


NAZWA ELEMENTU PROJEKTU BUDOWLANEGO	PROJEKT TECHNICZNY branża konstrukcyjna		
NAZWA ZAMIERZENIA BUDOWLANEGO	Budowa gminnego żłobka w miejscowości Jedwabno Adaptacja projektu		
ADRES OBIEKTU BUDOWLANEGO	Jedwabno, ul. Warmińska		
KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO	KATEGORIA IX – budynki szkolne i przedszkolne, żłobki		
IDENTYFIKATOR DZIAŁEK EWIDENCYJNYCH	281703_2.0005.49		
INWESTOR	GMINA JEDWABNO ul. Warmińska 2 12-122 Jedwabno		
JEDNOSTKA PROJEKTOWA	 <div> <div>pracownia</div> <div>architektoniczna</div> </div>		
	mgr inż. arch. Agnieszka Oprzyńska		
	ul. Morenowa 3/64, 10-667 Bartąg e-mail: archo-olsztyn@o2.pl tel. 608 466 936,	NIP 739 342 19 71 REGON 281137110	
ZESPÓŁ PROJEKTOWY			
ZAKRES OPRACOWANIA	PEŁNIONA FUNKCJA	IMIĘ I NAZWISKO SPECJALNOŚĆ I NUMER UPRAWNIENÍ	DATA OPRACOWANIA PODPIS
CZĘŚĆ ELEKTRYCZNA	PROJEKTANT	mgr inż. Piotr Tomera <i>Upewnienienia w specjalności konstrukcyjno- budowlanej bez ograniczeń do projektowania i kierowania robotami budowlanymi</i> upr. bud. nr WAM/0002/PWOK/12	X.2024r

SPIS ZAWARTOŚCI

PROJEKTU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI

I. Kopia decyzji o nadaniu uprawnień oraz zaświadczenia o przynależności do izby projektanta	str. 3 do 4
II. Oświadczenie projektanta o sporządzeniu projektu zgodnie z obowiązującymi przepisami i wiedzą techniczną	str. 5
III. Opis do projektu technicznego	str. 6 do 12
IV. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe	str. 13 do 31
V. Część rysunkowa – część elektryczna	
Rys 1 - Rzut fundamentów	str. 32
Rys 2 - Rzut montażowy stropu nad parterem	str. 33
Rys 3 - Rzut więźby dachowej	str. 34
Rys 4 - Przekroje fundamentów	str. 35
Rys 5 - Przekroje fundamentów	str. 36
Rys 6 - Zbrojenie stropu żelbetowego nad parterem	str. 37
Rys 7 - Wieńce żelbetowe	str. 38
Rys 8 - Nadproża i podciągi żelbetowe	str. 39
Rys 9 - Rdzenie i słupy żelbetowe	str. 40



**WARMIŃSKO-MAZURSKA
OKRĘGOWA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA**
10-532 Olsztyn, Płac Konsulatu Polskiego 1



WAM/OKK/U/55/12

Olsztyn, dnia 15 czerwca 2012 r.

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, ze zm./, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 07 lipca 1994 r. Prawo budowlane /tekst jednolity Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 ze zm./, § 6 pkt 1 i 2, § 11 ust. 1 pkt 1, § 15, § 17 ust. 1 pkt 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielných funkcji technicznych w budownictwie /Dz. U. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 ze zm./ oraz art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego /t.j. Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 ze zm./

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
nadaje
Panu Piotrowi Tomerze
magistrowi inżynierowi budownictwa
ur. dnia 22 stycznia 1982 r. w Szczecinie**

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
Nr ewid. WAM/0002/PWOK/12

**DO PROJEKTOWANIA I KIEROWANIA ROBOTAMI BUDOWLANymi
BEZ OGRANICZEN
W SPECJALNOŚCI KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANEJ**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie :

- Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis, w drodze decyzji, do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na liście członków właściwej Izby samorządu zawodowego, potwierdzony zaświadczeniem wydanym przez tę izbę, z określonym w nim terminem ważności.
- Od decyzji niniejszej służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Warmińsko-Mazurskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Olsztynie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.



Skład orzekający OKK:

- mgr inż. Zdzisław Błecowski
- inż. Janusz Palmowski
- mgr inż. Elżbieta Lasmanowicz

Pan Piotr Tomera upoważniony jest :

I. Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 13 ust. 3 i 4 ustawy Prawo budowlane, w szczególności konstrukcyjno-budowlanej, bez ograniczeń do:

- projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- kierowania wytworzeniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

II. Na podstawie § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 i 2 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 ze zm./ uprawnienia niniejsze uprawniają do :

- sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie specjalności niniejszych uprawnień,
- sporządzania projektu architektoniczno-budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu,
- kierowania robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji i architektury obiektu.

Otrzymuje:

- Pan Piotr Tomera
10-691 Olsztyn, ul. Sikorskiego 3/5
- Okręgowa Rada Izby
- Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
- n/a

PRZEWODNICZĄCY
OKRĘGOWEJ KOMISJI KWALIFIKACYJNEJ
mgr inż. Zdzisław Błecowski

Olsztyn, dnia 15 czerwca 2012 r.



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WAM-LT9-X5M-TB6 *

Pan Piotr Tomera o numerze ewidencyjnym WAM/BO/0133/13
adres zamieszkania ul. Sikiryckiego 3/5, 10-691 Olsztyn
jest członkiem Warmińsko-Mazurskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada
wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2024-04-01 do 2024-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2024-03-14 roku przez:

Jarosław Kukliński, Przewodniczący Rady Warmińsko-Mazurskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Zgodnie z art. 78¹ K.c.

§ 1. Do zachowania elektronicznej formy czynności prawnej wystarczy 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.

II. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA

PAŹDZIERNIK 2024r

Na podstawie art. 20 Ustawy z dnia 7 lipca 1994r „Prawo budowlane” (Dz.U. z 2024 r., poz. 725 t.j., z późniejszymi zmianami) z późniejszymi zmianami, oświadczam, że niniejszy projekt został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej oraz został wzajemnie skoordynowany międzybranżowo oraz zapewnia zgodność projektu technicznego z projektem zagospodarowania terenu oraz projektem architektoniczno-budowlanym.

ZESPÓŁ PROJEKTOWY			
ZAKRES OPRACOWANIA	PEŁNIONA FUNKCJA	IMIĘ I NAZWISKO SPECJALNOŚĆ I NUMER UPRAWNIENÍ	DATA OPRACOWANIA PODPIS
CZĘŚĆ ELEKTRYCZNA	PROJEKTANT	mgr inż. Piotr Tomera <i>Uprawnienia w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń do projektowania i kierowania robotami budowlanymi</i> upr. bud. nr WAM/0002/PWOK/12	X.2024r

III. OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania.

- 1.1 Zlecenie Inwestora
- 1.2 Opinia geotechniczna dla potrzeb rozpoznania warunków gruntowo-wodnych na działce nr 49, obr. 0005 Jedwabno opracowana przez Biuro Geologiczne Przemysław Szuba z 09.2024r.
- 1.3 Typowy projekt budowlany oraz techniczny branży konstrukcyjnej dla budynku przedszkola LK-102 autorstwa KB-PROJEKT mgr inż. Janusz Rozmus
- 1.4 Eurokody
 - Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji (PN-EN 1990)
 - Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje (PN-EN 1991)
 - Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu (PN-EN 1992)
 - Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych (PN-EN 1993)
 - Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych (PN-EN 1995)
 - Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych (PN-EN 1996)
 - Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne (PN-EN 1997)
- 1.5 Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane (Dz.U. 2003 r. Nr 207 poz. 2016 wraz z późn.zm.)
- 1.6 Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. nr 75 z 2002 poz.690 wraz z późn.zm.)

2. Przedmiot opracowania.

Projekt techniczny branży konstrukcyjnej dotyczy konstrukcji projektowanego budynku gminnego żłobka w miejscowości Jedwabno przy ul. Warmińskiej na działce o identyfikatorze 281703_2.0005.49 w województwie warmińsko-mazurskim.

3. Konstrukcja obiektu budowlanego.

Projektowana główna konstrukcja obiektu to rozwiązania tradycyjne z ścianami murowanymi, stropem nad parterem jako żelbetowym, monolitycznym, dachem czterospadowym o konstrukcji drewnianej oraz posadowieniem bezpośrednim na ławach i stopach fundamentowych.

4. Zastosowane schematy statyczne, konstrukcyjne.

Zastosowane schematy statyczne to układy statycznie wyznaczalne. Strop nad parterem, nadproża oraz podciągi stanowią wolnopodparte belki jedno lub wieloprzęsłowe. Ławy fundamentowe i wieńce żelbetowe jako ciągłe belki, z uciąganiem zbrojenia na skrzyżowaniach i załamaniach tych elementów. Fundamenty jako ławy i stopy na podłożu uwarstwionym.

5. Założenia przyjęte do obliczeń konstrukcji.

Do obliczeń statycznych przyjęto obciążenia zgodnie z eurokodami:

- *PN – EN – 1990:2004/A1:2008 Eurokod-Podstawy projektowania konstrukcji
- *PN – EN – 1991-1-1:2004/Ap1:2010 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję-część 1-1: Oddziaływania Ogólne- Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- *PN – EN – 1991-1-6:2007 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję-część 1-6: Oddziaływania Ogólne- Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji.
- *PN – EN – 1991-1-3:2005/AC:2009 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję- część 1-3: Oddziaływania Ogólne- Obciążenie śniegiem.
- *PN – EN – 1991-1-4:2008/Ap2:2010 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję- część 1-4: Oddziaływania Ogólne- Oddziaływania wiatru.

*PN – EN – 1991-1-5:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcję- część 1-5: Oddziaływania Ogólne- Oddziaływania termiczne.
*PN – EN – 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu- część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
*PN – EN – 1993-1-1:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych- część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
*PN – EN – 1995-1-1:2010 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych- część 1-1: Postanowienia ogólne- Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
*PN – EN – 1996-1-1:2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych- część 1-1: Reguły ogólne dla niezbrojonych i zbrojonych konstrukcji murowych.
*PN – EN – 1996-1-1:2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych- część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.
*PN – EN – 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne- część1: Zasady ogólne.
*PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

OBCIĄŻENIA ZMIENNE

Jako obciążenia zmienne przyjęto następujące obciążenia :

-Obciążenie śniegiem: przyjęto jak dla III strefy śniegowej

-Obciążenie wiatrem: przyjęto jak dla II strefy wiatrowej

-Obciążenia zmienne:

*obciążenie użytkowe dla stropu nad parterem

(strych bez dostępu z wyjątkiem zwykłych napraw i konserwacji) -0,50 kN/m²

OBCIĄŻENIA STAŁE

Obciążenia stałe wg. zestawień tabelarycznych w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych.

6.0 Opis szczegółowy

6.1 Konstrukcja dachu.

Zaprojektowano dach czterospadowy, o nachyleniu 15 stopni, o konstrukcji drewnianej, płatwiowo-kleszczowej. Elementy więźby dachowej z drewna sosnowego klasy C24. Na krokwiach deskowanie pełne gr. 22 mm, membrana dachowa , łąty 6/4 cm i kontrłąty 5/2,5 cm, pokrycie blachodachówką (rodzaj i typ wg. projektu architektonicznego). Wytyczne wykonawcze połączeń oraz zamocowań elementów drewnianych więźby dachowej wg. uwag zawartych na rysunku K3.

Pod oparciem drewna na betonie lub murze (murlaty, słupy, deskowanie) wykonać przekładkę z 2 x folia budowlana 0,5 mm lub 2 x papa asfaltowa. Elementy drewniane zabezpieczyć przed wbudowaniem przeciwko korozji biologicznej i przeciwogniowo np. preparatem Fobos M – 4 lub innym o potwierdzonych atestem właściwościach.

UWAGA!

Odległość elementów drewnianych więźby dachowej od wewnętrznego lica przewodu dymowego lub spalinowego winna wynosić minimum 30cm, wartość ta może być zmniejszona do 15cm w przypadku zabezpieczenia elementów drewnianych tynkiem lub okładziną ognioodporną o gr 25mm (w projekcie zastosowano okładziną z płyt GKF 2x12,5mm)

6.2 Ściany konstrukcyjne kondygnacji nadziemnych.

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne z bloczków betonu komórkowego odmiany 700 o grubości 24cm, wytrzymałości na ściskanie 6,0MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej z wyłączeniem ściany w osi B, którą zaprojektowano z uwagi

na wymogi akustyczne z cegły wapienno piaskowej gr. 24cm, wytrzymałości na ściskanie 15MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej.

