

PRACOWNIA PROJEKTOWA
„WALKO” PRZEDSIĘBIORSTWO WIELOBRANŻOWE
Waldemar Kozakiewicz
91-490 ŁÓDŹ, UL. SASANEK 31A, TEL. /42/616-83-14

RODZAJ OPRACOWANIA: **PROJEKT TECHNICZNY**

OBIEKT: **ŚWIETLICA WIEJSKA**

ADRES OBIEKTU: **OSTRÓW, dz. nr 179/16 i 179/28, obręb Ostrów**

INWESTOR: **GMINA ALEKSANDRÓW
Aleksandrów 39B, 26-337 ALEKSANDRÓW**

BRANŻA: **KONSTRUKCJA**

PROJEKTANT: **mgr inż. WALDEMAR KOZAKIEWICZ**

DATA OPRACOWANIA: **MAJ 2025 r.**

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania	Str. 3
2. Przedmiot i zakres opracowania	Str. 3
3. Dane ogólne	Str. 3
4. Opis założeń przyjętych do projektowania	Str. 4
5. Opis projektowanych rozwiązań konstrukcyjnych	Str. 5
6. Materiały	Str. 8
7. Zabezpieczenie ogniochronne	Str. 8
8. Zabezpieczenie antykorozyjne	Str. 8
9. Ogólne wytyczne prowadzenia prac	Str. 9

II. ZAŁĄCZNIKI

1. Oświadczenie projektanta o zgodności projektu konstrukcji z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.
2. Kserokopie uprawnień budowlanych oraz zaświadczenia o przynależności do ŁOIIB i posiadania wymaganego ubezpieczenia OC przez projektanta konstrukcji.

III. RYSUNKI KONSTRUKCYJNE

K1 Rzut fundamentów	1 : 100
K2 Rzut parteru - schemat konstrukcyjny	1 : 100
K3 Schemat konstrukcji dachu	1 : 100

IV. OBLICZENIA STATYCZNE

(spis treści zawarto w dalszej części opracowania)

OPIS TECHNICZNY - CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

do projektu technicznego - branża konstrukcyjna - budynku Świetlicy Wiejskiej, zlokalizowanej w Ostrowie, gmina Aleksandrów, działki nr ewid. 179/16 i 179/28.

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

- 1.1. Zlecenie Inwestora.
- 1.2. Aktualna mapa sytuacyjno-wysokościowa do celów projektowych 1:500.
- 1.3. Decyzja znak GR.6730.4.2025 z dnia 30.04.2025 r. „o warunkach zabudowy”, wydana przez Wójta Gminy Aleksandrów.
- 1.4. Projekt architektoniczno-budowlany i projekty techniczne branżowe, opracowane przez projektantów Pracowni Projektowej „WALKO” w Łodzi, ul. Sasanek 31a.
- 1.5. Rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych na terenie inwestycji.
- 1.6. Uzgodnienia z Inwestorem.
- 1.7. Normy i przepisy techniczno-budowlane oraz literatura fachowa.

2. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest projekt techniczny - część konstrukcyjna - budynku świetlicy wiejskiej, zlokalizowanej w Ostrowie, gm. Aleksandrów, na działkach o nr ewid. 179/16 i 179/28.

W dokumentacji zawarto rozwiązania techniczne projektowanych elementów konstrukcji budynku w zakresie obejmującym m.in.:

- monolityczne ławy fundamentowe
- elementy konstrukcji murowej oraz nadproża i wieńce monolityczne ścian parteru
- elementy konstrukcji drewnianej dachu.

3. DANE OGÓLNE

Na przedmiotowej działce projektuje się budowę budynku świetlicy wiejskiej. Przewiduje się częściowe wykorzystanie istniejącej wiaty jako tarasu oraz wiaty na drewno opałowe. Istniejący budynek gospodarczy (o konstrukcji szkieletowej obudowanej blachą, nie związany trwale z gruntem) przeznaczony jest do rozbiórki.

Obsługę komunikacyjną obiektu stanowić będzie zaprojektowany układ dróg wewnętrznych ze zjazdem z wewnętrznej drogi gruntowej oraz miejscami postojowymi na terenie działki. Dostęp dla osób niepełnosprawnych zapewni pochylnia dla niepełnosprawnych.

Na terenie działki projektuje się także elementy infrastruktury technicznej (instalacji wodociągowej, kanalizacji sanitarnej oraz elektrycznej i teletechnicznej, wraz z przyłączami) - zgodnie z opisem w projekcie architektoniczno-budowlanym oraz odrębnymi projektami branżowymi). W północno-zachodniej części nieruchomości projektuje się plac zabaw dla dzieci razem z miejscem rekreacyjnym.

Budynek świetlicy zaprojektowano parterowy niepodpiwniczony, wykonany w technologii tradycyjnej murowanej, przekryty dwuspadowym dachem o konstrukcji drewnianej.

Ściany konstrukcyjne parteru zaprojektowano o grubości 25 cm, murowane z pustaków ceramicznych typu „Termoton P+W 25”. Ściany podłużne będące ścianami nośnymi dla elementów więźby dachu przyjęto usytuowane w rozstawie osiowym 8.35 m, 7.75 m i 6.75 m w części głównej budynku oraz 3.00 m w pomieszczeniu magazynu. Ściany zewnętrzne zostaną ocieplone styropianem o grubości odpowiednio 20 cm i 15 cm.

Ścianki działowe parteru przyjęto o grubości 11.5 cm, murowane z pustaków ceramicznych typu „Termoton P+W 11.5-50”.

Konstrukcję dwuspadowego dachu stanowić będą drewniane dźwigary (wiązary) kratownicowe (nad częścią główną budynku) oraz krokwie drewniane (nad magazynem), oparte na wieńcach ścian podłużnych. Dźwigary i krokwie przyjęto rozmieszczone w rozstawie osiowym co max. 1.00 m, usztywnione układem stężeń połaciowych i tężników pionowych. Ocieplenie dachu przyjęto wełną mineralną, w części głównej o gr. min. 25 cm układaną w poziomie stropu (sufitu) podwieszonego, nad magazynem o gr. min. 15 cm między krokwiami dachu. Pokrycie dachu stanowić będzie blachodachówka stalowa powlekana na wiatroizolacji (folii wstępnego krycia) oraz łąkach i kontrłatach drewnianych.

Posadowienie budynku zaprojektowano bezpośrednie na ławach fundamentowych żelbetonowych monolitycznych, wylewanych na gruntach rodzimych nośnych. Ściany fundamentowe przyjęto wykonane jako betonowe - murowane z bloczków lub monolityczne.

Sztywność przestrzenną budynku zapewnia układ podłużnych i poprzecznych ścian murowanych połączonych wzajemnie ze sobą oraz z konstrukcją drewnianą dachu usztywnioną tężnikami.

4. OPIS ZAŁOŻEŃ PRZYJĘTYCH DO PROJEKTOWANIA

4.1. Normy i dokumenty związane

Przy opracowywaniu niniejszego projektu korzystano z następujących opracowań normowych:

- 1/ PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- 2/ PN-EN 1991 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje.
- 3/ PN-EN 1992 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu.
- 4/ PN-EN 1995 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych.
- 5/ PN-EN 1996 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych.
- 6/ PN-EN 1997 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne.

4.2. Obciążenia przyjęte do obliczeń

W obliczeniach elementów konstrukcji budynku uwzględniono następujące obciążenia:

- 1/ Obciążenie ciężarem własnym konstrukcji i wykończenia - wg Eurokodu 1
- 2/ Obciążenie śniegiem (lokalizacja w 2 strefie obciążenia) - wg Eurokodu 1
- obciążenie śniegiem: 0.90 kN/m²
- 3/ Obciążenie wiatrem (lokalizacja w I strefie obciążenia) - wg Eurokodu 1
- obciążenie wiatrem: 0.30 kN/m²
- 4/ Obciążenie technologiczne (od urządzeń i podwieszeń) - wg Eurokodu 1
- połacie dachu nad cz. główną (instalacja fotowoltaiczna): 0.25 kN/m²
- strop podwieszony (instalacje podwieszone): 0.10 kN/m².

Zestawienie obciążeń przyjętych do obliczeń ujęto w części „Obliczenia statyczne”, załączonej do projektu konstrukcyjnego.

4.3. Schematy konstrukcyjne i metody obliczeń

Schematy statyczne i założenia przyjęte w obliczeniach statycznych projektowanych elementów konstrukcji budynku świetlicy wiejskiej opisano w części „Obliczenia statyczne”, załączonej w dalszej części opracowania.

4.4. Warunki gruntowo-wodne

Warunki hydro-geologiczne dla przedmiotowej inwestycji określono na podstawie:

- miejscowego wykopu, tj. odkrywki wykonanej w rejonie projektowanego usytuowania budynku

- informacji uzyskanych na etapie realizacji obiektów i wykopów prowadzonych na sąsiednich działkach, przekazanych przez pracowników i właścicieli nieruchomości.

Na podstawie wykonanego rozpoznania przyjęto, iż w rejonie posadowienia fundamentów projektowanego budynku podłoże gruntowe charakteryzuje się prostą budową geologiczną i zbudowane jest z:

- przypowierzchniowej warstwy gruntów organicznych o grubości ok. 30 cm; jest to warstwa nie-nośna;
- zalegających poniżej czwartorzędowych piasków różnoziarnistych, reprezentowanych przez piaski drobne i średnie, średnio zagęszczone, suche, o jednorodnej strukturze; są to grunty nośne.

Posadowienie ław fundamentowych obiektu zaprojektowano na głębokości -1.45 m (184.00 m n.p.m.). Do obliczeń posadowienia przyjęto następujące parametry geotechniczne gruntów:

Piaski drobne, średnio zagęszczone, mało wilgotne:

- | | |
|------------------------------------|-----------------------------------|
| - stopień zagęszczenia: | $I_D^{(n)} = 0.45$ |
| - wilgotność naturalna: | $w_n^{(n)} = 6\%$ |
| - gęstość objętościowa: | $\rho^{(n)} = 1.65 \text{ t/m}^3$ |
| - kąt tarcia wewnętrznego: | $\phi_u^{(n)} = 30.2^\circ$ |
| - moduł ścisłości pierwotnej: | $M_o^{(n)} = 58000 \text{ kPa}$ |
| - moduł odkształcenia pierwotnego: | $E_o^{(n)} = 44000 \text{ kPa}$ |

Podczas wykonanego rozpoznania nie stwierdzono występowania wody gruntowej w strefie zakładanej głębokości posadowienia projektowanych fundamentów.

4.5. Ocena warunków geotechnicznych posadowienia

Zgodnie z obowiązującym Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 04.2012 r., poz. 463), stwierdza się co następuje:

- 1/ Projektowany budynek świetlicy wiejskiej jest obiektem jednokondygnacyjnym niepodpiwniczonym o prostej konstrukcji (ściany nośne murowane, dźwigary i krokwie dachu drewniane jednoprzęsłowe), posadowionym na głębokości ok. 1.00 m poniżej rzędnych przyległego terenu. Przeniesienie obciążeń na podłoże gruntowe realizowane będzie w nieskomplikowany sposób poprzez fundamente w postaci zbrojonych żelbetowych ław fundamentowych.
- 2/ Podłoże w poziomie posadowienia obiektu jest jednorodne, o dobrej nośności i charakteryzuje się prostą budową geologiczną. Z uwagi na występujące w podłożu warunki geotechniczne posadowienie budynku możliwe jest jako bezpośrednie, realizowane bez obecności wody gruntowej.

