5 \times 3,71) \times 3,75$	14,08	1,32	18,59
strop nad parterem	$(0,31 \times 6,13 + 0,5 \times 3,71) \times 3,75$	14,08	1,32	18,59
		28,16	$\gamma_{sr}=1,32$	37,18

Przyjęto zbrojenie belki: **8 #16** dołem i **4 #16** górą,

Przyjęto strzemiona:

- **czterocięte #8 (AIIIN) co 10 cm** w odl. 70cm od podpór skrajnych.
- **czterocięte #8 (AIIIN) co 20 cm** na pozostałym odcinku

Belka B4 – belka czteroprzęsłowa $l_{d1-d3} = 3,30\text{m}$, $l_{d4} = 1,79\text{m}$,

Belka o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie belki: **3 #12** dołem i **3 #12** górą,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 15 cm** na całej długości belki.

NADPROŻA ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10,7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,90 \text{ MPa}$

Stal AIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Nadproże żelbetowe N1 – nadproże dwuprzęsłowe $l_{d1} = 2,15\text{m}$, $l_{d2} = 2,15\text{m}$

Przyjęto wymiary: $b = 24 \text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2 #12** dołem i **2 #12** górą,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości nadproża.

Nadproże żelbetowe N2 – nadproże dwuprzęsłowe $l_{d1} = 0,88\text{m}$, $l_{d2} = 2,98\text{m}$

Przyjęto wymiary: $b = 24 \text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **3 #12** dołem i **3 #12** górą,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości nadproża.

Nadproże żelbetowe N3 – nadproże dwuprzęsłowe $l_{d1} = 1,95\text{m}$, $l_{d2} = 1,95\text{m}$

Przyjęto wymiary: $b = 24 \text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2 #12** dołem i **2 #12** górą,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości nadproża.

Nadproże żelbetowe N4 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 1,37\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) górą**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N5 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 0,70\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) górą**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N6 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 1,95\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **3#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) górą**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N7 – nadproże jednoprzęsłowe wspornikowe $l_{d1} = 1,22\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

OBCIĄŻENIA STAŁE:

		g_k [kN/m]	γ_f	g_d [kN/m]
ciężar własny	$0,24 \cdot 0,25 \cdot 25,0$	1,50	1,10	1,65
ściana poddasza	$3,63 \cdot 1,13$	4,10	1,14	4,68
wieniec żelbetowy	$0,24 \cdot 0,25 \cdot 25,0$	1,50	1,10	1,65
reakcja z dachu	1,58	1,58	1,30	2,05
		8,68	$\gamma_{sr}=1,16$	10,03

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :

	$(\psi_d=0,60)$	q_k [kN/m]	γ_f	q_d [kN/m]
reakcja z dachu	3,67	3,67	1,50	5,51
		3,67	$\gamma_{sr}=1,5$	5,51

Przyjęto zbrojenie: **2#12 (AIII) dołem i 4#12 (AIII) górą**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N8 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 2,00\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **4#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) górą**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N9 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 2,15\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **4#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) góra**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N10 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 2,88\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 30\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **5#12 (AIII) dołem i 4#12 (AIII) góra**,

Przyjęto strzemiona: **czterocięte $\phi 8$ (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N11 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 1,05\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) góra**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N12 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 1,26\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) góra**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości belki.

Nadproże żelbetowe N13 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 1,55\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 30\text{cm}$,

OBCIĄŻENIA STAŁE:

		$g_k [\text{kN/m}]$	γ_f	$g_d [\text{kN/m}]$
ciężar własny	$0,24 \cdot 0,30 \cdot 25,0$	1,80	1,10	1,98
strop nad piwnicą	$0,5 \cdot (6,13 + 2,10) \cdot 6,53$	26,87	1,15	30,90
ściana parteru	$3,63 \cdot 2,73$	9,91	1,14	11,30
strop nad parterem	$0,5 \cdot 6,13 \cdot 6,53$	20,01	1,15	23,02
ściana poddasza	$3,77 \cdot 2,73$	10,29	1,14	11,73
		68,89	$\gamma_{sr}=1,15$	78,93

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :

	$(\psi_d=0,60)$	$q_k [\text{kN/m}]$	γ_f	$q_d [\text{kN/m}]$
strop nad piwnicą	$0,5 \cdot (6,13 + 2,10) \cdot 3,75$	15,43	1,32	20,37
strop nad parterem	$0,5 \cdot 6,13 \cdot 3,75$	11,49	1,32	15,17
		26,93	$\gamma_{sr}=1,32$	35,54

Przyjęto zbrojenie: **4#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) góra**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości nadproża.

Nadproże żelbetowe N14 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 2,00\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 30\text{cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **6#12 (AIII) dołem i 4#12 (AIII) góra**,

Przyjęto strzemiona: **czterocięte #8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości nadproża.

Nadproże żelbetowe N15 – nadproże jednoprzęsłowe $l_{d1} = 1,05\text{m}$,

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{ cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **3#12 (AIII) dołem i 2#12 (AIII) górą**,

Przyjęto strzemiona: **#8 (AIIIN) co 10 cm** na całej długości nadproża.