Ściany należy dodatkowo łączyć na strzepia z rdzeniami żelbetowymi. Pomiędzy ścianami fundamentowymi a blokami ścian nadziemnych zastosować izolację poziomą przeciwwilgociową.

Uwaga ! Zakłada się klasę wykonania robót murowych w kat. A przy użyciu elementów murowych należących do I klasy oraz użyciu zapraw systemowych, przygotowanych w fabryce. Odstępstwo od tych założeń, wytycznych wymaga zgody autora projektu, w przypadku zmiany spowoduje przekroczenie nośności ścian.

6.3 Ściany konstrukcyjne fundamentowe.

Ściany fundamentowe konstrukcyjne murowane z bloków betonowych z betonu klasy C12/15, na zaprawie cementowej M10, grubości 24 cm. Pomiędzy ławą fundamentową a blokami betonowymi zastosować izolację poziomą przeciwwilgociową.

6.4 Ściany wypełniające, działowe.

Ściany działowe zaprojektowano z:

- gr. 11,5cm z bloczka z betonu komórkowego odmiany 600, wytrzymałości na ściskanie 4,0MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej,
- gr. 15cm z bloczka wapienno-piaskowego kl. 15MPa na zaprawie cienkowarstwowej, systemowej.

Ściany należy dodatkowo łączyć z konstrukcją nośną budynku tj. ścianami, słupami, rdzeniami za pomocą stalowych, ocynkowanych, prefabrykowanych łączników LS1 40x68x1,25mm, umieszczanych w każdej spoinie ścianki działowej, kotwić do konstrukcji na kotwy mechaniczne, rozporowe. Ściany działowe wykonać pozostawiając szczelinę 1cm do stropu żelbetowego, powstałą szczelinę wypełnić pianą poliuretanową (w razie potrzeby stosować pianę PPOŻ), na górze ścian działowych wieniec żelbetowy gr. ściany i wysokości 20cm, pręty podłużne kotwić w wieńcach obwodowych przez wklejenie.

Pod wszystkimi ściankami działowymi fundamenty betonowe o przekroju 30x30cm, z poziomem posadowienia spodu ławy minimum 50cm poniżej góry wykończonej posadzki.

6.5 Wieńce żelbetowe.

Wieńce żelbetowe zbrojone prętami podłużnymi #10/12 ze stali AIII-N (B500SP) i strzemionami #6 ze stali AIII-N (B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia wg. przekroju na rysunku K7, beton C20/25.

Lokalizacja i przekroje wieńców:

- na ścianach fundamentowych- wieniec WF1-24x24cm, WF2-24x24cm
- na ścianach nadziemnych- wieniec W1-24x25cm, W2-24x20cm, W3-24x30cm
- wieńce stropowe wokół otworów i na krawędziach swobodnych WSx, WSy- 25x24cm
- jako zakończenie góry ścianki wózkowni W3-24x20cm
- na górze ścian działowych- wieniec Wdz1-12x20cm, Wdz2-15x20cm

Pręty zbrojenia podłużnego w wieńcach jako ciągłe o długości docelowej jak długość elementu –w przypadku potrzeby stosowania zakładów w jednym miejscu łączyć max. 50% zbrojenia podłużnego stosując zakład jak dla prętów rozciąganych tj. 100cm. Na załamaniach ścian stosować pręty kątowe o długości ramion 50fi każde, celem uciąglenia wieńca w narożnikach. Z wieńca W2 wypuścić nagwintowane kotwy #16 (gwint M14) co max. 80cm ze stali A-IIIN (B500SP) dla zamocowania murlaty.

Pręty podłużne wieńca W1 stanowią jednocześnie zbrojenie nadproży N1-N6. Zabrania się uciągania prętów podłużnych wieńca W1 w świetle nadproży N1-N6. Rozstaw strzemion w świetle nadproży wg. przekrojów nadproży żelbetowych.

Ścianki działowe wykonać pozostawiając 10mm szczeliny, dylatacji do stropu żelbetowego, pozostałą szczelinę wypełnić pianą poliuretanową lub według potrzeby pianą PPOŻ.

6.6. Podciągi i nadproża żelbetowe.

Podciągi i nadproża żelbetowe zbrojone prętami podłużnymi i poprzecznymi ze stali AIII-N (B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia 3cm, beton C20/25. Minimalne oparcie belek na murze 25cm, pierwsze strzemie zakładane 2cm od podpory.

6.7 Słupy i rdzenie żelbetowe.

Słupy i rdzenie żelbetowe zbrojone prętami podłużnymi i poprzecznymi ze stali AIII-N (B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia 3,0cm, beton C20/25, W10. Ściany murowane dochodzące do rdzenii, słupów łączyć z nimi przez zastosowanie strzępi w wiązaniu murarskim.

6.8 Strop żelbetowy.

Zaprojektowano strop żelbetowy, monolityczny grubości 20cm z betonu C20/25, zbrojony krzyżowo dołem i górą stalą AIII-N (B500SP), klasa ekspozycji betonu XC3, otulina zbrojenia 2,5cm.

Podczas wykonywania stropu osadzić wszystkie kotwy do rdzenii i słupów żelbetowych poddasza

6.10 Konstrukcja wózkowni

Zaprojektowano konstrukcję stalową ze stali S235J0 z profili kwadratowych z RK 140x4mm z dachem jednospadowym o konstrukcji drewnianej. Słupy stalowe wsparte na płycie fundamentowej gr. 30cm z betonu C20/25, W10 posadowionej na gł. -0,67m na podkładzie z betonu C8/10. Słupy wsparte na blachach podstawy kotwionych do płyty żelbetowej na kotwy M16 wklejane na żywicę epoksydową na gł. 20cm.

Połączenia stalowe między słupem a ryglem konstrukcji jako spawane z blachą usztywniającą węzeł w postaci żebra. Pod oparciem drewna na stali przekładka z papy. Warstwy kryjące dach wg. projektu architektury. Konstrukcja stalowa zabezpieczona przed korozją za pomocą powłok malarskich podkład+nawierzchnia.

6.11 Posadowienie.

6.11.1 Kategoria geotechniczna obiektu.

Według Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych z dnia 25 kwietnia 2012niniejszy obiekt budowlany zalicza się do I klasy geotechnicznej, która obejmuje posadawianie niewielkich obiektów budowlanych, o statycznie wyznaczalnym schemacie obliczeniowym w prostych warunkach gruntowych.

6.11.2 Warunki gruntowo-wodne.

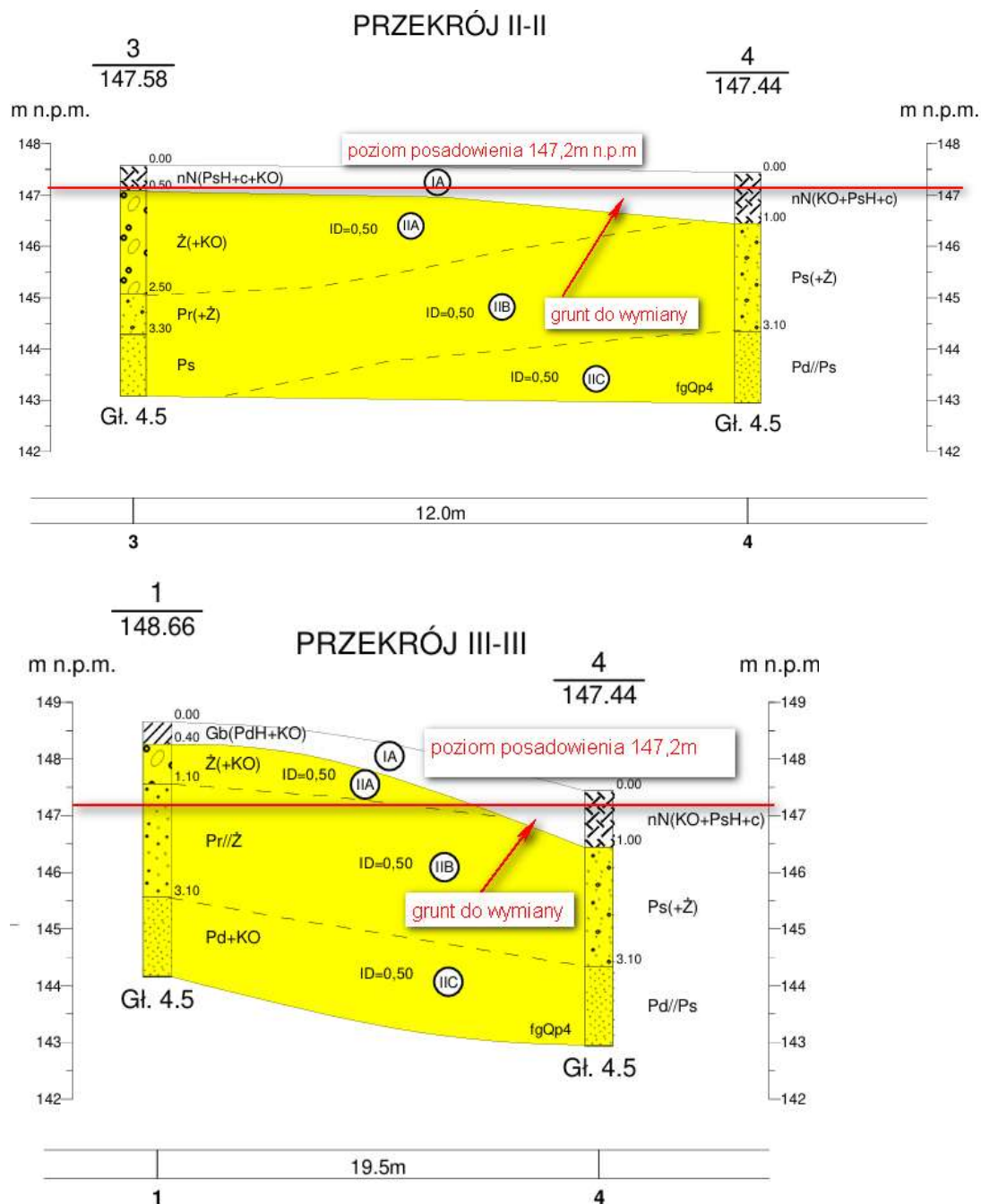
Obliczenia fundamentów przeprowadzono w oparciu o „Opinię geotechniczną dla potrzeb rozpoznania warunków gruntowo-wodnych na działce nr 49, obr. 0005 Jedwabno” opracowaną przez Biuro Geologiczne Przemysław Szuba z 09.2024r

Nawiercone na obszarze badań grunty w miejscu posadowienia przedstawiają poniższe przekroje geologiczne. W oparciu o poniższe przekroje geologiczne założono uwarstwione podłoże gruntowe do obliczeń fundamentów bezpośrednich.

UWAGA!

DOKONAĆ WYMIANY GRUNTU NIENOŚNEGO POD PROJEKTOWANYMI FUNDAMENTAMI ORAZ POSADZKĄ NA GRUNCI- GRUNT OZNACZONY WG. GEOLOGI JAKO WARSTWA 1A O

GŁ. ZALEGANIA MAX 146,44m n.p.m. WYMIANA NA POSPÓLKĘ ZAGĘSZCZANA
MECHANICZNIE DO $I_s=0,98$



6.11.3 Zabezpieczenie przed wpływem eksploatacji górniczej.

W obliczeniach statycznych na podstawie lokalizacji oraz dokumentacji geologicznej założono, że projektowany budynek nie znajduje się w rejonie wpływów górniczych i nie został zabezpieczony przed wpływem eksploatacji górniczej. UWAGA! Posadowienie w rejonie wpływów górniczych wymaga odrębnego opracowania projektowego.

6.11.4 Projektowane fundamentowanie.

Projektowany budynek posadowiono w sposób bezpośredni na ławach i stopach fundamentowych, na warstwie podbudowy z chudego betonu C8/10 gr.10cm. Fundamenty z betonu klasy C20/25, W10 zbrojenie główne, poprzeczne ze stali A – IIIN (B500SP), otulina zbrojenia 5 cm. Klasa ekspozycji XC2. Rzędna posadowienia fundamentów budynku to 147,2m n.p.m równa tj. -1,2m poniżej poziomu 0 projektowanej posadzki, -1,03m poniżej poziomu terenu. Rzędna posadowienia płyty fundamentowej wózkowni to 147,73m n.p.m tj.

-0,5m poniżej poziomu terenu. Pod posadowieniem fundamentów i posadzki na gruncie wykonać wymianę gruntu nienośnego wg. pkt 6.11.2 opisu technicznego.