W rozumieniu w/w rozporządzenia opisane warunki gruntowe należy określić jako proste.

- 3/ Kategorię geotechniczną posadowienia obiektu - dla opisanych rozwiązań projektowych, realizowanych w prostych warunkach gruntowych - ustala się jako pierwszą, dla której określenie właściwości geotechnicznych gruntów w oparciu o rozpoznanie jakościowo-ilościowe podłoża opisane w pkt. 4.4. uznaje się za wystarczające.

5. OPIS PROJEKTOWANYCH ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNYCH

5.1. Fundamenty

Pod ścianami parteru zaprojektowano ławy fundamentowe żelbetowe monolityczne o szerokościach 0.55 m i 0.45 m oraz o wysokości 0.40 m. Ławy fundamentowe przyjęto wykonane z betonu klasy C25/30, zbrojone stalą zbrojową klasy „C” A-IIIN (B500SP).

Wszystkie ławy fundamentowe posadowione będą w poziomie -1.45 m na warstwie betonu wyrównawczego klasy C12/15 o grubości co najmniej 10 cm, układanego do głębokości występo-

wania gruntów nośnych rodzimych lub nasypu budowlanego kontrolowanego, wykonanego pod fundamentami w miejscach ewentualnego występowania gruntów nienośnych i słabonośnych.

Klasę ekspozycji fundamentów przyjęto XC2, a minimalną otulinę zbrojenia głównego 5 cm.

Projektowane ławy połączono monolitycznie w narożach ścian oraz z ławami fundamentowymi ścian prostokątnych, z zachowaniem ciągłości zbrojenia podłużnego łączonego na zakładach o odpowiedniej długości.

Wymiary oraz usytuowanie ław fundamentowych pokazano na rzucie fundamentów (rysunek nr K1). Szczegóły zbrojenia fundamentów zostaną ujęte na rysunkach konstrukcyjnych w projekcie wykonawczym. Wytyczne prowadzenia robót ziemnych i prac związanych z wykonaniem fundamentów zawarto w opisie technicznym w pkt. 9.1.

5.2. Ściany konstrukcyjne

5.2.1. Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe zaprojektowano o grubości 25 cm z bloczków betonowych klasy 20 MPa (wykonanych na kruszywie piaskowo-żwirowym, pełnych lub z otworami wypełnionymi betonem monolitycznym klasy min. C16/20) murowane na zaprawie cementowej klasy M10. Zamienienie ścian fundamentowych mogą być wykonane jako betonowe monolityczne, wylewane z betonu klasy min. C16/20.

W poziomie cokołu we wszystkich ścianach fundamentowych (wylewanych lub murowanych) należy wykonać wieńce monolityczne z betonu klasy j.w., ciągle na całym obwodzie ścian fundamentowych, ze zbrojeniem prętami podłużnymi i strzemionami ze stali klasy „C” A-IIIN (B500SP).

Ściany fundamentowe zewnętrzne należy ocieplić płytami z twardego polistyrenu ekspandowanego XPS lub styropianu ekspandowanego EPS (do izolacji fundamentów) gr. 15 cm (w części głównej) i 10 cm (ściany magazynu).

Usytuowanie ścian fundamentowych pokazano na rysunku nr K1.

5.2.2. Ściany parteru

Ściany konstrukcyjne (nośne) kondygnacji parteru zaprojektowano o grubości 25 cm, wykonane z pustaków ceramicznych typu „Termoton P+W 25” klasy 15 MPa (prod. „Z.C.B. Owczary”), murowane na zaprawie cementowo-wapiennej (zwykłej) klasy M5.

Dopuszcza się - po uzgodnieniu z projektantem - wykonanie ścian murowanych zewnętrznych i wewnętrznych budynku z zastosowaniem pustaków ceramicznych innego producenta o równorzędnych parametrach technicznych.

Fragmenty ścian murowanych zewnętrznych i wewnętrznych parteru w miejscach oparcia nadproży żelbetowych oraz ostatnią warstwę muru poniżej wieńców w poziomie dachu zaleca się wykonać z cegły ceramicznej pełnej klasy 15 MPa, murowanej na zaprawie cementowo-wapiennej j.w.

Ściany konstrukcyjne, w szczególności w obrębie filarów międzyokiennych oraz w miejscach oparcia nadproży żelbetowych, należy wykonać ze szczególną starannością, z zastosowaniem materiałów odpowiedniej jakości i zachowaniem wymaganego przewiązania elementów murowych. Połączenie wszystkich ścian konstrukcyjnych - w celu zapewnienia wymaganej sztywności przestrzennej budynku - należy wykonać przez przewiązanie (przemurowanie) na strzypia zazębite.

Kategoria produkcji elementów murowych - „I”; zaprawa cementowo-wapienna zwykła przepisana; kategoria wykonania robót - „B”.

Nadproża w ścianach murowanych budynku głównego nad otworami okien i drzwi przyjęto wykonane z zastosowaniem prefabrykowanych belek nadprożowych systemowych typu „Porotherm 23.8”. Belki prefabrykowane nadproży należy układać na murach z zachowaniem wymaganej długości oparcia, z lokalnym wzmocnieniem murów przemurowaniem cegłą pełną - zgodnie z opisem j.w. Nadproże nad otworem drzwi wejściowych do magazynu zaprojektowano indywidualnie wykonane jako żelbetowe monolityczne o przekroju 25×20 cm, wylewane w poziomie wieńca z betonu klasy C20/25, zbrojone prętami ze stali klasy „C” A-IIIN (B500SP).

W poziomie oparcia dźwigarów kratowych i krokwi drewnianych dachu w ścianach murowanych parteru należy wykonać wieńce monolityczne o przekrojach 25×25 cm (w części głównej) i 25×20 cm (w magazynie). Wieńce przyjęto wylewane z betonu klasy C20/25, zbrojone prętami i strzemionami ze stali klasy „C” A-IIIN (B500SP).

Wieńce monolityczne należy wykonać obwodowo we wszystkich ścianach konstrukcyjnych parteru, ze zbrojeniem podłużnym ciągłym na całej długości ścian, łączonym na zakłady odpowiedniej długości oraz tak samo w narożach, w miejscach łączenia ścian prostokątnych i w przypadku zmiany rzędnych wieńca.

Ściany zewnętrzne murowane z pustaków ceramicznych, łącznie z nadprożami i wieńcami żelbetowymi, należy ocieplić od strony zewnętrznej styropianem gr. 20 cm (w części głównej) i 10 cm (w obrębie magazynu), a na płytach ocieplenia ułożyć cienkowarstwową wyprawę tynkarską zbrojoną siatką. Ocieplenie wykonać metodą „ETICS” (d. „BSO”, „lekka-mokra”).

Usytuowanie i grubości ścian oraz opisy materiałów do ich wykonania przedstawiono na schemacie konstrukcyjnym kondygnacji parteru (rysunek nr K2). Prace związane z wykonaniem ścian należy prowadzić wg wytycznych i szczegółów zawartych w projekcie wykonawczym, normach przedmiotowych oraz w materiałach technicznych producenta elementów murowych (zgodnie z opisem w pkt. 9.2.).

Elementy monolityczne ścian murowanych (nadproża, wieńce) należy wykonać wg rysunków konstrukcyjnych w projekcie wykonawczym.

5.3. Ściany działowe

Ściany działowe w poziomie parteru zaprojektowano o grubości 11.5 cm, wykonane z pustaków ceramicznych typu „Termoton P+W 11.5-50” klasy 15 MPa, murowane na zaprawie cementowo-wapiennej (zwykłej) klasy M5.

Ścianki działowe przyjęto połączone wzajemnie poprzez przemurowanie oraz ze ścianami konstrukcyjnymi poprzez przewiązanie na strzypia zazębione lub za pomocą systemowych łączników ze stali ocynkowanej (lub nierdzewnej), mocowanych do ścian murowanych lub kotwionych w spoinach poziomych murów.

Nadproża w ścianach wewnętrznych działowych zaprojektowano wykonane z zastosowaniem typowych prefabrykowanych żelbetowych belek nadprożowych, np. nadproży systemowych typu „Porotherm 11.5”.

5.4. Dach

Konstrukcję główną dachu nad budynkiem świetlicy zaprojektowano w postaci drewnianych dwuspadowych dźwigarów (wiązarów) kratownicowych, rozmieszczonych w rozstawie osiowym co max. 1.00 m i opartych na wieńcach ścian zewnętrznych podłużnych. Dźwigary kratownicowe przyjęto wykonane z profili drewnianych łączonych na płytki kolczaste firmy „Mitek”, na podstawie rozwiązań projektowych zaproponowanych przez firmę „MABUDO”, 98-220 Zduńska Wola, ul. Ceramiczna 8.

Schematy konstrukcyjne dźwigarów kratownicowych - 3 typy wiązarów powtarzalnych o rozpiętościach (w osiach ścian) 8.35 m, 7.75 m i 6.75 m - wraz z opisem przekrojów prętów załączono w części obliczeniowej. Trzy skrajne dźwigary przy narożu ukośnym budynku (osie „1”/„B+C”) będą dostosowane indywidualnie do wymiarów dachu w tym miejscu. Dźwigary zostaną wykonane z drewna konstrukcyjnego klasy C24 (świerk), czterostronnie struganego i suszonego komorowo.

Dach nad pomieszczeniem magazynu zewnętrznego zaprojektowano o konstrukcji drewnianej krokwiowej, z krokwiami rozmieszczonymi w rozstawie osiowym co max. 1.00 m. Na rysunkach załączonych w projekcie przyjęto krokwie o przekroju 4.5×22.0 cm z drewna konstrukcyjnego klasy C24, wykonane na podstawie rozwiązań projektowych firmy „MABUDO” (j.w.) jako przedłużenie pasa górnego wiązarów kratownicowych części głównej dachu, oparte na wieńcach ścian podłużnych budynku. Dopuszcza się indywidualne wykonanie krokwi pośrednich dachu o przekroju 6.0×18.0 cm, opartych na murlatach 12.0×12.0 cm (klasa drewna j.w.) zamontowanych w osi ścia-

ny zewnętrznej oraz (krótkimi odcinkami między dźwigarami kratowymi) w osi ściany wewnętrznej nadmurowanej ponad wieńcem.

Dźwigary kratownicowe i krokwie dachu zostaną dodatkowo usztywnione w kierunku poziomym układem stężeń połaciowych i tężników pionowych.

Na dźwigarach kratowych i krokwiach oparte będą kontrłaty i łaty drewniane (na warstwie wiatroizolacji - folii wstępnego krycia), do których mocowana będzie blachodachówka stalowa pokrycia dachu. Ocieplenie dachu przyjęto wełną mineralną, w części głównej budynku o grubości min. 25 cm układaną w poziomie stropu (sufitu) podwieszonego, nad magazynem o grubości min. 15 cm ponad sufitem z płyt gipsowo-kartonowych (i warstwą paroizolacji) mocowanym do krokwi dachu.

Schemat rozmieszczenia elementów konstrukcji drewnianej dachu pokazano na rysunku nr K3. Szczegóły wykonania i montażu dźwigarów kratownicowych i krokwi dachu oraz stężeń wiatrowych zostaną ujęte w odrębnym projekcie wykonawczym opracowanym przez firmę „MABUDO”.