WIEŃCE ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7\text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90\text{ MPa}$

Stal AIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420\text{ MPa}$

Wieniec żelbetowy W1 – wieniec na ściankach kolankowych

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{ cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12(AIII) dołem i 2#12(AIII) górą**, strzemiona $\phi\text{ 6(A0) co 25cm}$

Wieniec żelbetowy W2 – wieniec na ścianach zewnętrznych w poziomie stropu

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{ cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12(AIII) dołem i 2#12(AIII) górą**, strzemiona $\phi\text{ 6(A0) co 25cm}$

Wieniec żelbetowy W3 – wieniec na ścianach wewnętrznych w poziomie stropu

Przyjęto wymiary: $b = 24\text{ cm}$, $h = 25\text{ cm}$,

Przyjęto zbrojenie: **2#12(AIII) dołem i 2#12(AIII) górą**, strzemiona $\phi\text{ 6(A0) co 25cm}$

SŁUPY ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7\text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90\text{ MPa}$

Stal AIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420\text{ MPa}$

Słup żelbetowy Sw1, Sw2

Słup o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 24\text{cm}$

Przyjęto zbrojenie: **6#16(AIII)**, strzemiona $\phi\text{ 6 (A0) co 15cm}$

Słup żelbetowy S1

Słup o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 24\text{cm}$

Przyjęto zbrojenie: **8#16(AIII)**, strzemiona $\phi\text{ 6 (A0) co 15cm}$

Słup żelbetowy S2, S3

Słup o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 24\text{cm}$

Przyjęto zbrojenie: **4#16(AIII)**, strzemiona $\phi\text{ 6 (A0) co 15cm}$

Słup żelbetowy S4

Słup o przekroju $b \times h = 24\text{cm} \times 24\text{cm}$

Przyjęto zbrojenie: **4#16(AIII)**, strzemiona $\phi\text{ 6 (A0) co 15cm}$

SCHODY ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90 \text{ MPa}$

Stal AIIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Schody Sch1

Schody zaprojektowano jako dwubiegowe, żelbetowe płytowe, grubość płyty biegu **18 cm**.

Obciążenie dla biegu schodowego:

OBCIĄŻENIA STAŁE:	$g_k [\text{kN/m}^2]$	γ_f	$g_d [\text{kN/m}^2]$
ciężar własny	4,50	1,10	4,95
warstwy podłogowe	2,89	1,28	3,70
	7,39	$\gamma_{sr}=1,17$	8,65

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :	$q_k [\text{kN/m}^2]$	γ_f	$q_d [\text{kN/m}^2]$
klatka schodowa	4,00	1,30	5,20
	4,00	$\gamma_{sr}=1,3$	5,20

Obciążenie dla spocznika:

OBCIĄŻENIA STAŁE:	$g_k [\text{kN/m}^2]$	γ_f	$g_d [\text{kN/m}^2]$
ciężar własny	4,50	1,10	4,95
warstwy podłogowe	1,13	1,26	1,42
	5,63	$\gamma_{sr}=1,13$	6,37

OBCIĄŻENIA ZMIENNE q_1 :	$q_k [\text{kN/m}^2]$	γ_f	$q_d [\text{kN/m}^2]$
klatka schodowa	4,00	1,30	5,20
	4,00	$\gamma_{sr}=1,3$	5,20

Przyjęto zbrojenie dołem: **#12 (AIIIIN) co 12 cm**, co drugi pręt odgiąć do góry przy podporach zewnętrznych, zbrojenie rozdzielcze **#8 (AIIIIN) co 20 cm**.

ŚCIANY ŻELBETOWE

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90 \text{ MPa}$

Stal AIIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Ściana żelbetowa Sc1 – ściana fundamentowa gr. 24cm

zbrojone siatką z prętów **#12(AIIIIN) o oczku 20 x 20cm**, zwieńczona prętami **4 #12 (AIIIIN)** powiązanymi strzemionami **φ6 co 25 cm**.

MUR OPOROWY Mo1

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90 \text{ MPa}$

Stal AIIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Elementy muru:

- płyta pionowa o grubości 24 cm, zbrojona obustronnie pionowymi prętami **#12 (AIIIIN)** w rozstawie co 20 cm, zbrojenie poziome **#12(AIIIIN)** w rozstawie co 20 cm.
- płyta pozioma o grubości 40 cm, długości 134cm, zbrojona górami i dołem: prętami **#12 (AIIIIN)** w rozstawie co 20 cm w obu kierunkach.

SPRAWDZENIE FUNDAMENTÓW BUDYNKU

FUNDAMENTY BUDYNKU

Przyjęto fundamenty w formie ław i stóp fundamentowych.