W miejscach zakładu prętów podłużnych stosować zagęszczenie podstawowego rozstawu strzemion do połowy, w jednym miejscu dopuszcza się łączyć wyłącznie 50% zbrojenia podłużnego, zbrojenie podłużne przepuszczać przez stopy fundamentowe a w przypadku braku kontynuacji kotwic na 60cm. Zbrojenie ław fundamentowych uciągać w narożach i skrzyżowaniach przy pomocy prętów kątowych wg. schematu zamieszczonego na rysunkach wykonawczych zbrojenia fundamentów.

Przed zabetonowaniem fundamentów osadzić studnie kan., tuleje stalowe dla przejść poziomów instalacji wod.kan., a także przyspawać do prętów zbrojenia podłużnego płaskowniki FeZn do wykonania uziomów. Z fundamentów wypuścić kotwy do słupów i rdzeni żelbetowych.

Pod ścianami działowymi wykonać fundament betonowy 30x30cm posadowiony 50cm poniżej góry warstw posadzkowych.

6.11.5 Wytyczne wykonawcze.

*Nad wszystkimi robotami fundamentowymi, ziemnymi ustala się Nadzór Uprawnionego Geologa do zadań którego będzie należało: nadzór nad wymianą gruntu nienośnego oraz odbiór dna wykopu a w tym poświadczenia o rodzaju gruntu oraz stopniu zagęszczenia w stosunku do parametrów przyjętych z opinii geotechnicznej - wyniki należy załączyć w formie protokołu z badań do dziennika budowy oraz dokumentacji powykonawczej. W przypadku rozbieżności przerwać prace i powiadomić nadzór autorski

*Przy wykonywaniu posadowień bezpośrednich należy przewidzieć środki zabezpieczające przed:

- uplastycznieniem, rozmoczeniem, wysuszeniem lub przemarznięciem podłoża fundamentów w czasie wykonywania robót budowlanych,
- zalaniem wykopu fundamentowego przez wody gruntowe, powierzchniowe lub opadowe
- upłynnieniem gruntów niespoistych spowodowanych odprężeniem dna wykopu lub pracą ciężkiego sprzętu w wykopie

*Wykopy pod fundamenty powinny być wykonane w taki sposób, aby nie nastąpiło naruszenie naturalnej struktury gruntu poniżej spodu fundamentu, przy wykonywaniu wykopów fundamentowych za pomocą maszyn należy na dnie wykopu zostawić w gruntach niespoistych warstwę gruntu grubości od 0,20 do 0,30m, w gruntach spoistych około 0,50m powyżej przewidywanego poziomu posadowienia, ze względu na możliwość rozluźnienia gruntu przez maszyny, a pozostałą warstwę wybrać ręcznie

*Wyrównanie lub podnoszenie dna wykopu przez podsypywanie miejscowym gruntem jest niedopuszczalne bez uprzedniej konsultacji z geologiem i ostatecznym zatwierdzeniem proponowanego rozwiązania przez projektanta projektu budowlanego

*Przed wykonaniem robót fundamentowych przewidzieć odprowadzenie wód powierzchniowych oraz w przypadku istnienia zwierciadła wody gruntowej powyżej poziomu posadowienia przewidzieć sposób wykonania wykopów fundamentowych oraz fundamentów „na sucho”. Sposób odwodnienia należy dobrać mając na uwadze, poza względami ekonomicznymi, przede wszystkim niedopuszczalne do osłabienia lub zniszczenia naturalnej struktury gruntu podłoża. Niedopuszczalne jest na przykład usuwanie wody gruntowej przez pompowanie jej bezpośrednio z dołów fundamentowych przy istnieniu gruntów sypkich i mało spoistych, takich jak piaski drobne, piaski pylaste lub pyły

*Gdyby miało miejsce zalanie dna wykopu wodami powierzchniowymi lub gruntowymi, należy przede wszystkim usunąć wodę, a następnie zbadać, czy nie nastąpiło przy tym naruszenie naturalnej struktury gruntu w podłożu. Rozluźnioną górną warstwę gruntu należy usunąć, zastępując ją do poziomu posadowienia betonem podkładowym lub pospółką, żwirem zagęszczonymi mechanicznie do $I_s=0,98$.

*Podczas wykonywania wykopów w warunkach zimowych należy ochronić podłoże gruntowe od przemarzania

*W przypadku głębokich wykopów należy uwzględnić odprężenie dna wykopu fundamentowego oraz naturalny kąt zsyłu piasków.

7.0 Uwagi końcowe.

- 1.** Dla prawidłowego i bezpiecznego prowadzenia robót zaleca się opracowanie projektu organizacji placu budowy. W projekcie tym należy przewidzieć usytuowanie zaplecza socjalnego dla pracowników, miejsca składowe dla poszczególnych rodzajów materiałów, usytuowanie węzła betoniarskiego i składowiska kruszyw, ustawienie i organizację pracy przy robotach ziemnych. W projekcie tym powinna też zostać określona organizacja ruchu i wytyczone drogi tymczasowe. Przewidzieć też należy ogrodzenie placu budowy.
- 2.** Roboty prowadzić zgodnie z zasadami sztuki budowlanej, wg kompletnego wielobranżowego projektu technicznego
- 3.** Dla prawidłowego wytyczenia i stałej kontroli położenia osi konstrukcyjnych budowli i poziomów posadowienia, należy zapewnić stałą obsługę geodezyjną budowy.
- 4.** Stosować materiały budowlane posiadające znak CE lub znak budowlany oraz deklarację właściwości użytkowych producenta.
- 5.** W przypadku wystąpienia wątpliwości co do sposobu prowadzenia robót lub zaistnienia sytuacji nieprzewidzianych niniejszym projektem należy wezwać projektanta konstrukcji, który w ramach nadzoru autorskiego określi sposób postępowania.
- 6.** Podczas wykonywania robót przestrzegać przepisów bezpieczeństwa i higieny pracy.
- 7.** Prowadzenie robót powierzyć osobie uprawnionej.
- 8.** Zgodnie z D.U. nr 89 poz. 414 dla obiektu budowlanego prowadzić należy Książkę Obiektu Budowlanego, w której odnotowywać należy wykonywane okresowo przeglądy stanu technicznego budowli.
- 9.** Budowę można rozpocząć po uzyskaniu prawomocnego pozwolenia na budowę.
- 10.** Wszystkie istotne odstępstwa od projektu wymagają uzyskania zmiany pozwolenia na budowę.

projektant

mgr inż. Piotr Tomera

WAM/0002/PWOK/12

spec. konstrukcyjno – budowlana do proj. i

kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń

IV. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

1.0 ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ

1.1 OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE POŁACI DACHOWEJ ŚNIEGIEM

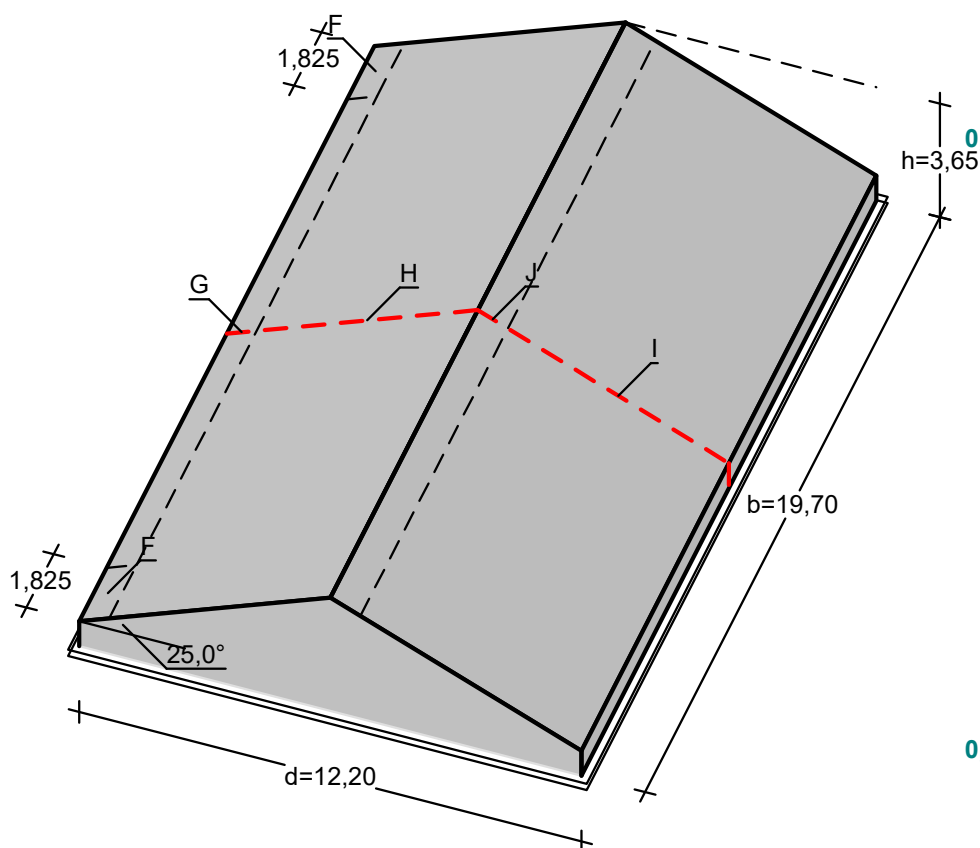
POŁAĆ DACHOWA O NACHYLENIEU- 15 STOPNI .

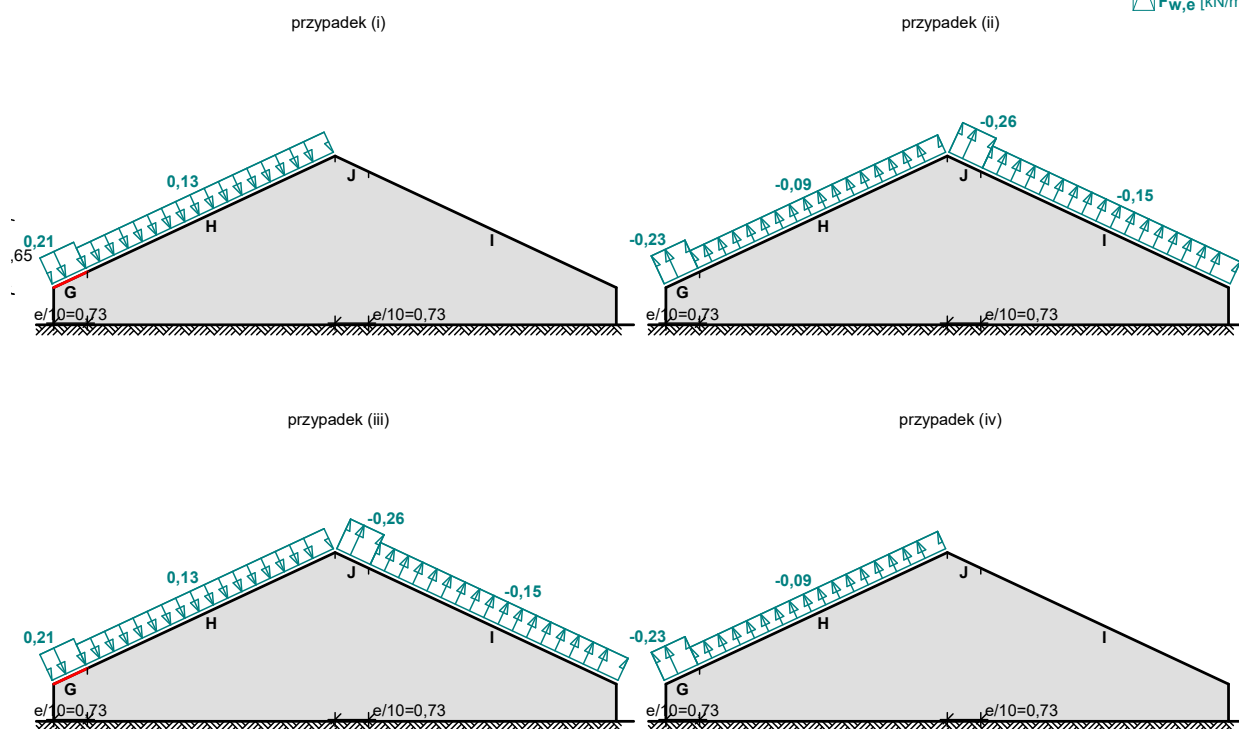
NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAK. T.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
obciążenie śniegiem wariant I	$1,6*0,8=$	1,28	1,5	1,92	kN/m ²
obciążenie śniegiem wariant II	$1,6*0,5*0,8=$	0,64	1,5	0,96	kN/m ²

1.2 OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE POŁACI DACHOWEJ WIATREM

POŁAĆ DACHOWA O NACHYLENIEU- 15 STOPNI ((wartości charakterystyczne kN/m2)