6. MATERIAŁY

6.1. Beton konstrukcyjny

- elementy monolityczne: C25/30, C20/25, C16/20
- elementy prefabrykowane: wg dokumentacji technicznej producenta

6.2. Beton podłoża

- beton wyrównawczy: C12/15

6.3. Stal zbrojeniowa

- pręty żebrowane: klasa „C” A-IIIN (B500SP)

6.4. Elementy murowane

- pustaki ceramiczne „Termoton P+W 25” klasy 15 MPa
- pustaki ceramiczne „Termoton P+W 11.5-50” klasy 15 MPa
- bloczki betonowe (pełne) klasy 20 MPa.

6.5. Elementy drewniane

- drewno konstrukcyjne klasy C24 (świerk, sosna).

7. ZABEZPIECZENIE OGNIOPHROCHRONE

Zgodnie z §213 pkt. 2 ppkt. a) Rozporządzenia Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. nr 75 poz. 690 z dnia 12.04.2002 r. z późniejszymi zmianami), wymagania dotyczące klasy odporności pożarowej nie dotyczą budynków o kubaturze brutto do 1500 m³ przeznaczonych do celów turystyki i wypoczynku.

8. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE

8.1. Elementy betonowe i murowane

Elementy betonowe i murowane należy zabezpieczyć przed korozją i oddziaływaniem wód gruntowych zgodnie z „Instrukcją zabezpieczania przed korozją konstrukcji betonowych i żelbetonowych” wydaną przez ITB oraz wymaganiami norm przedmiotowych.

Izolację poziomą ław fundamentowych należy wykonać z jednej warstwy papy zgrzewalnej, np. typu „Icopal Fundament 4.0 Szybki Profil SBS”, układanej na zagruntowanym podłożu z betonu wyrównawczego.

Izolację pionową ław i ścian fundamentowych zagłębionych w gruncie należy wykonać poprzez ułożenie kilkuwarstwowych powłok, wykonanych z hydroizolacyjnych roztworów i mas asfaltowych. Powierzchnie zewnętrzne stykające się z gruntem należy pokryć dwukrotnie roztworem asfaltowym do gruntowania (np. „Siplast Primer Szybki Grunt SBS”), a następnie posmarować dwa razy bitumiczną masą powłokową (np. „Siplast Fundament Szybka Izolacja SBS”). W miejscach projektowanego ocieplenia płytami styropianowymi należy stosować materiały izolacyjne nie zawierające rozpuszczalników (nie powodujące degradacji styropianu). Izolacje pionowe ścian w poziomie cokołu (w strefie rozbryzgu wody deszczowej) należy wykonać z zastosowaniem preparatów mineralnych i wyprawy wodoodpornej z tynku ochronnego.

Podłoże pod izolacje powinno być suche, czyste, równe, bez ubytków, występow, ruchomych elementów i zanieczyszczeń, a także powinno charakteryzować się dostateczną przyczepnością. Powierzchnie boczne ścian murowanych przed wykonaniem izolacji należy pokryć warstwą wyrównawczą rapówki cementowej. Warstwy izolacyjne należy układać zgodnie z wytycznymi technicznymi i instrukcjami producenta oraz kartami technicznymi stosowanych wyrobów. Kolejne warstwy izolacji powłokowej wolno układać dopiero po całkowitym wyschnięciu warstwy poprzedniej. Łączna grubość powłoki asfaltowej powinna wynosić co najmniej 2 mm. Izolacje poziome

i pionowe ław, ścian fundamentowych i posadzki na gruncie należy starannie połączyć.

W celu dodatkowej ochrony materiałowej monolityczne ławy fundamentowe (i ściany fundamentowe w wykonaniu monolitycznym) poniżej poziomu terenu należy wykonać z betonu o konsystencji gęstoplastycznej, zgodnie z opisem w pkt. 9.2.

Izolację poziomą posadzki parteru przyjęto z folii PE lub papy asfaltowej - wg opisów na rysunkach w projekcie architektury.

8.2. Elementy drewniane

Elementy drewniane konstrukcji dachu należy wykonać z drewna o wilgotności nie przekraczającej 15%, suszonego komorowo, czterostronnie struganego, przed wbudowaniem zabezpieczonego antykorozyjnie i ogniochronnie poprzez zaimpregnowanie odpowiednim środkiem ochronnym (roztworem lub impregnatem, nie powodującym korozji łączników stalowych), typu „Fobos M-4”.

Sposób nanoszenia środka ochronnego (malowanie pędzlem, natrysk, kąpiel bezciśnieniowa, metoda ciśnieniowo-próżniowa) oraz zalecenia związane z wykonywaniem prac zabezpieczających należy przyjąć zgodnie z wytycznymi producenta i kartami technicznymi stosowanego preparatu.

W miejscach styku z murem lub wieńcami żelbetowymi ścian należy zastosować dodatkową ochronę elementów konstrukcji drewnianej w postaci przekładki z papy asfaltowej.

9. OGÓLNE WYTYCZNE PROWADZENIA PRAC

9.1. Wytyczne wykonania robót fundamentowych

W trakcie prowadzenia robót ziemnych należy ściśle stosować się do wymagań normowych Eurokodu 7. Podczas realizacji prac należy zapewnić na budowie fachowy nadzór techniczny i geologiczny.

Przed rozpoczęciem robót fundamentowych należy sprawdzić rzędne i faktyczny przebieg instalacji podziemnych oraz oznaczyć miejsca, w których mogłyby zostać uszkodzone w wyniku prowadzonych prac ziemnych, a także usunąć z podłoża ewentualne elementy uniemożliwiające wykonanie posadowienia obiektu, w tym także sieci instalacyjnych i kanalizacyjnych.

Wszelkie prace związane z wykonaniem wykopów w pobliżu istniejących sieci podziemnych lub innych przyległych obiektów należy prowadzić ze szczególną starannością i zachowaniem wymaganych warunków bezpieczeństwa.

Wykopy fundamentowe należy obudować szalunkami, które zapewnią ich niezbędne zabezpieczenie, oraz ochronić przed wpływem opadów atmosferycznych, przenikaniem wód gruntowych

i spływowych oraz przed przemarzaniem, aby nie dopuścić do rozmiękczenia, rozluźnienia i osłabienia podłoża nośnego.

Ostatnią warstwę gruntu z wykopów o miąższości min. 0.3 m (w przypadku podłoża z gruntów piaszczystych) należy usuwać ręcznie.

W ramach nadzoru po wykonaniu wykopów fundamentowych należy dokonać geotechnicznego odbioru dna wykopów, obejmującego m.in. sprawdzenie stanu i rodzaju gruntów w podłożu pod fundamentami oraz porównanie z wynikami rozpoznania geotechnicznego i parametrami gruntów przyjętymi do obliczeń posadowienia. Posadowienie projektowanych fundamentów należy wykonać na podłożu o nienaruszonej strukturze i dostatecznej nośności, nie zawierającym części organicznych, gruntów nienośnych lub słabonośnych. W przypadku natrafienia w podłożu na warstwy takich gruntów należy usunąć je z wykopów, a w ich miejsce wykonać nasyp budowlany kontrolowany piaszkowo-żwirowy zagęszczany warstwami (wg wytycznych określonych w projekcie wykonawczym), ewentualnie ułożyć w wykopie suchą mieszankę betonową klasy C12/15.

Występujące w poziomie posadowienia utwory rodzime nośne lub wykonane pod fundamentami warstwy nasypu kontrolowanego należy niezwłocznie osłonić przez wykonanie warstwy betonu wyrównawczego. W miejscach przebiegu instalacji (np. wodno-kanalizacyjnej) poniżej projektowanego poziomu posadowienia fundamentów należy zastosować obniżenie tego poziomu warstwą betonu wyrównawczego, wykonanego pod fundamentami o odpowiednio zwiększonej grubości, a w osiach przejść instalacyjnych zamontować rury ochronne.

Wykopy fundamentowe należy zasypać możliwie bezpośrednio po zakończeniu w nich przewidzianych robót. Do wypełnienia wykopów powinny być używane miejscowe grunty rodzime mineralne piaszczyste, nie zawierające zanieczyszczeń organicznych i budowlanych. Grunty te należy układać warstwami o miąższości dostosowanej do przyjętego sposobu zagęszczania, z mechanicznym zagęszczeniem każdej warstwy do wymaganego wskaźnika zagęszczenia. Zasypywanie wykopów należy prowadzić w taki sposób, aby nie spowodować uszkodzenia pionowych warstw izolacji fundamentów i ścian. Sposób zasypywania wykopów fundamentowych powinien zapewniać uzyskanie wymaganej podbudowy pod warstwę betonu posadzki parteru oraz nawierzchnie chodników i podjazdów.

9.2. Wytyczne wykonania robót budowlano-montażowych

Projektowane elementy konstrukcji żelbetowej i murowej należy wykonać na podstawie rysunków zawartych w projekcie wykonawczym branży konstrukcyjnej, zgodnie z uwagami i wytycznymi ujętymi w opisie technicznym oraz w katalogach, aprobatkach i opracowaniach technicznych dla elementów i rozwiązań systemowych, w tym dla ścian murowanych z pustaków ceramicznych „Termoton”.

Do betonowania elementów monolitycznych można przystąpić po odebraniu przez nadzór techniczny szalunków i zbrojenia projektowanych elementów (fundamentów, nadproży i wieńców).

Ławy fundamentowe (i ewentualnie ściany fundamentowe) należy wykonać z betonu o konsystencji gęstoplastycznej, jak najgęstszej możliwej do zawibrowania, z zastosowaniem cementu odpowiedniej klasy oraz z dodatkiem środków uszczelniających.

Powierzchnie betonu w miejscach przerw roboczych konstrukcji żelbetowych należy starannie przygotować przed podjęciem dalszego betonowania poprzez usunięcie z powierzchni betonu „starego” luźnych okruszków betonu oraz warstwy szklawa cementowego (szczotkowanie i zszorstkowanie betonu) oraz przepłukanie i nawilżenie miejsca przerwy wodą.

Układanie mieszanki betonowej należy prowadzić w sposób nie powodujący jej rozsegregowania i sedymentacji. Beton należy wykonać jednorodny, szczelny, bez raków i występow oraz zagęścić przy pomocy wibratorów, a następnie zapewnić jego właściwą pielęgnację, zwłaszcza podczas obniżonej lub podwyższonej temperatury oraz w odniesieniu do elementów zagłębionych w gruncie, w celu zapobieżenia powstawaniu rys skurczowych. Podczas robót należy zwrócić uwagę, aby zachować otuliny prętów zbrojenia przewidziane w projekcie, zgodnie z Eurokodem 2.

Zdjęcie podpór montażowych i szalunków może nastąpić po uzyskaniu przez beton co najmniej 75% wytrzymałości odpowiadającej projektowanej klasie.

9.3. Uwagi ogólne

Wszystkie projektowane prace należy wykonywać zgodnie z zasadami sztuki budowlanej oraz obowiązującymi przepisami technicznymi, stosując się do reguł określonych w „*Warunkach technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych*” ITB.

Roboty powinny być wykonywane pod stałym nadzorem osoby uprawnionej do kierowania pracami budowlanymi oraz z zachowaniem stosownych przepisów w zakresie wynikającym z rodzaju robót. Roboty budowlano-montażowe powinny być prowadzone w sposób bezpieczny, określony w planie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (plan „BIOZ”), opracowanym przez kierownika budowy zgodnie z rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 23 czerwca 2003 r., Dz.U.03.120.1126.