Beton C16/20 (B20), $f_{cd} = 10.7 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0.90 \text{ MPa}$

Stal AIIIIN (RB500W), $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

Do obliczeń przyjęto $q_{dop} = 200 \text{ kPa}$

Ława Ł1 - fundament pod ścianą zewnętrzną

		[kN/m]	Y_f	[kN/m]
ława fundamentowa	$0,7 \cdot 0,4 \cdot 25,0$	7,00	1,10	7,70
ściana fundamentowa	$2,93 \cdot 6,43$	18,84	1,11	20,91
strop nad piwnicą	$0,31 \cdot 6,13 \cdot 10,28$	19,54	1,21	23,64
ściana parteru + piętro	$(2,84 + 1,25) \cdot 2,60$	10,63	1,15	12,23
strop nad parterem	$0,31 \cdot 6,13 \cdot 10,28$	19,54	1,21	23,64
reakcja z dachu	14,97	14,97	1,42	21,26
		90,51	$\gamma_{sr}=1,21$	109,37

Szerokość ławy fundamentowej **b = 70cm**

$$\sigma = 156,24 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: **4 #12(AIIIIN)**, strzemiona ϕ **6(A0)** co 25cm

Ława Ł2 - fundament pod ścianą wewnętrzną w osi B

		[kN/m]	Y_f	[kN/m]
ława fundamentowa	$0,8 \cdot 0,4 \cdot 25,0$	8,00	1,10	8,80
ściana fundamentowa	$2,93 \cdot 2,73$	8,00	1,14	9,12
strop nad piwnicą	$0,5 \cdot (4,20 + 6,08) \cdot 10,28$	52,84	1,21	63,94
ściana parteru + piętro	$2,84 \cdot 2,60$	7,38	1,15	8,49
strop nad parterem	$0,5 \cdot (4,20 + 6,08) \cdot 10,28$	52,84	1,21	63,94
		129,06	$\gamma_{sr}=1,2$	154,28

Szerokość ławy fundamentowej **b = 80cm**

$$\sigma = 192,85 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: **4 #12(AIIIIN)**, strzemiona ϕ **6(A0)** co 25cm

Ława Ł3 - fundament pod ścianą wewnętrzną w osi C

		[kN/m]	Y_f	[kN/m]
ława fundamentowa	$0,5 \cdot 0,4 \cdot 25,0$	5,00	1,10	5,50
ściana fundamentowa	$2,93 \cdot 2,73$	8,00	1,14	9,12
strop nad piwnicą	$0,5 \cdot (6,08 + 6,13) \cdot 10,28$	62,76	1,21	75,94
		75,76	$\gamma_{sr}=1,2$	90,56

Szerokość ławy fundamentowej **b = 50cm**

$$\sigma = 181,12 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: **4 #12(AIIIIN)**, strzemiona ϕ **6(A0)** co 25cm

Stopa St1 – stopa fundamentowa pod słupem **S1**,

		[kN/m]	Y_f	[kN/m]
stopa fund. St1	1,8*1,8*0,4*25,0	32,40	1,10	35,64
słup fund. S1	0,24*0,24*6,01*25,0	8,65	1,10	9,52
reakcja z B2	49,04	49,04	1,21	59,34
reakcja z B1	438,36	438,36	1,25	545,76
		528,45	$\gamma_{sr}=1,23$	650,26

wymiary stopy fundamentowej **b x h = 180 x 180cm**

$$\sigma = 200,69 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: dołem siatka **#16(AIIIIN)** o oczku **15x15cm**.

Stopa St2 – stopa fundamentowa pod słupem **S1**,

		[kN/m]	Y_f	[kN/m]
stopa fund. St1	1,7*1,7*0,4*25,0	28,90	1,10	31,79
słup fund. S1	0,24*0,24*6,01*25,0	8,65	1,10	9,52
reakcja z B1	386,97	386,97	1,25	481,78
		424,52	$\gamma_{sr}=1,23$	523,09

wymiary stopy fundamentowej **b x h = 170 x 170cm**

$$\sigma = 181,00 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: dołem siatka **#16(AIIIIN)** o oczku **15x15cm**.

Stopa St3 – stopa fundamentowa pod słupem **S2**,

		[kN/m]	Y_f	[kN/m]
stopa fund. St1	1,4*1,4*0,4*25,0	19,60	1,10	21,56
słup fund. S1	0,24*0,24*6,01*25,0	8,65	1,10	9,52
reakcja z B1	262,08	262,08	1,25	326,29
		290,33	$\gamma_{sr}=1,23$	357,37

wymiary stopy fundamentowej **b x h = 140 x 140cm**

$$\sigma = 182,33 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: dołem siatka **#16(AIIIIN)** o oczku **15x15cm**.

Stopa St4 – stopa fundamentowa pod słupem **S2**,

wymiary stopy fundamentowej **b x h = 100 x 100cm**

$$\sigma = 199,94 \text{ kPa} < q_{dop}$$

Przyjęto zbrojenie: dołem siatka **#16(AIIIIN)** o oczku **15x15cm**.

Stopa St5 – stopa fundamentowa pod słupem **S3**,

wymiary stopy fundamentowej **b x h = 60 x 60cm**

Przyjęto zbrojenie: dołem siatka **#16(AllIN)** o oczku **15x15cm**.

KONIEC OBLICZEŃ

Sprawdził:
mgr inż. Andrzej Palonek

Opracowanie:
mgr inż. Łukasz Orlef



grudzień 2014