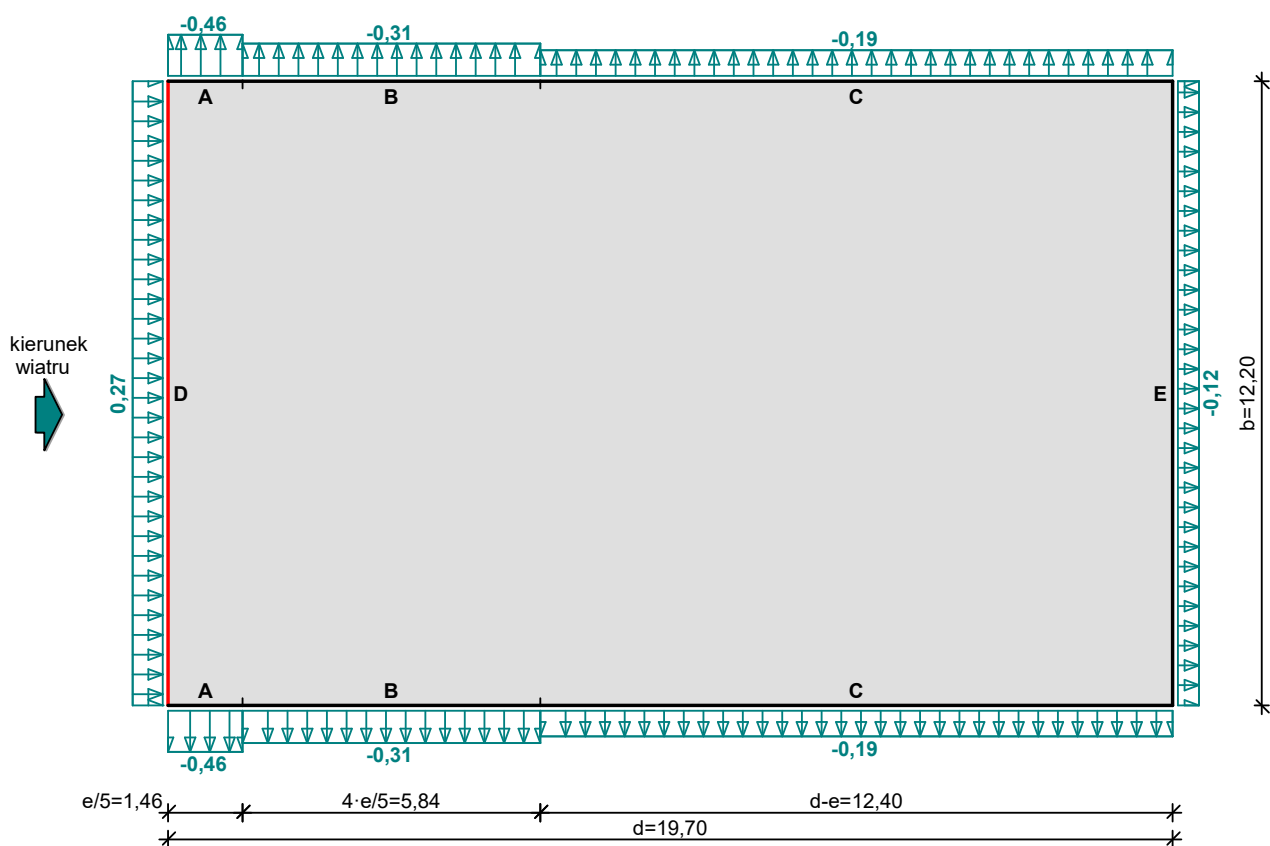
kierunek wiatru



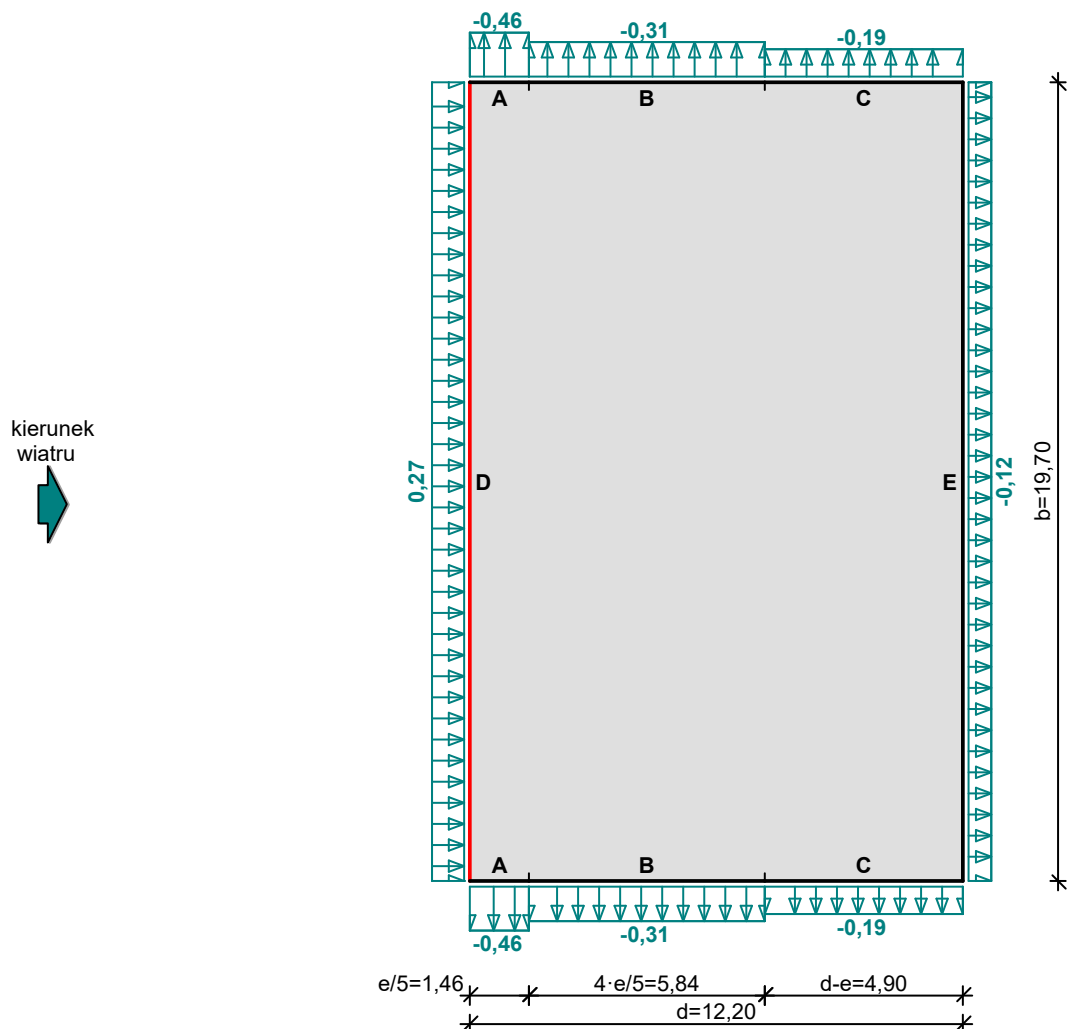


1.3 OBCIĄŻENIA KLIMATYCZNE ŚCIAN BUDYNKU WIATREM

WIATR NA ŚCIANĘ SZCZYTOWĄ (wartości charakterystyczne kN/m²)



WIATR NA ŚCIANĘ PODŁUŻNĄ (wartości charakterystyczne kN/m²)



1.4 OBCIĄŻENIA STAŁE

PROJEKTOWANE WARSTWY DACHU CZTEROSPADOWEGO

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	współ. oblicz.	WART. OBL.	JEDN.
fotowoltaika		0,250	1,35	0,340	kN/m ²
blachodachówka o ciężarze do 8kg/m ²		0,08	1,35	0,108	kN/m ²
łaty 3,2/5cm co 20cm i kontrłaty 4/5cm co 90cm	$5,5 \cdot (0,032 \cdot 0,05) / 0,2 = 0,044$ $5,5 \cdot (0,04 \cdot 0,05) / 0,9 = 0,012$	0,056	1,35	0,076	kN/m ²
membrana dachowa	$0,025 =$	0,025	1,35	0,034	kN/m ²
pełne łączenie deskami gr.22mm	$5,5 \cdot 0,022 =$	0,121	1,35	0,163	kN/m ²
OBCIĄŻENIA RAZEM		0,532	1,35	0,721	kN/m ²

PROJEKTOWANE WARSTWY STROPU ŻELBETOWEGO NAD PARTEREM

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	współ. oblicz.	WART. OBL.	JEDN.
folia paroprzepuszczalna		0,020	1,35	0,027	kN/m2
wełna mineralna 30cm	0,6*0,3	0,18	1,35	0,243	kN/m2
folia paroizolacyjna		0,020	1,35	0,027	kN/m2
strop żelbetowy gr.24cm	0,024x25=	6,0	1,35	8,1	kN/m2
tynek cem. - wap. 1,5cm	19*0,015 =	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
OBCIĄŻENIA RAZEM		6,505	1,35	8,78	kN/m2

ŚCIANA NOŚNA FUNDAMENTOWA ZEWNĘTRZNA. Ciężar 1m² ściany.

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
folia kubełkowa	0,01=	0,01	1,35	0,014	kN/m ²
styropian XPS gr.15cm	1,2*0,15=	0,18	1,35	0,243	kN/m ²
izolacja bitumiczna	11*0,005 =	0,055	1,35	0,074	kN/m ²
błoczek betonowy gr. 24 cm	24*0,24 =	5,760	1,35	7,776	kN/m ²
izolacja bitumiczna	11*0,005 =	0,055	1,35	0,074	kN/m ²
OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE		6,06	1,35	8,18	kN/m ²

ŚCIANA NOŚNA FUNDAMENTOWA WEWNĘTRZNA. Ciężar 1m² ściany.

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
izolacja bitumiczna	11*0,005 =	0,055	1,35	0,074	kN/m ²
błoczek betonowy gr. 24 cm	24*0,24 =	5,760	1,35	7,776	kN/m ²
izolacja bitumiczna	11*0,005 =	0,055	1,35	0,074	kN/m ²
OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE		5,870	1,35	7,925	kN/m ²

ŚCIANA NOŚNA NADZIEMNA ZEWNĘTRZNA. Ciężar 1m² ściany.

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
błoczek gazobetonowy gr.24cm	$8*0,24 =$	1,900	1,35	2,600	kN/m ²
izolacja termiczna gr.20 cm	$0,45*0,20=$	0,090	1,35	0,122	kN/m ²
tynk na siatce z włókna szklanego	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE		2,560	1,35	3,456	kN/m ²

ŚCIANA NOŚNA NADZIEMNA WEWNĘTRZNA. Ciężar 1m² ściany.

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
błoczek silikatowy gr.24cm	$18*0,24 =$	4,320	1,35	5,83	kN/m ²
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE		5,455	1,35	7,364	kN/m ²

ŚCIANA DZIAŁOWA WEWNĘTRZNA PARTERU gr. 11,5cm. Ciężar 1m² ściany.

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
błoczek gazobetonowy gr.11,5cm	$6*0,115m=$	0,690	1,35	0,932	kN/m ²
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE		1,260	1,35	1,701	kN/m ²

ŚCIANA DZIAŁOWA WEWNĘTRZNA PARTERU gr. 15cm. Ciężar 1m² ściany.