Stosowane materiały budowlane, elementy prefabrykowane, wyposażenie oraz urządzenia wbudowywane w obiekt winny posiadać wymagane aktualne atesty, certyfikaty, świadectwa dopuszczenia i oznakowanie CE oraz wystawioną przez producenta lub upoważnionego przedstawiciela deklarację właściwości użytkowych, upoważniające do stosowania w budownictwie na terenie Polski i UE, wydane przez właściwe jednostki aprobowane, zgodnie z obowiązującymi ustawami oraz rozporządzeniami wykonawczymi do tych ustaw.

Część rysunkową projektu technicznego należy rozpatrywać łącznie z opisami technicznymi i rysunkami zawartymi w projekcie architektoniczno-budowlanym, projektach wykonawczych oraz z projektami branżowymi. Wszelkie zmiany oraz wątpliwości należy konsultować z projektantami. Odstępstwa od rozwiązań projektowych należy uzgadniać z inspektorem nadzoru inwestorskiego i projektantami, z uzyskaniem stosownych wpisów w Dzienniku Budowy.

Łódź, maj 2025 r.

Projektował:

mgr inż. Waldemar Kozakiewicz

mgr inż. WALDEMAR KOZAKIEWICZ
upr. bud. w spec. konstr.-bud., nr upr. 129/04
§5 ust.1.p.1 §13 ust.1.p.1
91-490 Łódź, ul. Sasanek 31A
tel. /42/ 616 83 14

Aleksandrów, 15 maja 2022r.

OŚWIADCZENIE

Na podstawie art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. – Prawo budowlane (jednolity tekst Dz. U. 2013 poz. 1409 z późniejszymi zmianami)

OŚWIADCZAM

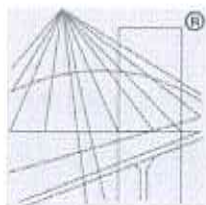
Że projekt konstrukcji świetlicy wiejskiej na działkach nr 179/16 i 179/28 w Ostrowie gm. Aleksandrów został sporządzony zgodnie z decyzją o warunkach zabudowy znak GR.6730.4.2025 z dnia 30.04.2025r, wydaną przez Wójta Gminy Aleksandrów, uzgodnieniami załączonymi do projektu, wymaganiami ustawy oraz obowiązującymi przepisami prawnymi oraz normami i zasadami wiedzy technicznej.

PROJEKTANT:

mgr inż. Waldemar Kozakiewicz

nr upr. 129/84/Wł





P O L S K A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

ŁOD-N35-MSJ-XZC *

Pan Waldemar KOZAKIEWICZ o numerze ewidencyjnym ŁOD/BO/1487/02

adres zamieszkania ul. Sasanek 31A, 91-490 Łódź

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2025-01-01 do 2025-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2025-01-05 roku przez:

Jacek Szer, Przewodniczący Rady Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarcza złożenie oświadczenia woli w postaci elektronicznej i opatrzenie go kwalifikowanym podpisem elektronicznym.

§ 2. Oświadczenie woli złożone w formie elektronicznej jest równoważne z oświadczeniem woli złożonym w formie pisemnej.

* 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.



Łódź, dnia 14 sierpnia 1984 r.

Nr 129/84/WML

DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO
do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie

Na podstawie § 5 ust. 1 p. 1. i § 13 ust. 1 pkt. 2 lit.

rozporządzenia Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.

w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46) stwierdza się

ż: Obywatel(ka) Waldemar KOZAKIEWICZ
(imię i nazwisko)
magister inżynier budownictwa
(tytuł naukowy-zawodowy)

urodzony(a) dnia 31 lipca 1956 r. w Gołdapi

posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonania samodzielnej funkcji
kierownika budowy i robót
(rodzaj funkcji)

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
(rodzaj specjalności techniczno-budowlanej)

w zakresie _____
(specjalizacja zawodowa)

WA KR/ISSI/84 MA-BUA-14 DN 11 KSI 7-83 2708

URZĄD MIASTA ŁÓDZI
DEPARTAMENT STRATEGII I ROZWOJU
Wydział Urbanistyki i Architektury
90-026 Łódź, ul. Piotrkowska 104
tel. 42 638-54-40, 42 42 1033 20, 21

WALDEMAR KOZAKIEWICZ
mgr inż. budownictwa
upr. bud. Nr 129/84 WML
Łódź, Łybiecowa 142 m 242

Za zgodność
z oryginałem

mgr inż. WML KOZAKIEWICZ
upr. bud. w oparciu o licencję
55-0000001-001
91-401 800, 001
tel. 70-21 211



Obywatel(ka) Waldemar Kozakiewicz jest upoważniony(a) do:
(imię i nazwisko)

- 1/ kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy i robót, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego w zakresie wszelkich budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodno-melioracyjnych,
- 2/ sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych wszelkich budynków i budowli
- 3/ sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
 - a/ budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków,
 - b/ budowli nie będących budynkami.

Otrzymuje

Ob. Waldemar Kozakiewicz
w/m, ul. Zgierska 142 m.242

[Signature]
Waldemar Kozakiewicz

m. p.

(podpis pióro)

OPŁATA
ARBOR

20

OPŁATA
ARBOR

20

OPŁATA
ARBOR

10 10

5 lat / 2-

PRACOWNIA PROJEKTOWA
„WALKO” PRZEDSIĘBIORSTWO WIELOBRANŻOWE
Waldemar Kozakiewicz
91-490 ŁÓDŹ, UL. SASANEK 31A, TEL. /42/616-83-14

RODZAJ OPRACOWANIA: **PROJEKT TECHNICZNY**

OBIEKT: **ŚWIELICA WIEJSKA**

ADRES OBIEKTU: **OSTRÓW, dz. nr 179/16 i 179/28, obręb Ostrów**

INWESTOR: **GMINA ALEKSANDRÓW
Aleksandrów 39B, 26-337 ALEKSANDRÓW**

BRANŻA: **KONSTRUKCJA
OBLICZENIA STATYCZNE**

PROJEKTANT: **mgr inż. WALDEMAR KOZAKIEWICZ**

DATA OPRACOWANIA: **MAJ 2025 r.**

SPIS TREŚCI

Poz. 1. Dach

Poz. 1.1. Dźwigary kratownicowe dachu	Str. 3
Poz. 1.2. Krokwie pośrednie dachu	Str. 6

Poz. 2. Ściany konstrukcyjne

Poz. 2.1. Ściany murowane parteru gr. 25 cm	Str. 9
Poz. 2.2. Nadproża żelbetowe prefabrykowane ścian murowanych	Str. 9
Poz. 2.3. Nadproża żelbetowe monolityczne ścian murowanych	Str. 10

Poz. 3. Fundamenty monolityczne

Poz. 3.1. Ława fundamentowa w osiach „B”, „C”, „D”, „E”	Str. 11
Poz. 3.2. Ława fundamentowa w osiach „1”, „5”	Str. 12
Poz. 3.3. Ława fundamentowa w osiach „A”, „4”/„A÷B”, „5”/„A÷B”	Str. 13

ZAŁĄCZNIK NR 1

Wyniki obliczeń elementów konstrukcji dachu programami „MiTek PamiR”
(obliczenia wykonane przez f. „MABUDO”) oraz programem „RM-Win”

ZAŁĄCZNIK NR 2

Wyniki obliczeń nadproży monolitycznych programem „RM-Win”

ZAŁĄCZNIK NR 3

Wyniki obliczeń ław fundamentowych programem „FD-Win”

(załączniki nr 1, nr 2, nr 3 załączono w egzemplarzu archiwalnym /autorskim/)

OBLICZENIA STATYCZNE

do projektu technicznego - branża konstrukcyjna - budynku Świetlicy Wiejskiej,
zlokalizowanej w Ostrowie, gmina Aleksandrów, działki nr ewid. 179/16 i 179/28.

POZ. 1. DACH.

POZ. 1.1. DŹWIGARY KRATOWNICOWE DACHU.

Konstrukcję główną dachu nad częścią główną budynku zaprojektowano w postaci dźwigarów kratownicowych z profili drewnianych łączonych na płytki kolczaste firmy „Mitek”. Dźwigary wykonane będą jako jednoprzęsłowe dwuspadowe, na podstawie rozwiązań projektowych zaproponowanych przez firmę „MABUDO”, 98-220 Zduńska Wola, ul. Ceramiczna 8.

Kąt nachylenia połaci dachu:

$$\alpha = 25.0^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.906, \sin \alpha = 0.423$$

Zestawienie obciążeń dachu:

Obciążenia stałe (wg PN-EN 1991-1-1:2004):

Obciążenie stałe na 1 m² połaci dachu nad cz. główną:

	[kN/m ²]	γ_G	[kN/m ²]
- blachodachówka:	0.075	1.35	0.101
- łąty i kontrłąty drewniane:	0.050	1.35	0.068
- wiatroizolacja (folia dachowa zbrojona wstępnego krycia):	0.020	1.35	0.027
$g_1 =$	<u>0.145</u>		<u>0.196</u>

Obciążenie stałe na 1 m² stropu podwieszonego:

- wełna mineralna gr. 25÷30 cm: 0.30 x 0.60 =	0.180	1.35	0.243
- paroizolacja (folia PE, opcjonalnie):	0.020	1.35	0.027
- sufit z płyt gipsowo-kartonowych gr. 2x9.5 mm na ruszcie stalowym:	0.250	1.35	0.338
$g_2 =$	<u>0.450</u>		<u>0.608</u>
- dźwigary drewniane kratownicowe dachu (obc. zastępcze):	$g_3 =$ 0.150	1.35	<u>0.203</u>

Obciążenia zmienne - obciążenie śniegiem (wg PN-EN 1991-1-3:2005):

- strefa obciążenia śniegiem gruntu: „2”
- obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu: $s_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$
- współczynnik ekspozycji (teren normalny): $C_e = 1.0$
- współczynnik termiczny: $C_t = 1.0$
- współczynniki kształtu dachu ($\alpha_1 = \alpha_2 = 25.0^\circ$): $\mu_{1(\alpha_1)} = \mu_{1(\alpha_2)} = 0.8$

Obciążenie śniegiem na 1 m² rzutu dachu:

	[kN/m ²]	γ_Q	[kN/m ²]
- obc. śniegiem dachu nad cz. główną: $s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.9 =$	<u>0.720</u>	1.5	<u>1.080</u>

w obliczeniach uwzględniono schematy równomiernego i nierównomiernego obciążenie śniegiem dachu wg przypadków (i), (ii), (iii) zgodnie z PN-EN 1991-1-3:2005 jak dla dachu dwupołaciowego

Obciążenia zmienne – obc. wiatrem (wg PN-EN 1991-1-4:2008):

(obc. wiatrem przyjęto jak dla dachu dwuspadowego nad cz. główną budynku o wymiarach jak niżej)

- długości połaci głównych dachu (w rzucie): $L_1 = L_2 = 4.73 \text{ m}$
- łączna długość połaci głównych dachu (j.w.): $d = 2 \times 4.73 = 9.46 \text{ m}$

- szerokość dachu w części głównej: $b = 21.00 \text{ m}$
- wysokość budynku w kalenicy: $h = 6.20 \text{ m}$

Lokalizacja budynku i charakterystyka terenu:

- strefa obciążenia wiatrem: „I”
- wysokość nad poziomem morza: $A < 300 \text{ m}$
- kategoria terenu: „III” (obszar pokryty roślinnością)
- współczynnik rzeźby terenu: $c_0 = 1.0$

Określenie prędkości i ciśnienia wiatru:

- wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru: $v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1.0$
- współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1.0$
- bazowa prędkość wiatru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \times 1.0 \times 22 = 22 \text{ m/s}$$

- bazowe ciśnienie prędkości wiatru:

$$q_b(v_b=v_{b,0}) = q_{b,0} = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

- wysokość odniesienia (dach dwuspadowy):

$$z_e = h_{(max)} = 6.20 \text{ m} \quad (\text{przyjęto dla całego dachu})$$

- współczynnik ekspozycji (wg NA.2.6, tablica NA.3):

$$c_e(z) = 1.9 \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{0.26} = 1.9 \times \left(\frac{6.20}{10} \right)^{0.26} = 1.68$$

- wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru ($z = 6.20 \text{ m}$):

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1.68 \times 0.30 = 0.504 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie charakterystyczne i obliczeniowe ciśnieniem wiatru na powierzchnie zewnętrzne dachu:

$$w_{e,k} = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad w_{e,d} = w_{e,k} \cdot \gamma_Q$$

gdzie:

c_{pe} - współczynnik ciśnienia zewnętrznego (wg obliczeń poniżej)

γ_Q - współczynnik obciążenia; $\gamma_Q = 1.5$

- łączne siły od obciążenia ciśnieniem wiatru działającego na powierzchnie zewnętrzne dachu (j.w.):

$$F_k = c_{scd} \cdot w_{e,k} \cdot A_{ref}, \quad F_d = F_k \cdot \gamma_Q$$

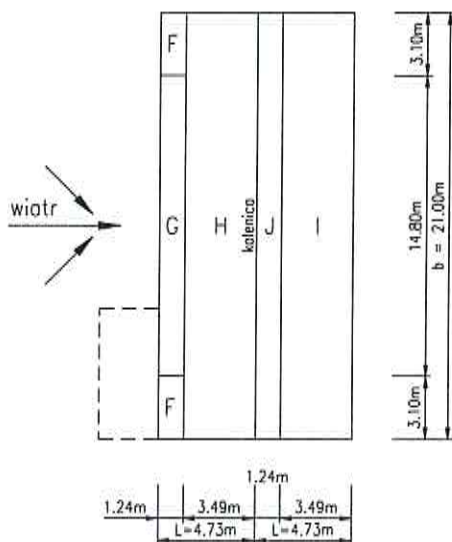
gdzie:

c_{scd} - współczynnik konstrukcyjny; na podstawie pkt. 6.2(1) przyjęto: $c_{scd} = 1.0$

A_{ref} - pole rozpatrywanego elementu powierzchni

$w_{e,k}, \gamma_Q$ - j.w.

Schemat obciążenia wiatrem połaci dachu nad częścią główną budynku (wiatr w kierunku $\Theta = 0^\circ$):



Podział dachu na pola obciążenia wiatrem: (oznaczenia wg PN-EN 1991-1-4:2008)

$$e = \min \{ b, 2h \} = 12.40 \text{ m}$$

$$e/10 = 12.40/10 = 1.24 \text{ m}$$

$$d/2 - e/10 = 4.73 - 1.24 = 3.49 \text{ m}$$

$$e/4 = 12.40/4 = 3.10 \text{ m}$$

$$b - 2 \cdot e/4 = 21.00 - 2 \times 3.10 = 14.80 \text{ m}$$

Współczynniki ciśnienia i wartości charakterystyczne obciążenia wiatrem połaci dachu i stropu:
(dla obliczeń elementów więźby drewnianej dachu przyjęto globalne współczynniki ciśnienia wiatru)

Wielkość	Poła dachu				
	F	G	H	I	J
$c_{pe,10}$	-0.633 +0.533	-0.6 +0.533	-0.233 +0.333	-0.4 +0.0	-0.667 +0.0
$w_{e,k}$ [kN/m ²]	-0.319 +0.269	-0.302 +0.269	-0.117 +0.168	-0.202 +0.0	-0.337 +0.0
c_{pi}	-0.3 +0.2	-0.3 +0.2	-0.3 +0.2	-0.3 +0.2	-0.3 +0.2
$w_{i,k}$ [kN/m ²]	-0.151 +0.101	-0.151 +0.101	-0.151 +0.101	-0.151 +0.101	-0.151 +0.101

W obliczeniach uwzględniono jako alternatywne przypadki dodatniego i ujemnego obciążenia wiatrem (parciem i ssaniem) zgodnie z PN-EN 1991-1-4:2008 (o jednakowym znaku na tej samej połaci dachu)

Obciążenie zmienne na 1 m² połaci dachu:

	[kN/m ²]	γ_Q	[kN/m ²]
- obc. od instalacji fotowoltaicznej:	<u>0.250</u>	1.5	<u>0.375</u>

Obciążenie zmienne na 1 m² stropu podwieszonego:

	[kN/m ²]	γ_Q	[kN/m ²]
- obc. podwieszeniem (oświetlenie, kanały wentylacji i/lub klimatyzacji):	<u>0.100</u>	1.5	<u>0.150</u>

Schemat obliczeniowy konstrukcji dachu:

przyjęto dźwigary drewniane kratownicowe dachu rozmieszczone w rozstawie osiowym co max. 1.00 m

Zestawienie obciążeń na 1 mb dźwigara (rozstaw dźwigarów $a_{max} = 1.00$ m):

(obciążenia stałe i zmienne charakterystyczne i obliczeniowe na 1 mb pasa górnego i pasa dolnego dźwigara kratownicowego wg zestawienia obciążeń na 1 m² połaci dachu i stropu podwieszonego j.w.)

a) obciążenie stałe:

- c. wł. dźwigara kratownicowego:

$$g_k = 0.150 \times 1.00 = 0.150 \text{ kN/m}, \quad g_d = 0.150 \times 1.35 = \underline{0.203 \text{ kN/m}}$$

- obc. stałe pasa górnego z połaci dachu:

$$g_{1k} = 0.145 \times 1.00 = 0.145 \text{ kN/m}, \quad g_{1d} = 0.145 \times 1.35 = \underline{0.196 \text{ kN/m}}$$

- obc. stałe pasa dolnego ze stropu podwieszonego:

$$g_{2k} = 0.450 \times 1.00 = 0.450 \text{ kN/m}, \quad g_{2d} = 0.450 \times 1.35 = \underline{0.608 \text{ kN/m}}$$

b) obciążenie śniegiem pasa górnego:

$$s_k = 0.720 \times 1.00 = 0.720 \text{ kN/m}, \quad s_d = 0.720 \times 1.5 = \underline{1.080 \text{ kN/m}}$$

c) obciążenie wiatrem pasa górnego:

- obc. wiatrem w kierunku poprzecznym, parcie:

$$w_{1Fk} = w_{1Gk} = (0.269 + 0.151) \times 1.00 = 0.420 \text{ kN/m}, \quad w_{1Fd} = w_{1Gd} = 0.420 \times 1.5 = \underline{0.630 \text{ kN/m}}$$

$$w_{1Hk} = (0.168 + 0.151) \times 1.00 = 0.319 \text{ kN/m}, \quad w_{1Hd} = 0.319 \times 1.5 = \underline{0.479 \text{ kN/m}}$$

$$w_{1Ik} = w_{1Id} = 0, \quad w_{1Jk} = w_{1Jd} = 0$$

- obc. wiatrem w kierunku poprzecznym, ssanie:

$$w_{1Fk} = (-0.319 - 0.101) \times 1.00 = -0.420 \text{ kN/m}, \quad w_{1Fd} = -0.420 \times 1.5 = \underline{-0.630 \text{ kN/m}}$$

$$w_{1Gk} = (-0.302 - 0.101) \times 1.00 = -0.403 \text{ kN/m}, \quad w_{1Gd} = -0.403 \times 1.5 = \underline{-0.605 \text{ kN/m}}$$

$$w_{1Hk} = (-0.117 - 0.101) \times 1.00 = -0.218 \text{ kN/m}, \quad w_{1Hd} = -0.218 \times 1.5 = \underline{-0.327 \text{ kN/m}}$$

$$w_{1Ik} = (-0.202 - 0.101) \times 1.00 = -0.303 \text{ kN/m}, \quad w_{1Id} = -0.303 \times 1.5 = \underline{-0.455 \text{ kN/m}}$$

$$w_{1Jk} = (-0.337 - 0.101) \times 1.00 = -0.438 \text{ kN/m}, \quad w_{1Jd} = -0.438 \times 1.5 = \underline{-0.657 \text{ kN/m}}$$

d) obciążenie zmienne pasa górnego i dolnego od urządzeń i podwieszeń:

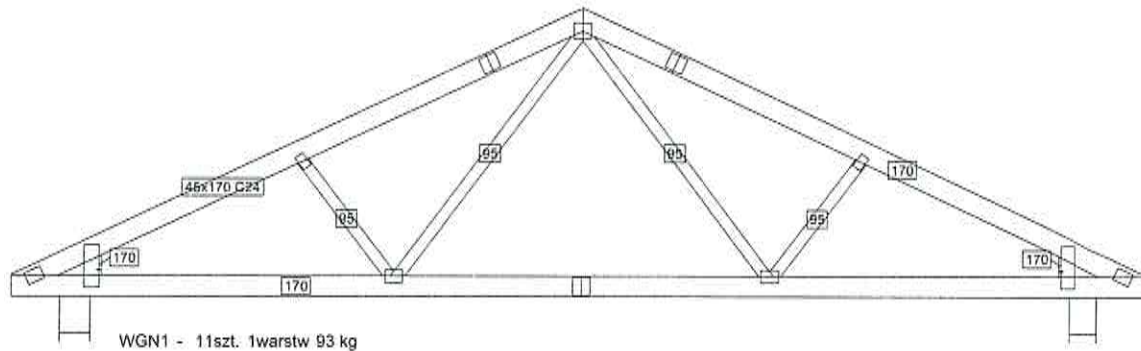
$$p_{1k} = 0.250 \times 1.00 = 0.250 \text{ kN/m}, \quad p_{1d} = 0.250 \times 1.5 = \underline{0.375 \text{ kN/m}}$$

$$p_{2k} = 0.100 \times 1.00 = 0.100 \text{ kN/m}, \quad p_{2d} = 0.100 \times 1.5 = \underline{0.150 \text{ kN/m}}$$

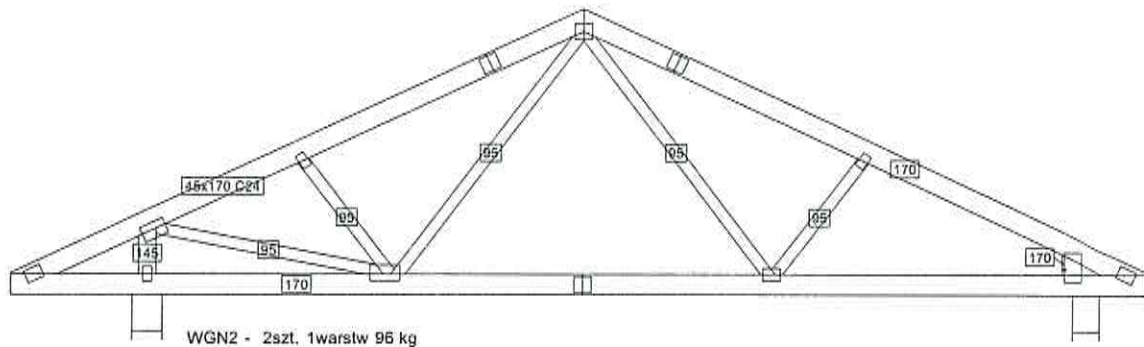
Schematy obliczeniowe dźwigarów kratownicowych dachu:

Zaprojektowano dźwigary kratownicowe z profili drewnianych łączonych na płytki kolczaste firmy „Mitek”, wykonane na podstawie rozwiązań projektowych zaproponowanych przez firmę „MABUDO”, 98-220 Zduńska Wola, ul. Ceramiczna 8, o schematach wg rysunków jak niżej:

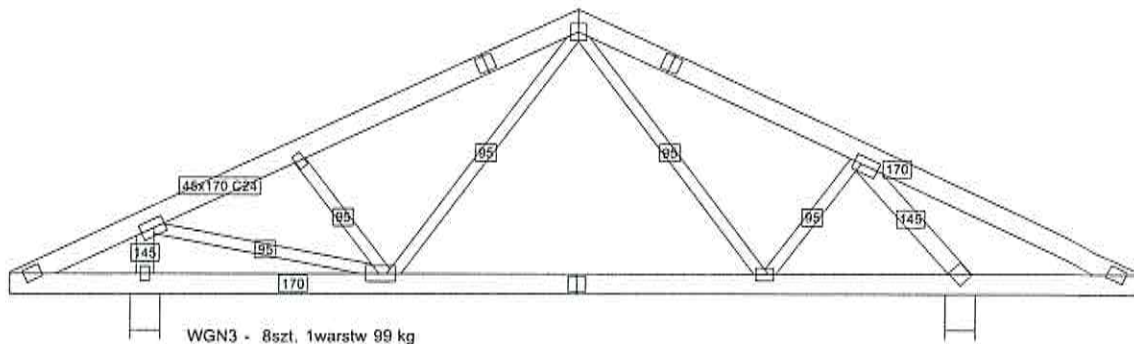
- 1) dźwigar drewniany kratownicowy, typ „1”;
rozpiętość obliczeniowa (w osiach podpór): $l_0 = 8.35 \text{ m}$



- 2) dźwigar drewniany kratownicowy, typ „2”;
rozpiętość obliczeniowa (w osiach podpór): $l_0 = 7.75 \text{ m}$



- 3) dźwigar drewniany kratownicowy, typ „3”;
rozpiętość obliczeniowa (w osiach podpór): $l_0 = 6.75 \text{ m}$



Przekroje prętów dźwigarów kratownicowych (wg projektu firmy „MABUDO”):

- pas górny: 45x170 mm
- pas dolny: 45x170 mm
- krzyżulce pośrednie: 45x95 mm
- krzyżulce podporowe: 45x145 mm
- słupki podporowe: 45x145 mm

drewno konstrukcyjne: świerk konstr. klasy C24, czterostronnie strugany, suszony komorowo.

Połączenia prętów dźwigarów kratownicowych przyjęto na płytki kolczaste firmy „Mitek”; szczegóły wykonania i połączeń prętów dźwigarów kratownicowych wg projektu wykonawczego firmy „MABUDO”.

POZ. 1.2. KROKWIWIE POŚREDNIE DACHU.

Konstrukcję główną dachu nad pomieszczeniem magazynu zaprojektowano w postaci krokwi drewnianych, wykonanych jako jednoprzęsłowe, oparte na ścianach murowanych podłużnych.

Kąt nachylenia połaci dachu - jak w poz. 1.1.

Zestawienie obciążeń dachu:

Obciążenie stałe na 1 m ² połaci dachu nad magazynem:	[kN/m ²]	γ _G	[kN/m ²]
- blachodachówka:	0.075	1.35	0.101
- łąty i kontrłąty drewniane:	0.050	1.35	0.068
- wiatroizolacja (folia dachowa zbrojona wstępnego krycia):	0.020	1.35	0.027
- krokwie drewniane 6.0×18.0 cm co max. 1.00 m:	0.100	1.35	0.135
- wełna mineralna gr. 15÷20 cm: 0.20 x 0.60 =	0.120	1.35	0.162
- paroizolacja (folia PE, opcjonalnie):	0.020	1.35	0.027
- sufit z płyt gipsowo-kartonowych gr. 2×9.5 mm na ruszcie stalowym:	0.250	1.35	0.338
g =	0.635		0.858

Obciążenia zmienne:

Obciążenie śniegiem na 1 m ² rzutu dachu:	[kN/m ²]	γ _Q	[kN/m ²]
- obc. śniegiem dachu nad magazynem (przyjęto jak w poz. 1.1.): $s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.9 =$	0.720	1.5	1.080

Obciążenie wiatrem:

(przyjęto wg obliczeń w poz. 1.1. jak obciążenie w polach „F” lub „I”)

- obc. parciem wiatru: $w_1 = 0.269 + 0.151 =$	0.420	1.5	0.630
- obc. ssaniem wiatru: $w_2 = -0.319 - 0.101 =$	-0.420	1.5	-0.630

Schemat obliczeniowy krokwi dachu:

krokiew jednoprzęsłowa swobodnie oparta na wieńcach ścian murowanych;
rozpiętość obliczeniowa krokwi (w osiach ścian): $l_0 = 3.00$ m

Składowe obciążenia krokwi:

(obciążenia ma 1 mb krokwi dachu rozmieszczonych w rozstawie co max. 1.00 m)

a) obc. stałe:

$$g_k = 0.635 \times 1.00 = 0.635 \text{ kN/m}, \quad g_d = 0.635 \times 1.35 = 0.858 \text{ kN/m}$$

b) obc. śniegiem:

$$s_k = 0.720 \times 1.00 = 0.720 \text{ kN/m}, \quad s_d = 0.720 \times 1.5 = 1.080 \text{ kN/m}$$

c) obc. wiatrem:

- połac nawietrzna, parcie:

$$w_{1k} = 0.420 \times 1.00 = 0.420 \text{ kN/m}, \quad w_{1d} = 0.420 \times 1.5 = 0.630 \text{ kN/m}$$

- połac zawietrzna, ssanie:

$$w_{2k} = -0.420 \times 1.00 = -0.420 \text{ kN/m}, \quad w_{2d} = -0.420 \times 1.5 = -0.630 \text{ kN/m}$$

Wartości momentów zginających w krokwiach:

(na podstawie obliczeń numerycznych programem „RM-Win”; uwzględniono kombinacje obciążeń wg PN-EN 1990:2004, wzory 6.10a i 6.10b; wydruki załączono w egz. archiwalnym /autorskim/)

$$a) M_{prz} = 1.35 \times 0.788 + 1.5 \times 0.5 \times 0.810 + 1.5 \times 0.6 \times 0.576 = 2.190 \text{ kNm}$$

$$b) M_{prz} = 0.85 \times 1.35 \times 0.788 + 1.5 \times 0.810 + 1.5 \times 0.6 \times 0.576 = 2.638 \text{ kNm}$$

przyjęto do dalszych obliczeń: $M_{prz(max)} = 2.638 \text{ kNm}$

(wpływ sił normalnych w obliczeniach krokwi pominięto)

Wymiarowanie krokwi:

przyjęto krokwie drewniane 6.0×18.0 cm: $A_d = 108$ cm², $W_y = 324$ cm³, $J_y = 2916$ cm⁴
 drewno sosnowe klasy C 24; wytrzymałość charakterystyczna i obliczeniowa na zginanie:
 (klasa użytkowania konstrukcji „2”; obciążenie śniegiem przyjęto jako średniotrwale $\rightarrow k_{mod} = 0.80$)

$$f_{m,k} = 24.0 \cdot 10^3 \text{ kPa}, f_{m,d} = \frac{0.80 \times 24.0 \cdot 10^3}{1.3} = 14.8 \cdot 10^3 \text{ kPa}$$

Określenie współczynnika zwichrzenia:

(wpływ częściowego usztywnienia łąkami pod pokrycie blachodachówką uwzględniono w sposób przybliżony redukując o 30% długość obliczeniową krokwi w płaszczyźnie połaci dachu)

$$l_{ef} = 0.7 \times 3.00 / \cos 25^\circ = 0.7 \times 3.31 \text{ m} = 2.32 \text{ m}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0.78 \times (0.06)^2}{0.18 \times 2.32} \times 7.4 \cdot 10^6 = 49.76 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24.0 \cdot 10^3}{49.76 \cdot 10^3}} = 0.694, \quad \lambda_{rel,m} < 0.75$$

współczynnik zwichrzenia:

$$k_{crit,m} = 1$$

Warunki nośności i stateczności:

(obliczenia dla krokwi dachu nad magazynem zginanej w przęśle)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{2.638}{324 \cdot 10^{-6}} = 8.14 \cdot 10^3 \text{ kPa} < f_{m,y,d} = 14.8 \cdot 10^3 \text{ kPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} = \frac{8.14 \cdot 10^3}{1.0 \times 14.8 \cdot 10^3} = 0.550 < 1$$

nośność krokwi dachu jest dostateczna.

Sprawdzenie ugięcia krokwi:

(wg obliczeń numerycznych programem „RM-Win”, dla następujących kombinacji obciążeń: obc. stałe „G”, obc. wiatrem/śniegiem „Q₁”, obc. śniegiem/wiatrem „Q₂”; $L/h = 331/18 = 18.4 < 20$; $k_{def} = 0.80$)

- maksymalne ugięcie krokwi w przęśle:

$$u_{fin} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + u_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + u_{inst,Q2} \cdot (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} \cdot k_{def})$$

$$u_{fin} = 0.0028 \times (1 + 0.80) + 0.0029 \cdot (1 + 0 \times 0.80) + 0.0020 \times (0.50 + 0 \times 0.80) = 0.0089 \text{ m} = 0.89 \text{ cm}$$

$$u_{fin,gr} = L / 300 = 331 / 300 = 1.10 \text{ cm}$$

$$u_{fin} = 0.89 \text{ cm} < 1.10 \text{ cm} = u_{net,fin}$$

ugięcie graniczne krokwi nie zostanie przekroczone.

Zaprojektowano krokwie pośrednie dachu nad pomieszczeniem magazynu o przekroju 6.0×18.0 cm (drewno sosnowe klasy C 24), rozmieszczone w rozstawie osiowym co max. 1.00 m.

Wariant zamienny:

Zaprojektowano krokwie drewniane dachu o przekroju 45×220 mm, z elementami podporowymi łączonymi na płytki kołczaste firmy „Mitek”, wykonane z drewna konstrukcyjnego klasy C24 (świerk konstr. jak w poz. 1.1.) na podstawie rozwiązań projektowych zaproponowanych przez firmę „MABUDO”, 98-220 Zduńska Wola, ul. Ceramiczna 8.

POZ. 2. ŚCIANY KONSTRUKCYJNE.

POZ. 2.1. ŚCIANY MUROWANE PARTERU GR. 25 cm.

Zaprojektowano ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne (nośne) parteru o grubości 25 cm z pustaków ceramicznych „Termoton P+W 25” klasy „15 MPa” prod. „Z.C.B Owczary”, murowane na zaprawie cementowo-wapiennej (zwykłej) klasy „M5”.

Kategoria elementów murowych: „I”. Klasa wykonania robót: „B”.

Z uwagi na niewielkie obciążenia od elementów konstrukcji drewnianej dachu oraz brak w ścianach nośnych filarów o małych wymiarach przekroju poprzecznego sprawdzenie nośności ścian murowanych pominięto - przyjęto, iż nośność ścian murowanych j.w. jest dostateczna (ze znacznym nadmiarem).

POZ. 2.2. NADPROŻA ŻELBETOWE PREFABRYKOWANE ŚCIAN MUROWANYCH.

POZ. 2.2.1. NADPROŻE PREFABRYKOWANE W ŚCIANIE MUROWANEJ ZEWNĘTRZNEJ NAD OTWOREM SZER. 240 cm.

Zestawienie obciążeń nadproża:

(w obliczeniach uwzględniono obciążenia stałe i zmienne łącznie z ciężarem belek nadprożowych)

Obciążenie stałe i zmienne na 1 mb nadproża:	[kN/m]	γ_Q	[kN/m]
- c. wł. nadproży prefabrykowanych „Porotherm 23.8”: $0.25 \times 0.25 \times 21.0 =$	1.313	1.35	1.772
- c. wł. ściany murowanej gr. 25 cm (pustak ceramiczny „Termoton”): $0.25 \times 2.35 \times 10.5 =$	6.169	1.35	8.328
- c. wł. wieńca monolitycznego (25×25 cm): $0.25 \times 0.25 \times 25.0 =$	1.563	1.35	2.109
- ocieplenie (styropian) gr. 20 cm i tynk cem./cem.-wap. gr. 1.0/1.5 cm: $(0.20 + 0.01 \times 21.0 + 0.015 \times 19.0) \times (0.25 + 2.60) =$	1.981	1.35	2.674
	<u>11.026</u>		<u>14.883</u>

Sprawdzenie nośności nadproża:

(w obliczeniach nadproży prefabrykowanych pominięto współpracę wieńca żelbetowego w poz. dachu)

Zaprojektowano nadproże z belek prefabrykowanych „Porotherm 23.8 L = 275 cm” szt. 3.

Dopuszczalne obliczeniowe i charakterystyczne obciążenie całkowite nadproża, na podstawie Katalogu Technicznego producenta („Wienerberger Ceramika Budowlana Sp. z o.o.”):

$$Q_d \text{ dop } (3 \times \text{Porotherm } 23.8 \times 275) = 3 \times 6.00 = 18.00 \text{ kN/m} > q_{d \text{ max}} = 14.883 \text{ kN/m}$$

$$Q_k \text{ dop } (3 \times \text{Porotherm } 23.8 \times 275) = 3 \times 4.50 = 13.50 \text{ kN/m} > q_{k \text{ max}} = 11.026 \text{ kN/m}$$

nośność nadproży prefabrykowanych „Porotherm 23.8” jest dostateczna.

POZ. 2.2.2. NADPROŻE PREFABRYKOWANE W ŚCIANIE MUROWANEJ ZEWNĘTRZNEJ NAD OTWOREM SZER. 180 cm.

Zestawienie obciążeń nadproża:

(w obliczeniach uwzględniono obciążenia stałe i zmienne łącznie z ciężarem belek nadprożowych)

Obciążenie stałe i zmienne na 1 mb nadproża:	[kN/m]	γ_Q	[kN/m]
- c. wł. nadproży prefabrykowanych „Porotherm 23.8” (jak w poz. 2.2.1.):	1.313	1.35	1.772
- c. wł. ściany murowanej gr. 25 cm (pustak ceramiczny „Termoton”): $0.25 \times 0.15 \times 10.5 =$	0.394	1.35	0.532
- c. wł. wieńca monolitycznego (25×25 cm, jak w poz. 2.2.1.):	1.563	1.35	2.109

- ocieplenie (styropian) gr. 20 cm i tynk cem./cem.-wap. gr. 1.0/1.5 cm: (0.20 + 0.01 x 21.0 + 0.015 x 19.0) x (0.25 + 0.40) =	0.452	1.35	0.610
- obc. stałe i zmienne od dźwigarów kratownicowych dachu (z poz. 1.1.): (0.145 / 0.906 + 0.450 + 0.150 + 0.720 + 0.75 x 0.420 + 0.250 / 0.906 + + 0.100) x (0.5 x 8.35 + 0.555) =	10.269		
(0.196 / 0.906 + 0.608 + 0.203 + 1.080 + 0.75 x 0.630 + 0.375 / / 0.906 + 0.150) x (0.5 x 8.35 + 0.555) =			14.870
	<u>13.991</u>		<u>19.893</u>

Sprawdzenie nośności nadproża:

(w obliczeniach nadproży prefabrykowanych pominięto współpracę wieńca żelbetowego w poz. dachu)

Zaprojektowano nadproże z belek prefabrykowanych „Porotherm 23.8 L = 225 cm” szt. 3.

Dopuszczalne obliczeniowe i charakterystyczne obciążenie całkowite nadproża, na podstawie Katalogu Technicznego producenta („Wienerberger Ceramika Budowlana Sp. z o.o.”):

$$q_{d \text{ dop}} (3 \times \text{Porotherm } 23.8 \times 225) = 3 \times 7.70 = 23.10 \text{ kN/m} > q_{d \text{ max}} = 19.893 \text{ kN/m}$$

$$q_{k \text{ dop}} (3 \times \text{Porotherm } 23.8 \times 225) = 3 \times 5.70 = 17.10 \text{ kN/m} > q_{k \text{ max}} = 13.991 \text{ kN/m}$$

nośność nadproży prefabrykowanych „Porotherm 23.8” jest dostateczna.

POZ. 2.2.3. NADPROŻE PREFABRYKOWANE W ŚCIANIE MUROWANEJ ZEWNĘTRZNEJ NAD OTWOREM SZER. 150 cm.

Na podstawie obliczeń w poz. 2.2.1., poz. 2.2.2. zaprojektowano nadproże z belek prefabrykowanych „Porotherm 23.8 L = 175 cm” szt. 3.

POZ. 2.2.4. NADPROŻE PREFABRYKOWANE W ŚCIANIE MUROWANEJ ZEWNĘTRZNEJ BUDYNKU GŁÓWNEGO NAD OTWOREM SZER. 104 cm.

Na podstawie obliczeń w poz. 2.2.2. zaprojektowano nadproże z belek prefabrykowanych „Porotherm 23.8 L = 150 cm” szt. 3.

POZ. 2.2.5. NADPROŻE PREFABRYKOWANE W ŚCIANIE MUROWANEJ WEWNĘTRZNEJ NAD OTWOREM SZER. 100 cm.**POZ. 2.2.5.A NADPROŻE PREFABRYKOWANE W ŚCIANIE MUROWANEJ ZEWNĘTRZNEJ NAD OTWOREM SZER. 90 cm.**

Na podstawie obliczeń w poz. 2.2.2. zaprojektowano nadproże z belek prefabrykowanych „Porotherm 23.8 L = 125 cm” szt. 3.

POZ. 2.3. NADPROŻA ŻELBETOWE MONOLITYCZNE ŚCIAN MUROWANYCH.**POZ. 2.3.1. NADPROŻE MONOLITYCZNE W ŚCIANIE MUROWANEJ ZEWNĘTRZNEJ MAGAZYNU NAD OTWOREM SZER. 104 cm.**

Na podstawie obliczeń w poz. 2.2.1., poz. 2.2.2. zaprojektowano konstrukcyjnie nadproże monolityczne o przekroju: b = 25 cm, h = 20 cm; beton klasy C20/25;

- zbrojenie główne nadproża dołem: 3 # 12

- zbrojenie główne nadproża górą: 2 # 12

- zbrojenie poprzeczne: strzemiona dwucięte # 6 co 7 i 15 cm
stal klasy „C” A-IIIN (B500SP).

POZ. 3. FUNDAMENTY MONOLITYCZNE.

POZ. 3.1. ŁAWA FUNDAMENTOWA W OSIACH „B”, „C”, „D”, „E”.

Zestawienie obciążeń na 1 mb ławy:

<u>Ława fund. w osiach „B”/„1÷2”, „C”, „D”, „E” - obc. stałe i zmienne:</u>	<u>[kN/m]</u>	<u>γ_Q</u>	<u>[kN/m]</u>
- obc. stałe i zmienne z dachu (jak w poz. 2.2.2.):	10.27		14.87
- c. wł. wieńca monolitycznego 25×25 cm (j.w.):	1.56	1.35	2.11
- c. wł. ściany murowanej parteru („Termoton P+W 25”): 0.25 x 3.05 x 10.5 =	8.01	1.35	10.81
- ocieplenie (styropian) gr. 20 cm i tynk cem./cem.-wap. gr. 1.0/1.5 cm: (0.20 + 0.01 x 21.0 + 0.015 x 19.0) x (0.25 + 3.05) =	2.29	1.35	3.10
- c. wł. ściany fundamentowej (ściana betonowa gr. 25 cm): 0.25 x 0.80 x 23.0 =	4.60	1.35	6.21
- ocieplenie (styropian) gr. 15 cm i tynk cem. gr. 2×1.0 cm: (0.15 + 2 x 0.01 x 21.0) x 0.80 =	0.46	1.35	0.62
	<u>25.88</u>		<u>37.72</u>
<u>Ława fundamentowa w osi „B”/„4÷5” - obc. stałe i zmienne:</u>	<u>[kN/m]</u>	<u>γ_Q</u>	<u>[kN/m]</u>
- obc. stałe i zmienne od dźwigarów kratownicowych dachu (z poz. 1.1.): (0.145 / 0.906 + 0.450 + 0.150 + 0.720 + 0.75 x 0.420 + 0.250 / 0.906 + + 0.100) x 0.5 x 8.35 = (0.196 / 0.906 + 0.608 + 0.203 + 1.080 + 0.75 x 0.630 + 0.375 / / 0.906 + 0.150) x 0.5 x 8.35 =	9.06		13.13
- obc. stałe i zmienne od krokwi dachu (z poz. 1.2.): (0.635 / 0.906 + 0.720 + 0.420) x 0.5 x 3.00 = (0.858 / 0.906 + 1.080 + 0.630) x 0.5 x 3.00 =	2.76		3.99
- c. wł. wieńca monolitycznego 25×25 cm (j.w.):	1.56	1.35	2.11
- c. wł. ściany murowanej parteru („Termoton P+W 25”, j.w.):	8.01	1.35	10.81
- tynk cem.-wapienny gr. 2×1.5 cm: 2 x 0.015 x 19.0 x (0.25 + 3.05) =	1.88	1.35	2.54
- c. wł. ściany fundamentowej (ściana betonowa gr. 25 cm, j.w.):	4.60	1.35	6.21
- ocieplenie (styropian) gr. 15 cm i tynk cem. gr. 2×1.0 cm (j.w.):	0.46	1.35	0.62
	<u>28.33</u>		<u>39.41</u>

W obliczeniach uwzględniono obciążenia użytkowe:

- w poziomie posadzki parteru: $q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$, $q_d = 3.00 \times 1.5 = 4.50 \text{ kN/m}^2$
- w poziomie przyległego terenu: $q_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$, $q_d = 5.00 \times 1.5 = 7.50 \text{ kN/m}^2$.