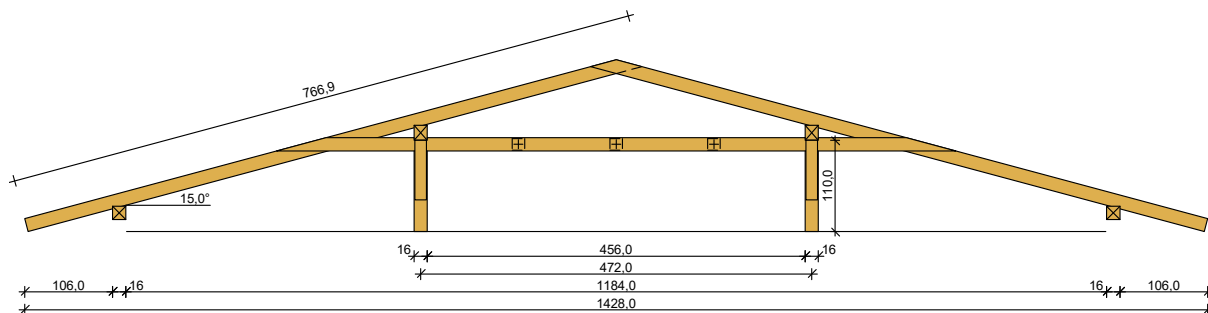
NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	γ_f	WART. OBL.	JEDN.
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
błoczek silikatowy gr.15cm	$18*0,24 =$	2,700	1,35	3,65	kN/m ²
tynk cementowo - wapienny gr. 1,5 cm	$19*0,015 =$	0,285	1,35	0,385	kN/m ²
OBCIĄŻENIA STAŁE - WARSTWY WYKOŃCZENIOWE		3,270	1,35	4,415	kN/m ²

1.5 OBCIĄŻENIA ZMIENNE UŻYTKOWE

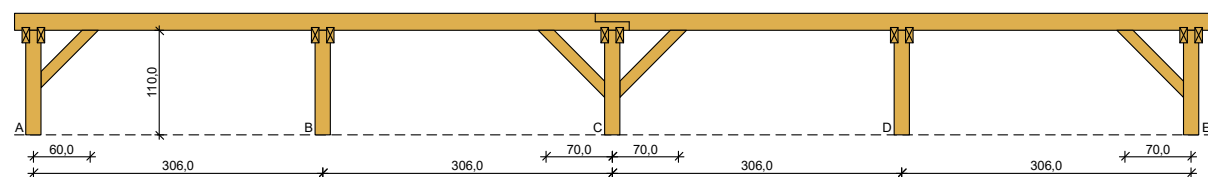
NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	współ. oblicz.	WART. OBL.	JEDN.
strop nad parterem- bez dostępu z wyjątkiem utrzymania i napraw	=0,5	0,500	1,5	0,750	kN/m ²

2.0 WYMIAROWANIE DACHU -WIAZAR PŁATWIOWO KLESZCZOWY

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 15,0^\circ$

Rozpiętość wiażara $l = 14,28$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 11,84$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 4,72$ m

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatew pośrednia złożona z czterech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości $l = 3,06$ m

- lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,60$ m

- prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

- odcinek B - C o rozpiętości $l = 3,06$ m

- lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

- prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,70$ m

- odcinek C - D o rozpiętości $l = 3,06$ m

- lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mL} = 0,70$ m

- prawy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

- odcinek D - E o rozpiętości $l = 3,06$ m

- lewy koniec odcinka podparty słupem, bez składania

- prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem $a_{mP} = 0,70$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 1,10$ m

Rozstaw podparć poziomych murłat $l_{mo} = 1,00$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 1,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/16cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatew 16/18 cm z drewna C24
- słup 16/16 cm z drewna C24
- kleszcze 2x 8/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 118 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

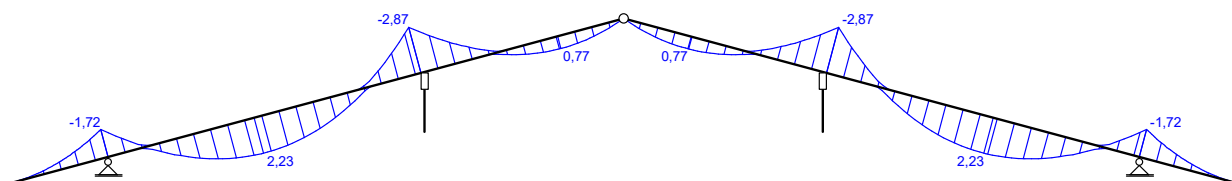
- pokrycie dachu : $g_k = 0,550 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,743 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem :
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,280 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 1,920 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 1,280 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,920 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem :
 - na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,130 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol} = 0,195 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,150 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,225 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

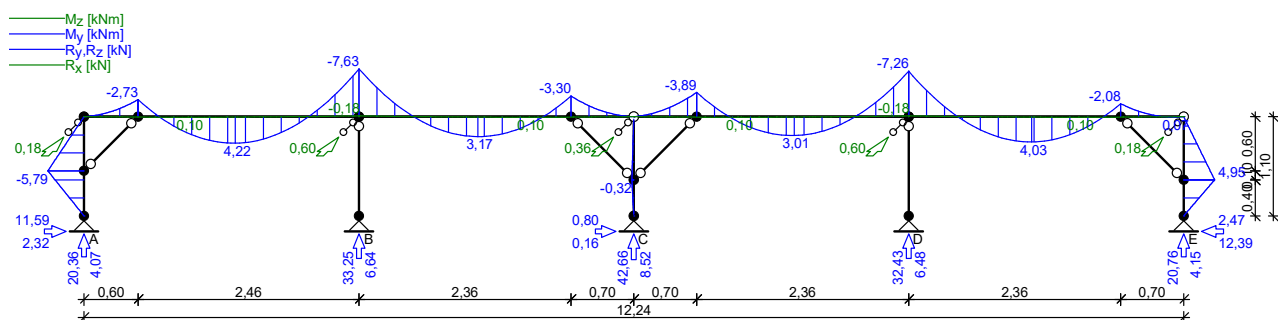
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie więzara $m_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$^{\circ} f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, r_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Krokiew 8/16 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$l_y = 81,6 < 150$$

$$l_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90-wiatr (podatność)

$$M_y = 2,23 \text{ kNm}, N = 9,54 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$s_{m,y,d} = 6,55 \text{ MPa}, s_{c,0,d} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,448$$

$$s_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + s_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,572 < 1$$

$$(s_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,314 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr

$$M_y = -2,87 \text{ kNm}, N = 7,90 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$s_{m,y,d} = 12,72 \text{ MPa}, s_{c,0,d} = 0,76 \text{ MPa}$$

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

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

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

$$u_{fin} = 7,45 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3768 / 200 = 18,84 \text{ mm} \quad (39,5\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K9** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 4,63 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1180 / 200 = 11,80 \text{ mm} \quad (39,3\%)$$

Płatew 16/18 cm

Smukłość

$$l_y = 17,3 < 150$$

$$l_z = 19,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 12,21 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,16 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek B - C)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$$N = 11,59 \text{ kN}$$

$$M_y = -7,63 \text{ kNm}, M_z = -0,17 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$s_{c,0,d} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$s_{m,y,d} = 8,83 \text{ MPa}, s_{m,z,d} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$(s_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot s_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,609 < 1$$

$$(s_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot s_{m,y,d}/f_{m,y,d} + s_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,434 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek A - B)

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

$$u_{fin} = 2,67 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 12,30 \text{ mm} \quad (21,7\%)$$

Słup 16/16 cm

Smukłość (słup A)

$$l_y = 30,7 < 150$$

$$l_z = 47,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr-parcie

$M_y = -5,79 \text{ kNm}$, $N = 20,36 \text{ kN}$
 $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$
 $s_{m,y,d} = 8,49 \text{ MPa}$, $s_{c,0,d} = 0,80 \text{ MPa}$
 $k_{c,y} = 0,994$, $k_{c,z} = 0,875$
 $s_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + s_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,637 < 1$
 $s_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + s_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,645 < 1$

Kleszcze 2x 8/16 cm o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 118 cm

Smukłość

$l_y = 102,2 < 150$

$l_z = 116,9 < 175$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+wiatr(rozciąganie)

$M_y = 0,27 \text{ kNm}$ $N = -0,09 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$

$s_{m,y,d} = 0,39 \text{ MPa}$, $s_{t,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

$s_{t,0,d}/f_{t,0,d} + s_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,036 < 1$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max

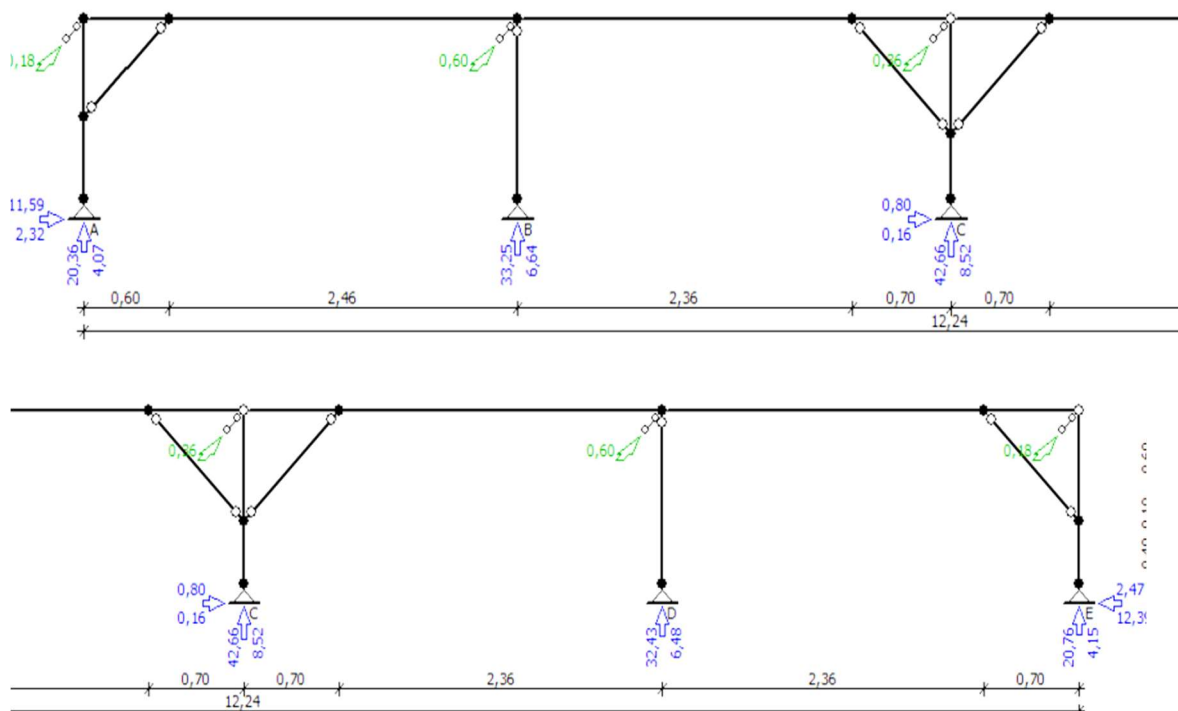
$u_{fin} = 1,70 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4720 / 200 = 23,60 \text{ mm}$ (7,2%)

3.0 WYMIAROWANIE STROPU NAD PARTEREM

Obciążenia równomiernie rozłożone stropu:

NAZWA OBCIĄŻENIA		WART. CHARAKT.	współ. oblicz.	WART. OBL.	JEDN.
warstwy stropowe		0,505	1,35	0,682	kN/m ²
obc. użytkowe		0,5	1,5	0,75	kN/m ²

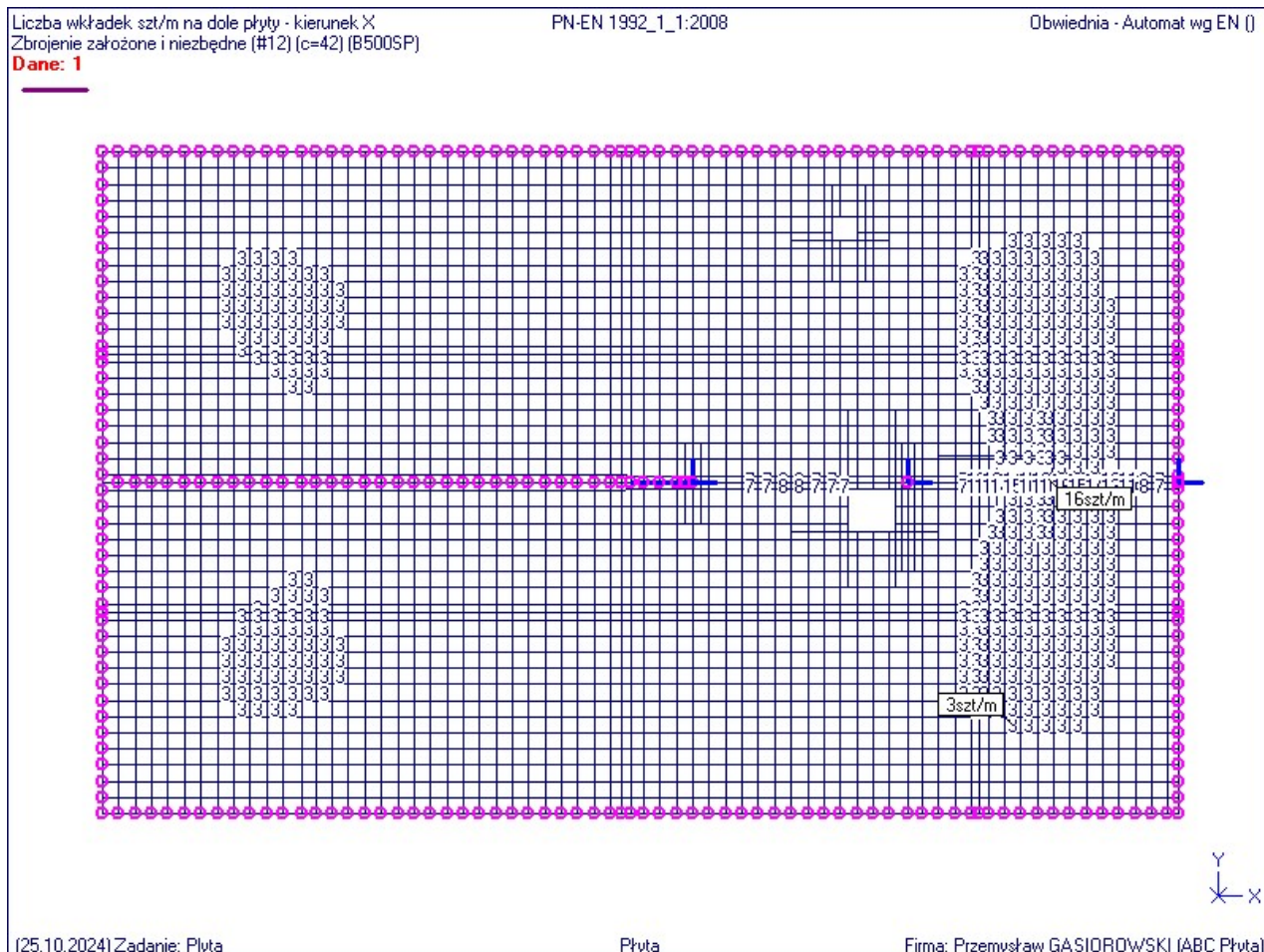
Obliczeniowe obciążenie skupione stropu od słupów więźby dachowej:



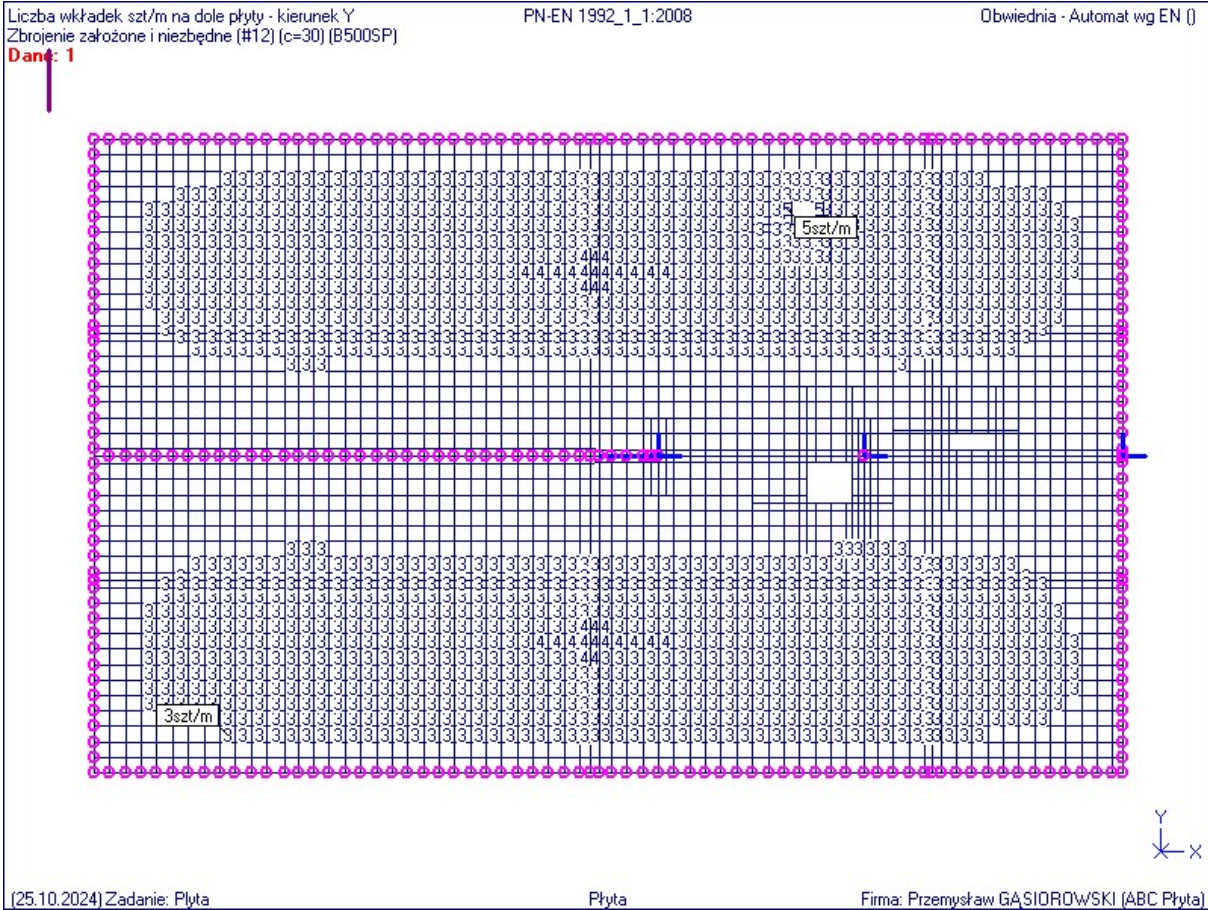
ZAŁOŻENIE PROJEKTOWE:

- beton C20/25
- zbrojenie krzyżowe dołem i górą ze stali AIII-N
- dopuszczalna rysa szerokości 0,3mm
- dopuszczalne ugięcie $l/200 = 5,98/200 = 29,9\text{mm}$

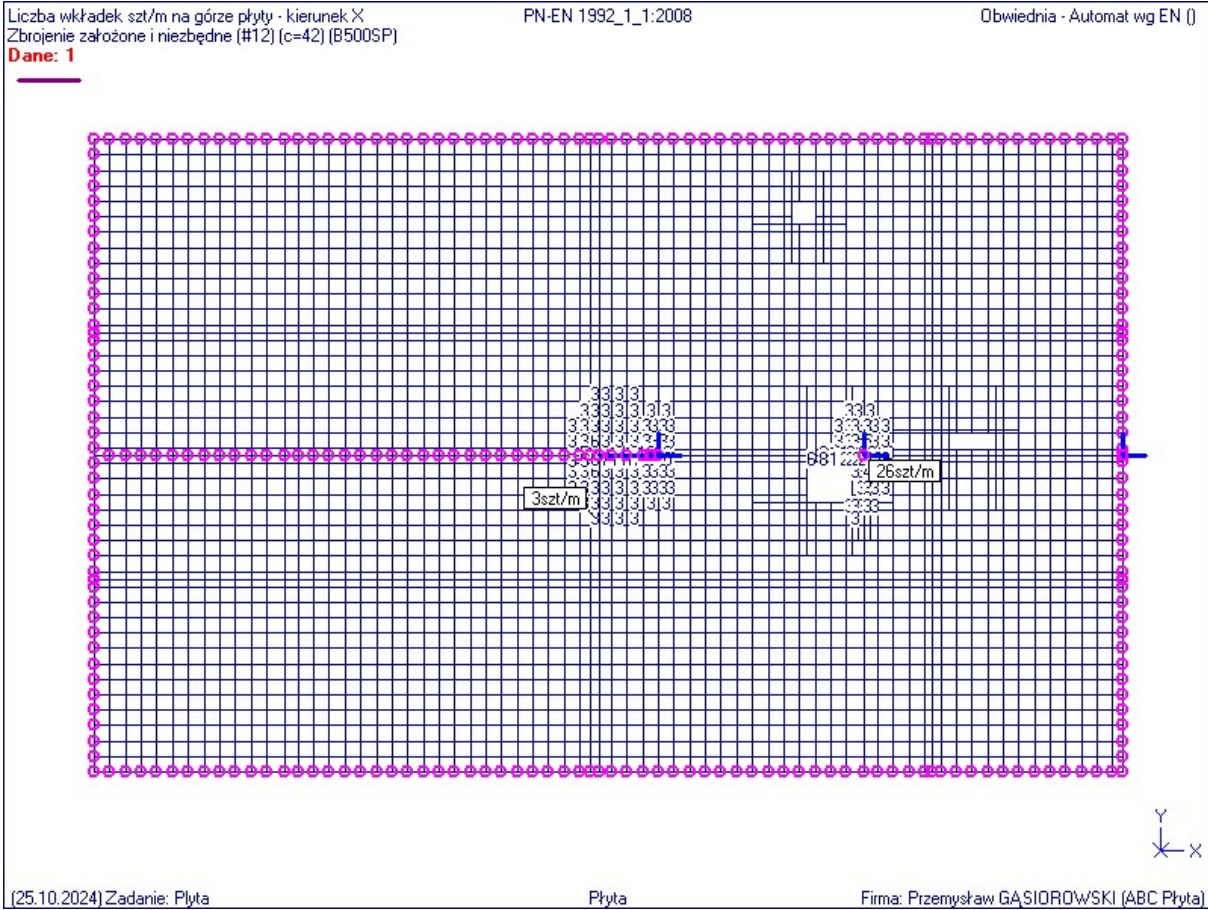
Zbrojenie dolne po kierunku X



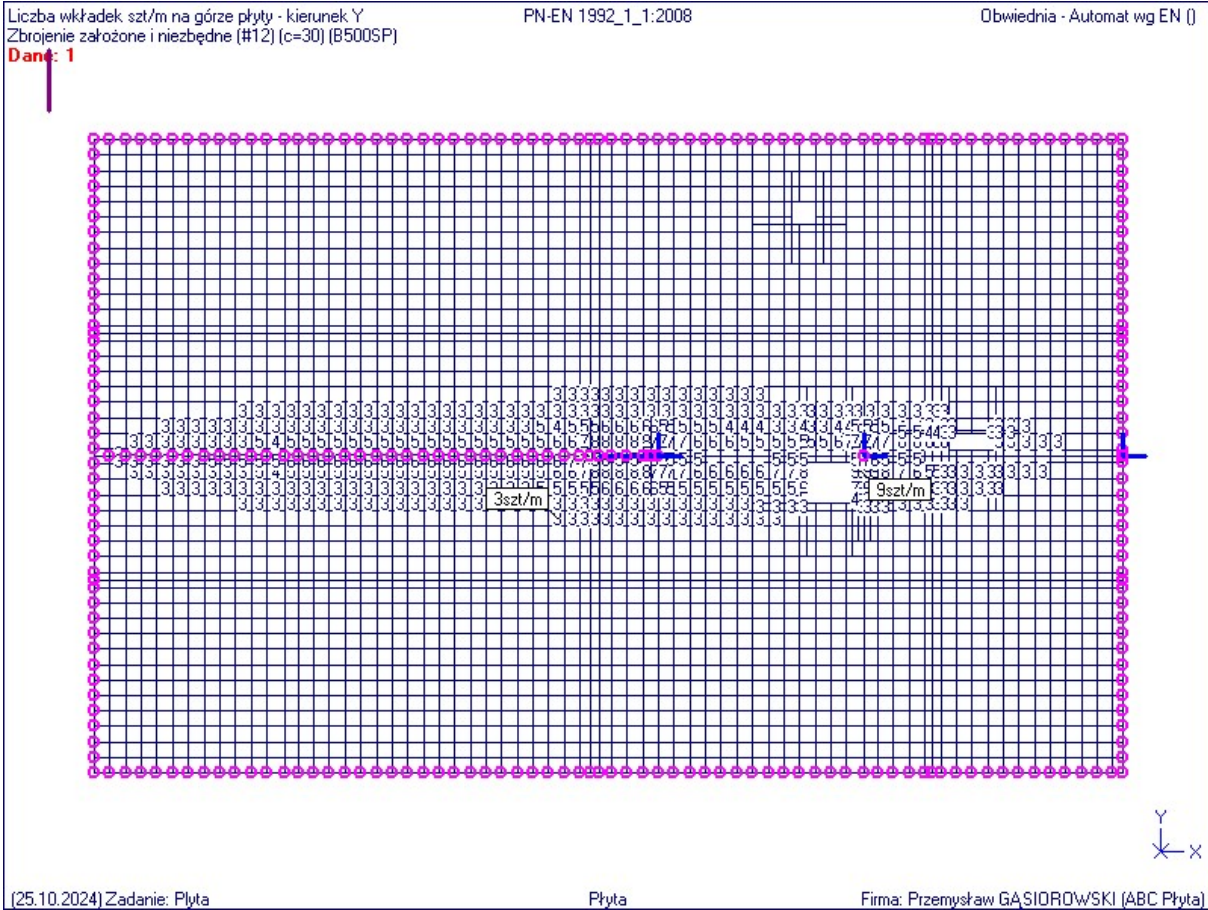
Zbrojenie dolne po kierunku Y



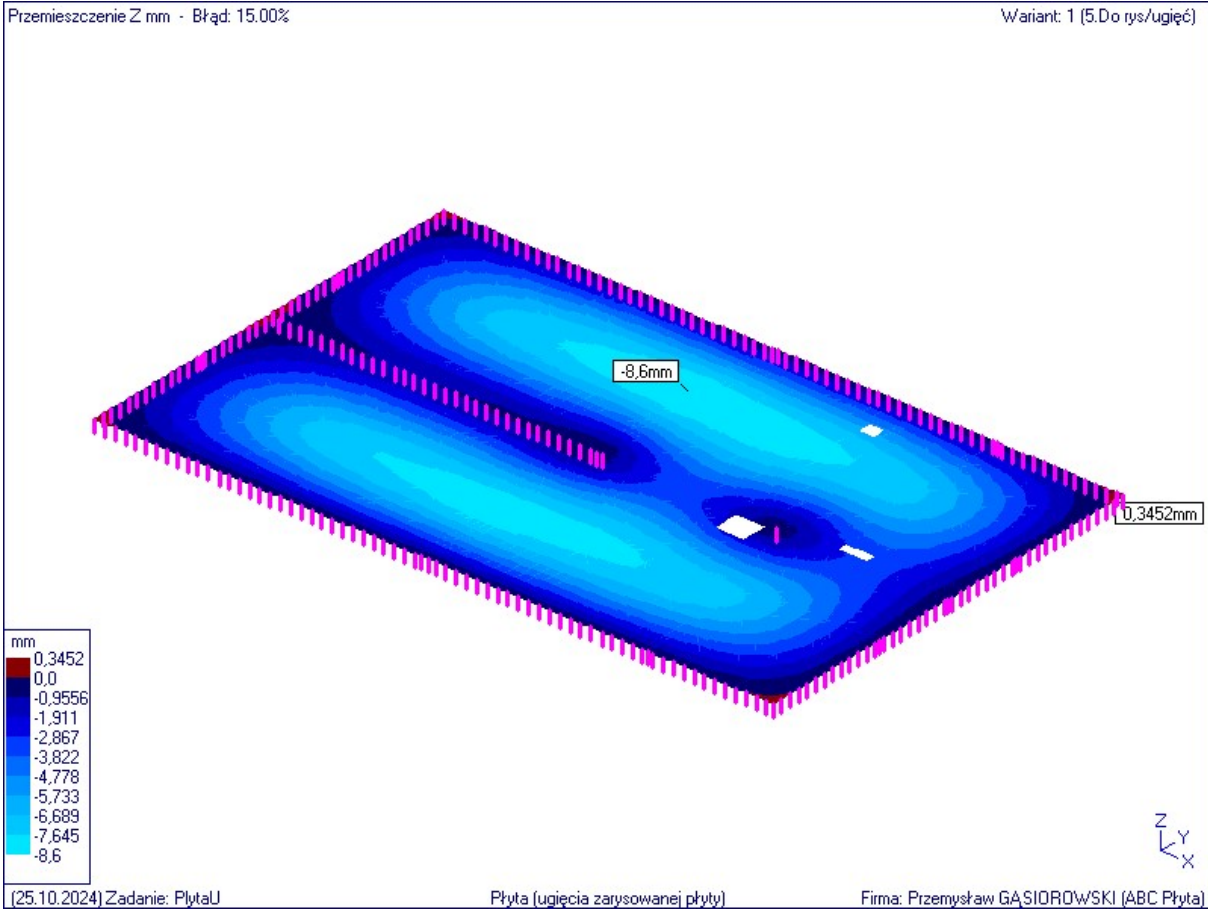
Zbrojenie górne po kierunku X



Zbrojenie górne po kierunku Y



Ugięcie



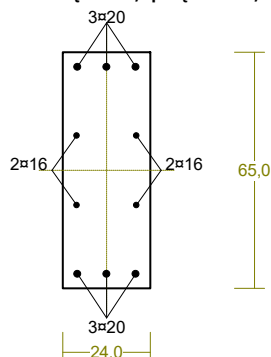
4.0 PODCIĄGI, NADPROŻA ŻELBETOWE

UWAGA! ZESTAWIONO WYNIKI DLA NADPROŻA NAJBARDZIEJ WYŁĘŻONEGO, POZOSTŁE BELKI WYKONAC WEDŁUG RYSUNKÓ WYKONAWCZYCH PROJEKTU TECHNICZNEGO

4.1 PODCIĄG ŻELBETOWY P1

Cechy przekroju:

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: $x_a=4,20$ m, $x_b=0,00$ m



Wymiary przekroju [cm]:

$$h=65,0, \quad b=24,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: C20/25

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

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c=1560 \text{ cm}^2, \quad J_{cy}=549250 \text{ cm}^4, \quad J_{cz}=74880 \text{ cm}^4$$

STAŁ: $f_{yk}=500$

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

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

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=26,89 \text{ cm}^2, \quad \rho=100 (A_{s1}+A_{s2}) / A_c = 100 \times 26,89 / 1560 = 1,72 \%,$$

$$J_{sy}=16047 \text{ cm}^4, \quad J_{sz}=1345 \text{ cm}^4,$$

Siły przekrojowe:

zadanie: PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: $x_a=4,20$ m, $x_b=0,00$ m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **CW SZ**

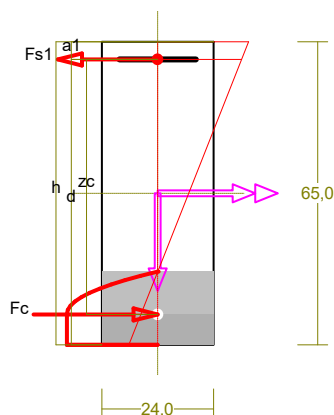
$$\text{Momenty zginające:} \quad M_y = 237,379 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,000 \text{ kNm},$$

$$\text{Siły poprzeczne:} \quad V_z = -254,190 \text{ kN}, \quad V_y = 0,000 \text{ kN},$$

$$\text{Siła osiowa:} \quad N = 0,000 \text{ kN} = N_{Ed}.$$

Zbrojenie wymagane:

(zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: $x_a=4,20$ m, $x_b=0,00$ m)



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{Ed}=0,000 \text{ kN},$$

$$M_{Ed}=\sqrt{(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2)} = \sqrt{(237,379^2 + 0,000^2)} = 237,379 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=14,3 \text{ MPa}, \quad f_{yd}=435 \text{ MPa} = f_{td},$$

Zbrojenie rozciągane ($\varepsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰}$):

$$A_{s1}=9,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow (5 \times 16 = 10,05 \text{ cm}^2),$$

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=9,98 \text{ cm}^2, \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 9,98/1560=0,64 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=65,0, d=61,2, x=15,7 (\xi=0,256),$$

$$a_1=3,8, a_c=6,5, z_c=54,7, A_{cc}=376 \text{ cm}^2,$$

$$\varepsilon_c=-3,44 \text{ ‰}, \varepsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-434,002, F_{s1}=434,004,$$

$$M_c=112,819, M_{s1}=124,559,$$

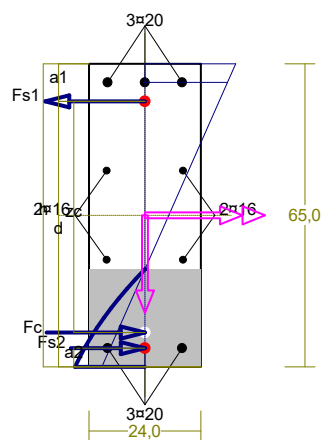
Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c+F_{s1}=-434,002+(434,004)=0,002 \text{ kN } (N_{Ed}=0,000 \text{ kN})$$

$$M_c+M_{s1}=112,819+(124,559)=237,378 \text{ kNm } (M_{Ed}=237,379 \text{ kNm})$$

Nośność przekroju prostokątnego:

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: $x_a=4,20 \text{ m}, x_b=0,00 \text{ m}$



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{Ed}=0,000 \text{ kN},$$

$$M_{Ed}=\sqrt{(M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2)} = \sqrt{(237,379^2 + 0,000^2)} = 237,379 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=14,3 \text{ MPa}, f_{yd}=435 \text{ MPa} = f_{td},$$

Zbrojenie rozciągane: $A_{s1}=17,47 \text{ cm}^2$,

Zbrojenie ściskane: $A_{s2}=9,42 \text{ cm}^2$,

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=26,89 \text{ cm}^2, \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 26,89/1560=1,72 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=65,0, d=56,9, x=19,5 (\xi=0,343),$$

$$a_1=8,1, a_2=4,0, a_c=7,3, z_c=49,6, A_{cc}=503 \text{ cm}^2,$$

$$\varepsilon_c=-1,04 \text{ ‰}, \varepsilon_{s2}=-0,84 \text{ ‰}, \varepsilon_{s1}=1,99 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c=-309,217, F_{s1}=468,001, F_{s2}=-158,784,$$

$$M_c=77,780, M_{s1}=114,345, M_{s2}=45,253,$$

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd} = 328,911 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 77,780 + (114,345) + (45,253) = 237,379 \text{ kNm}$$

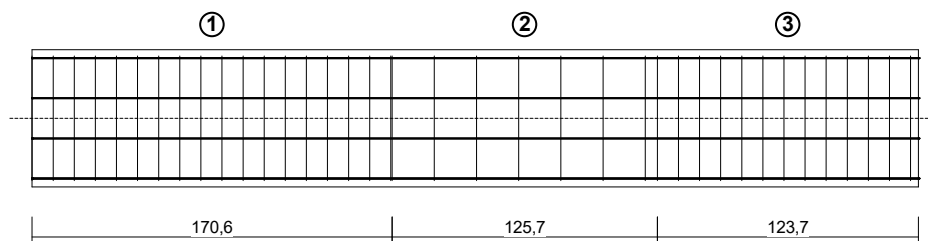
Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi=8 \text{ mm}$ ze stali $f_{yk}=500$, dla której $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,08 \times \sqrt{20} / 500 = 0,00072$$



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 0,0$ $x_b = 170,6$ cm

Maksymalny podłużny rozstawy strzemion dla belek:

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 553 \times (1 + 0,000) = 415$$

przyjęto $s_{l,max} = 415$ mm.

Maksymalny poprzeczny rozstawy ramion strzemion dla belek:

$$s_{b,max} = 0,75 d = 0,75 \times 553 = 415 \quad s_{b,max} \leq 600 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{b,max} = 415$ mm.

Maksymalny rozstawy strzemion dla słupów:

$$s_{cl,max} = 20 \phi = 20 \times 16,0 = 320,0 \text{ mm.}$$

$$s_{cl,max} = \min\{h; b\} = \min\{240,0; 650,0\} = 240,0$$

$$s_{cl,max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{cl,max} = 240,0$ mm.

Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować mniejszy rozstaw strzemion 0,6 $s_{cl,max} = 144,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 1,01 / (10,0 \times 24,0 \times 1,000) = 0,00419$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00419} > \mathbf{0,00072} = \rho_{w \min}$$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: $x_a = 170,6$ $x_b = 296,3$ cm

Maksymalny podłużny rozstawy strzemion dla belek:

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 553 \times (1 + 0,000) = 415$$

przyjęto $s_{l,max} = 415$ mm.

Maksymalny poprzeczny rozstawy ramion strzemion dla belek:

$$s_{b,max} = 0,75 d = 0,75 \times 553 = 415 \quad s_{b,max} \leq 600 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{b,max} = 415$ mm.

Maksymalny rozstawy strzemion dla słupów:

$$s_{cl,max} = 20 \phi = 20 \times 16,0 = 320,0 \text{ mm.}$$

$$s_{cl,max} = \min\{h; b\} = \min\{240,0; 650,0\} = 240,0$$

$$s_{cl,max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{cl,max} = 240,0$ mm.

Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować mniejszy rozstaw strzemion 0,6 $s_{cl,max} = 144,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **20,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 1,01 / (20,0 \times 24,0 \times 1,000) = 0,00209$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00209} > \mathbf{0,00072} = \rho_{w \min}$$

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: $x_a = 296,3$ $x_b = 420,0$ cm

Maksymalny podłużny rozstawy strzemion dla belek:

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 553 \times (1 + 0,000) = 415$$

przyjęto $s_{l,max} = 415$ mm.