Obciążenie ciężarem własnym ławy fundamentowej, gruntu na odsadzkach fundamentu oraz obciążenie w poz. posadzki/terenu zostanie uwzględnione automatycznie przez program obliczeniowy „FD-Win”.

Charakterystyka gruntów w poziomie posadowienia:

Warunki gruntowo-wodne przyjęto na podstawie:

- miejscowego wykopu, tj. odkrywki wykonanej w rejonie projektowanego usytuowania budynku
- informacji uzyskanych na etapie realizacji obiektów i wykopów prowadzonych na sąsiednich działkach, przekazanych przez pracowników i właścicieli nieruchomości.

Na podstawie wykonanego rozpoznania przyjęto, iż w rejonie posadowienia fundamentów projektowanego budynku podłoże gruntowe charakteryzuje się prostą budową geologiczną i zbudowane jest z:

- przypowierzchniowej warstwy gruntów organicznych o grubości ok. 30 cm; jest to warstwa nienośna;
- zalegających poniżej czwartorzędowych piasków różnoziarnistych, reprezentowanych przez piaski

drobne i średnie, średnio zagęszczone, suche, o jednorodnej strukturze; są to grunty nośne.

Posadowienie ław fundamentowych obiektu zaprojektowano na głębokości -1.45 m (184.00 m n.p.m.).

Do obliczeń posadowienia przyjęto następujące parametry geotechniczne gruntów:

Piaski drobne, średnio zagęszczone:

- stopień zagęszczenia:	$I_D^{(n)} = 0.45$
- wilgotność naturalna:	$w_n^{(n)} = 6\%$
- gęstość objętościowa:	$\rho^{(n)} = 1.65 \text{ t/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrznego:	$\varphi_u^{(n)} = 30.2^\circ$
- moduł ścisłości pierwotnej:	$M_o^{(n)} = 58000 \text{ kPa}$
- moduł odkształcenia pierwotnego:	$E_o^{(n)} = 44000 \text{ kPa}$

Podczas wykonanego rozpoznania nie stwierdzono występowania wody gruntowej w strefie zakładanej głębokości posadowienia projektowanych fundamentów.

Wymiarowanie ławy fundamentowej:

Przyjęto wstępnie ławę fundamentową o wymiarach: $B = 55 \text{ cm}$, $H = 40 \text{ cm}$.

Poziom posadowienia ławy: -1.45 m, tj. 1.45 m poniżej poziomu posadzki parteru cz. głównej, 1.05 m poniżej poz. posadzki magazynu oraz min. 1.00 m poniżej rzędnej przyległego terenu ($D_{\min} = 1.00 \text{ m}$).

Obliczenia sprawdzające nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową przeprowadzono programem numerycznym „FD-Win”. Wydruki obliczeń załączono w egzemplarzu archiwalnym.

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego:

$$V_d = 52.27 \text{ kN/m} < R_d = R_k / \gamma_R = 121.30 / 1.4 = 86.64 \text{ kN/m}$$

nośność projektowanego posadowienia jest dostateczna.

Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania:

Obliczenia osiadania ławy fundamentowej pominięto (obiekt o prostej konstrukcji, posadowienie na gruntach piaszczystych – graniczna wartość osiadania fundamentu nie zostanie przekroczona).

Przyjęto ostatecznie ławę fundamentową o wymiarach: $B = 0.55 \text{ m}$, $H = 0.40 \text{ m}$.

Zbrojenie ławy fundamentowej:

beton klasy C25/30, stal klasy „C” A-IIIIN (B500SP)

na podstawie obliczeń numerycznych przyjęto konstrukcyjnie:

- zbrojenie podłużne: $2 \times 4 \# 12$ (dołem i górą; stal A-IIIIN j.w.);
- strzemiona dwucięte: $\# 8$ co 30 cm (stal A-IIIIN j.w.).

POZ. 3.2. ŁAWA FUNDAMENTOWA W OSIACH „1”, „5”.

Zestawienie obciążeń na 1 mb ławy:

Ława fundamentowa w osiach „1”, „5” - obc. stałe i zmienne:

	[kN/m]	γ_Q	[kN/m]
- c. wł. wieńca monolitycznego 25×25 cm (jak w poz. 3.1.):	1.56	1.35	2.11
- c. wł. ściany murowanej parteru („Termoton P+W 25”): $0.25 \times (3.85 + 0.75 \times 2.10) \times 10.5 =$	14.24	1.35	19.22
- ocieplenie (styropian) gr. 20 cm i tynk cem./cem.-wap. gr. 1.0/1.5 cm: $(0.20 + 0.01 \times 21.0 + 0.015 \times 19.0) \times (0.25 + 3.85 + 0.75 \times 2.10) =$	3.94	1.35	5.32
- c. wł. ściany fundamentowej (ściana betonowa gr. 25 cm, jak w poz. 3.1.):	4.60	1.35	6.21
- ocieplenie (styropian) gr. 15 cm i tynk cem. gr. 2×1.0 cm (j.w.):	0.46	1.35	0.62
	<u>24.80</u>		<u>33.48</u>

W obliczeniach uwzględniono obciążenia użytkowe:

- w poziomie posadzki parteru: $q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$, $q_d = 3.00 \times 1.5 = 4.50 \text{ kN/m}^2$
- w poziomie przyległego terenu: $q_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$, $q_d = 5.00 \times 1.5 = 7.50 \text{ kN/m}^2$.

Obciążenie ciężarem własnym ławy fundamentowej, gruntu na odsadzkach fundamentu oraz obciążenie w poz. posadzki/terenu zostanie uwzględnione automatycznie przez program obliczeniowy „FD-Win”.

Charakterystyka gruntów w poziomie posadowienia - wg poz. 3.1.

Wymiarowanie ławy fundamentowej:

Przyjęto wstępnie ławę fundamentową o wymiarach: $B = 55 \text{ cm}$, $H = 40 \text{ cm}$.

Poziom posadowienia ławy: -1.45 m , tj. 1.45 m poniżej poziomu posadzki parteru oraz min. 1.00 m poniżej rzędnej przyległego terenu ($D_{\min} = 1.00 \text{ m}$).

Obliczenia sprawdzające nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową przeprowadzono programem numerycznym „FD-Win”. Wydruki obliczeń załączono w egzemplarzu archiwalnym.

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego:

$$V_d = 46.34 \text{ kN/m} < R_d = R_k / \gamma_R = 121.07 / 1.4 = 86.48 \text{ kN/m}$$

nośność projektowanego posadowienia jest dostateczna.

Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania:

Obliczenia osiadania ławy fundamentowej pominięto (jak w poz. 3.1.).

Przyjęto ostatecznie ławę fundamentową o wymiarach: $B = 0.55 \text{ m}$, $H = 0.40 \text{ m}$.

Zbrojenie ławy fundamentowej:

beton klasy C25/30, stal klasy „C” A-IIIN (B500SP)

na podstawie obliczeń numerycznych przyjęto konstrukcyjnie:

- zbrojenie podłużne: $2 \times 4 \# 12$ (dołem i górą; stal A-IIIN j.w.);
- strzemiona dwucięte: $\# 8$ co 30 cm (stal A-IIIN j.w.).

POZ. 3.3. ŁAWA FUNDAMENTOWA W OSIACH „A”, „4”/„A+B”, „5”/„A+B”.

Zestawienie obciążeń na 1 mb ławy:

Ława fund. w osiach „A”, „4”/„A+B”, „5”/„A+B” - obc. stałe i zmienne:	[kN/m]	γ_Q	[kN/m]
- obc. stałe i zmienne od krokwi dachu (z poz. 1.2.): ($0.635 / 0.906 + 0.720 + 0.420$) \times ($0.5 \times 3.00 + 0.455$) = ($0.858 / 0.906 + 1.080 + 0.630$) \times ($0.5 \times 3.00 + 0.455$) =	3.60		5.19
- c. wł. wieńca monolitycznego $25 \times 20 \text{ cm}$: $0.25 \times 0.20 \times 25.0 =$	1.25	1.35	1.69
- c. wł. ściany murowanej parteru („Termoton P+W 25”): $0.25 \times 2.20 \times 10.5 =$	5.78	1.35	7.80
- ocieplenie (styropian) gr. 10 cm i tynk cem./cem.-wap. gr. $1.0/1.5 \text{ cm}$: ($0.15 + 0.01 \times 21.0 + 0.015 \times 19.0$) \times ($0.20 + 2.20$) =	1.55	1.35	2.09
- c. wł. ściany fundamentowej (ściana betonowa gr. 25 cm): $0.25 \times 0.65 \times 23.0 =$	3.74	1.35	5.05
- ocieplenie (styropian) gr. 10 cm i tynk cem. gr. $2 \times 1.0 \text{ cm}$: ($0.10 + 2 \times 0.01 \times 21.0$) \times $0.65 =$	0.34	1.35	0.46
	<u>16.26</u>		<u>22.28</u>

W obliczeniach uwzględniono obciążenia użytkowe:

- w poziomie posadzki parteru: $q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$, $q_d = 3.00 \times 1.5 = 4.50 \text{ kN/m}^2$
- w poziomie przyległego terenu: $q_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$, $q_d = 5.00 \times 1.5 = 7.50 \text{ kN/m}^2$.

Obciążenie ciężarem własnym ławy fundamentowej, gruntu na odsadzkach fundamentu oraz obciążenie w poz. posadzki/terenu zostanie uwzględnione automatycznie przez program obliczeniowy „FD-Win”.

Charakterystyka gruntów w poziomie posadowienia - wg poz. 3.1.

Wymiarowanie ławy fundamentowej:

Przyjęto wstępnie ławę fundamentową o wymiarach: $B = 45 \text{ cm}$, $H = 40 \text{ cm}$.

Poziom posadowienia ławy: -1.45 m , tj. 1.05 m poniżej poziomu posadzki magazynu oraz min. 1.00 m poniżej rzędnej przyległego terenu ($D_{\min} = 1.00 \text{ m}$).

Obliczenia sprawdzające nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową przeprowadzono programem numerycznym „FD-Win”. Wydruki obliczeń załączono w egzemplarzu archiwalnym.

Sprawdzenie nośności podłoża gruntowego:

$$V_d = 30.99 \text{ kN/m} < R_d = R_k / \gamma_R = 97.34 / 1.4 = 69.53 \text{ kN/m}$$

nośność projektowanego posadowienia jest dostateczna.

Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania:

Obliczenia osiadania ławy fundamentowej pominięto (jak w poz. 3.1.).

Przyjęto ostatecznie ławę fundamentową o wymiarach: $B = 0.45 \text{ m}$, $H = 0.40 \text{ m}$.

Zbrojenie ławy fundamentowej:

beton klasy C25/30, stal klasy „C” A-IIIN (B500SP)

na podstawie obliczeń numerycznych przyjęto konstrukcyjnie:

- zbrojenie podłużne: $2 \times 3 \# 12$ (dołem i górą; stal A-IIIN j.w.);
- strzemiona dwucięte: $\# 8$ co 30 cm (stal A-IIIN j.w.).

Łódź, maj 2025 r.

Projektował:

mgr inż. Waldemar Kozakiewicz

mgr inż. WALDEMAR KOZAKIEWICZ
upr. bud. w spec. konstr.-bud., nr upr. 129/04
§5 ust.1.p.1 §13 ust.1.p.1
91-490 Łódź, ul. Sasanek 31A
tel. /42/ 616 83 14