Maksymalny poprzeczny rozstawy ramion strzemion dla belek:

$$s_{b,max} = 0,75 d = 0,75 \times 553 = 415 \quad s_{b,max} \leq 600 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{b,max} = 415 \text{ mm}$.

Maksymalny rozstaw strzemion dla słupów:

$$s_{cl,max} = 20 \phi = 20 \times 16,0 = 320,0 \text{ mm}.$$

$$s_{cl,max} = \min\{h; b\} = \min\{240,0; 650,0\} = 240,0$$

$$s_{cl,max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{cl,max} = 240,0 \text{ mm}$.

Na odcinkach w pobliżu połączeń z belkami lub płytami oraz połączeń na zakład należy zastosować mniejszy rozstaw strzemion 0,6 $s_{cl,max} = 144,0 \text{ mm}$.

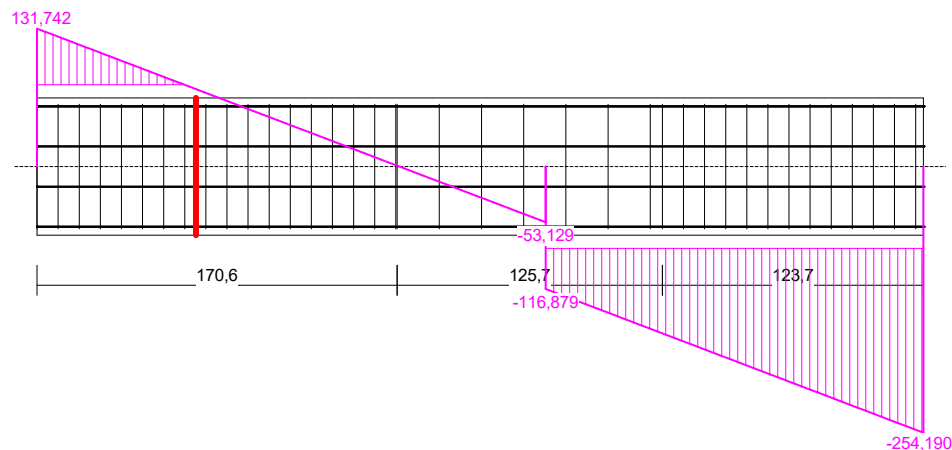
Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 1,01 / (10,0 \times 24,0 \times 1,000) = 0,00419$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00419} > \mathbf{0,00072} = \rho_{w \min}$$

Ścinanie

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: $x_a=0,75 \text{ m}$, $x_b=3,45 \text{ m}$, obciążenia: CW SZ



Siły przekrojowe:

$$N_{Ed} = 0,000;$$

$$V_{Ed} = 73,970 \text{ kN}$$

Nośność elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{13,45}{24,0 \times 55,3} = 0,01012; \quad \rho_l \leq 0,02$$

Przyjęto $\rho_l = 0,01012$.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C = 0,000 / 1560,00 \times 10 = 0,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd} = 2,86 \text{ MPa}$$

Przyjęto $\sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa}$.

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/553,4} = 1,601 \quad k \leq 2,0$$

Przyjęto $k = 1,601$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18/1,4 = 0,129$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,601^{3/2} \times 20^{1/2} = 0,317$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = [0,129 \times 1,601 \times (100 \times 0,01012 \times 20)^{1/3} + 0,15 \times 0,00] \times 24,0 \times 55,3 \times 10^{-1} = 74,521 \text{ kN}$$

lecz nie mniej niż

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,317 + 0,15 \times 0,00) \times 24,0 \times 55,3 \times 10^{-1} = 42,119 \text{ kN}$$

Przyjęto $V_{Rd,c} = 74,521 \text{ kN}$

$$V_{Ed} = \mathbf{73,970} < \mathbf{74,521} = V_{Rdc}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, obciążenia: CW SZ

Sprawdzenie siły przenoszonej przez zbrojenie rozciągane dla $x = 3,864$ m:

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Ed}| (\cot \theta - \cot \alpha) = 0,5 \times 228,444 \times (1,997 - 0,000) = 228,096 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 351,122 + 228,096 = 579,219 \text{ kN};$$

$$F_{td} \leq F_{td,max} = 535,748 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 535,748 \text{ kN}$

$$F_{td} = 535,748 < 584,609 = 13,45 \times 435 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Ograniczenie naprężeń (SGU)

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, przekrój: $x_a=4,20$ m, $x_b=0,00$ m, obciążenia: CW SZ

Ograniczenie naprężeń w betonie od charakterystycznej kombinacji obciążeń ze względu na możliwość wystąpienia rys podłużnych, mikrorys i wysokiego pękania:

$$\sigma_{ck} = 8,427 < 20,000 = 1,00 \times 20,0 = k_1 f_{ck}$$

Ograniczenie naprężeń w betonie od quasi-stałej kombinacji obciążeń ze względu na możliwość wystąpienia pękania nieliniowego:

$$\sigma_{cqs} = 7,015 < 9,000 = 0,45 \times 20,0 = k_2 f_{ck}$$

Ograniczenie naprężeń rozciągających w zbrojeniu od charakterystycznej kombinacji obciążeń ze względu na możliwość wystąpienia niedopuszczalnego zarysowania lub deformacji:

$$\sigma_{sk} = 273,899 < 400,000 = 0,80 \times 500 = k_3 f_{yk}$$

Zarysowanie

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, obciążenia: CW SZ

Położenie przekroju: $x = 4,200$ m

Siły przekrojowe od obc. quasi-stałych: $M_{Ed} = -139,096 \text{ kNm}$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -157,109 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 24,0 \text{ cm}$$

$$d = h - a_1 = 65,0 - 9,7 = 55,3 \text{ cm}$$

$$A_c = 2098 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 26775 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi:

$$\sigma_c = N_{Ed} / bh = 0,000 / (24,0 \times 65,0) \times 10 = 0,000 \text{ Mpa}$$

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 h / h^* f_{ct,eff}} \right) = 0,4 \times [1 - 0,000 / (0,800 \times 65,0 / 65,0 \times 2,20)] = 0,400; \quad k_c \leq 1,0$$

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s = 0,400 \times 1,0 \times 2,20 \times 780 / 500 = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,45 > 1,37 = A_{s,min}$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 26775 \times 10^{-3} = 58,905 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 139,096 > 58,905 = M_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0,500$.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 9,42 / 345 = 0,02730$$

Dla rozstawu prętów zbrojenia wynoszącego 80 mm, który jest nie większy niż $5(c+\phi/2)$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} = 3,400 \times 30,0 + 0,800 \times 0,500 \times 0,425 \times 20 / 0,02730 = 226,53$$

mm

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})] / E_s = [234,0 - 0,400 \times 2,20 / 0,02730 \times (1 + 200000 / 30000 \times 0,02730)] / 200000 = 0,00098$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \leq 0,6 \sigma_s / E_s = 0,6 \times 234,0 / 200000 = 0,00070$$

Przejęto $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00098$.

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 226,53 \times 0,00098 = 0,22 \text{ mm}$$

$$w_k = \mathbf{0,22} < \mathbf{0,4} = w_{lim}$$

Ugięcia

zadanie PODCIĄG P1, pręt nr 1, obciążenia: CW SZ

Ugięcia wyznaczone dla obciążeń quasi-stałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(\infty, t_0) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{30000}{1 + 2,000} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 20,0 \times 26775 \times 10^{-3} = 58,905 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{Ed} = -139,096 \text{ kNm}$ powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność elementu z uwzględnieniem pełzania betonu:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M = -139,096 \text{ kNm}$.

Wielkości geometryczne przekroju:

$$x_I = 32,5 \text{ cm} \quad I_I = 870182 \text{ cm}^4$$

$$x_{II} = 21,8 \text{ cm} \quad I_{II} = 465389 \text{ cm}^4$$

Sztywność elementu niezarysowanego:

$$B_I = E_{c,eff} I_I = 10000 \times 870182 \times 10^{-5} = 87018 \text{ kNm}^2$$

Sztywność elementu w pełni zarysowanego:

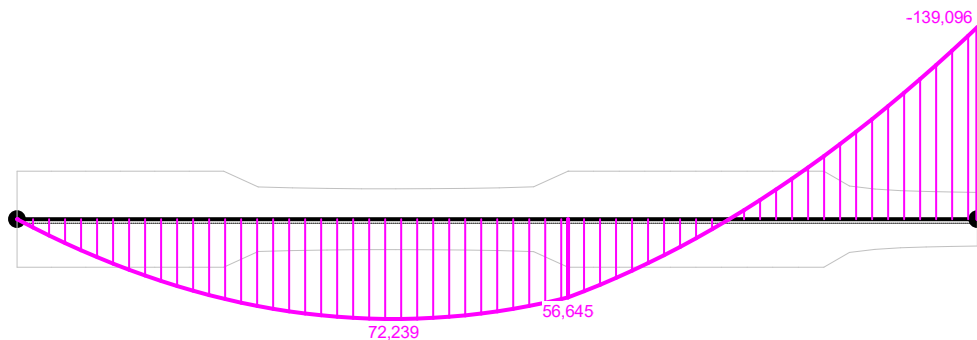
$$B_{II} = E_{c,eff} I_{II} = 10000 \times 465389 \times 10^{-5} = 46539 \text{ kNm}^2$$

Sztywność elementu:

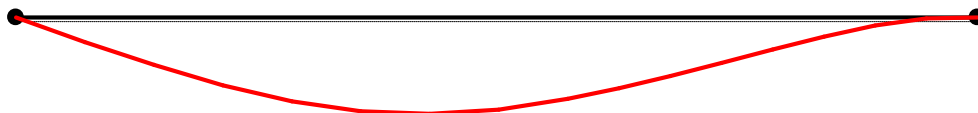
$$\zeta = 1 - \beta (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 = 1 - \beta (M_{cr} / M)^2 = 1 - 0,50 \times (58,905 / 139,096)^2 = 0,910$$

$$1/B = \zeta 1/B_I + (1-\zeta) 1/B_{II}$$

$$B = \frac{B_{II}}{\zeta + (1-\zeta) B_{II} / B_I} = \frac{46539}{0,910 + (1-0,910) \times 46539 / 87018} = 48565 \text{ kNm}^2$$



Wykres sztywności i momentów dla obciążeń quasi-stałych.



Ugięcia.

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 1,808 \text{ m}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{\infty,d} = 1,6 \text{ mm}$$

$$a = \mathbf{1,6} < \mathbf{16,8} = a_{lim}$$

5.0 FUNDAMENTY

ŁAWA POD ŚCIANĄ ZEWNĘTRZNĄ W OSI A,C

l.p.	NAZWA OBCIĄŻENIA	OBC.OBL.	JEDN.
1	ciężar stropu z warstwami	26,3	kN/m
2	użytkowe ze stropu	2,24	kN/m
3	ciężar wieńca żelbetowego W1, W2	4,37	kN/m
4	reakcja z dachu	8,9	kN/m
5	ciężar ściany parteru 3,46kN/m ² x2,85m=	9,86	kN/m
6	ciężar ściany fundamentowej 8,18kN/m ² x0,8m=	6,54	kN/m
	SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH	58,2	kN/m

ŁAWA POD ŚCIANĄ WEWNĘTRZNĄ W OSI B

l.p.	NAZWA OBCIĄŻENIA	OBC.OBL.	JEDN.
1	ściana poddasza gr.24cm 3,34kN/m ² x2,9mx1,35=	52,5	kN/m
2	użytkowe ze stropu	4,5	kN/m
3	ciężar wieńca żelbetowego W1, W2	4,37	kN/m
4	reakcja z dachu	24,7	kN/m
5	ciężar ściany parteru 7,36kN/m ² x2,85m=	20,98	kN/m
6	ciężar ściany fundamentowej 8,18kN/m ² x0,8m=	6,54	kN/m
	SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH	113,6	kN/m

STOPA FUNDAMENTOWA POD SŁUPEM S1

l.p.	NAZWA OBCIĄŻENIA	OBC.OBL.	JEDN.
1	reakcja z podciągu P1	539,5	kN
2	ciężar słupa żelbetowego	10,6	kN
	SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH	550,1	kN

STOPA FUNDAMENTOWA POD SŁUPEM S2

l.p.	NAZWA OBCIĄŻENIA	OBC.OBL.	JEDN.
1	reakcja z podciągu P1	68	kN
2	ciężar słupa żelbetowego	11,5	kN
3	reakcja z nadproża	40,7	
	SUMA OBCIĄŻEŃ CAŁKOWITYCH	120,2	kN

projektant

mgr inż. Piotr Tomera
WAM/0002/PWOK/12

spec. konstrukcyjno – budowlana do proj. i

kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń