

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA.

I. Opis techniczny.

- 1.0 Dane ogólne.
- 2.0 Podstawa opracowania.
- 3.0 Przedmiot i zakres opracowania.
- 4.0 Ocena stanu technicznego budynku istniejącego.
- 4.1 Opis budynku istniejącego.
- 4.2 Fundamenty.
- 4.3 Ściany nośne zewnętrzne i wewnętrzne.
- 4.4 Stropy między-kondygnacyjne.
- 4.5 Schody.
- 4.6 Dach.
- 4.7 Ocena stanu technicznego budynku istniejącego - wnioski.
- 5.0 Opis projektowanych elementów konstrukcyjnych.
- 5.1 Założenia przyjęte do obliczeń.
- 5.1.2 Obciążenia.
- 5.1.3 Schematy statyczne.
- 5.2 Wzmocnienie konstrukcji stropu nad sekretariatem.
- 5.3 Wzmocnienie konstrukcji stropu nad I piętrzem oraz wzmocnienie konstrukcji dachu.
- 5.4 Filar ceglany, schody.
- 5.5 Wytyczne wykonawstwa.
- 6.0 Zabezpieczenia konstrukcji i izolacje.
- 6.1 Zabezpieczenia antykorozyjne elementów stalowych.
- 6.2 Zabezpieczenia elementów drewnianych.
- 7.0 Uwagi końcowe.

II. Obliczenia statyczno- wytrzymałościowe.

III. Rysunki.

- 01/K Rzut parteru i stropu nad parterem.
- 02/K Rzut I piętra i stropu nad I piętrzem.
- 03/K Rzut poddasza.
- 04/K Przekrój A-A.
- 05/K Elementy stalowe: PŁ-1, SS-4.
- 06/K Elementy stalowe: PŁ-2, SS-2.
- 07/K Elementy stalowe: PŁ-3, SS-3.
- 08/K Elementy stalowe: PŁ-4.
- 09/K Elementy stalowe: PŁ-5, SS-1.
- 10/K Elementy stalowe: PS-1, SS-5, SS-5a, SS-6a.
- 11/K Elementy stalowe: SS-6.
- 12/K Elementy stalowe: PS-2, BSCH-1, BSCH-2.
- 13/K Elementy stalowe: WZM-1, WZM-2.
- 14/K Elementy stalowe: WZM-5.

15/K Elementy drewniane: WZM-3, WZM-4.

I. Opis techniczny.

1.0 Dane ogólne.

- 1.1 Przedsięwzięcie: Zmiana sposobu użytkowania poddasza nieużytkowego na funkcję biurową wraz z przebudową istniejącego budynku Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich.
- 1.2 Obiekt: Budynek użyteczności publicznej.
- 1.3 Lokalizacja: 66-500 Strzelce Krajeńskie, ul. Gorzowska 38, dz. nr 472.
- 1.4 Branża: Konstrukcja.
- 1.5 Faza: Projekt techniczny.

2.0 Podstawa opracowania.

Zlecenie branży architektonicznej.

Projekt budowlany branży architektonicznej.

Obciążenia zebrano zgodnie z:

- PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
- PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenie stałe.
- PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenie zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- PN-EN 1990:2004; /Ap2:2010 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- PN-EN 1991-1-1:2004; /Ap:2010 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1. Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- PN-EN 1991-1-3:2005 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.
- PN-EN 1991-1-4:2008 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.

Wymiarowanie konstrukcji zgodnie z:

- PN-90/B-03215 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-B-03002:1999 Konstrukcje murowe nie zbrojone. Projektowanie i obliczanie.
- PN-B-031150:2000 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-EN 1992-1-1:2008; /Ap1:2010 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- PN-EN 1993-1-1:2006/Ap1:2010 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- PN-EN 1996-1-1:2010 /Ap1:2010 Eurokod 6: Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1. Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- PN-EN 1995-1-1:2010 Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1. Zasady

ogólne i zasady dla budynków.

Materiały wykorzystane w opracowaniu:

- Dane i pomiary z inwentaryzacji własnej.
- L. Rudziński: „Konstrukcje murowe. Remonty i wzmocnienia.”, skrypt nr 420, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2006
- C. Linczowski, G. Stelmaszczyk: „Zabezpieczenia eksploatacyjne, remonty i modernizacje obiektów budowlanych.”, skrypt nr 399, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2004
- J. Pierzchlewicz, R. Jarmontowicz: „Budynki murowane. Materiały i konstrukcje.”, Arkady 1993
- E. Masłowski, D. Spiżewska: „Wzmacnianie konstrukcji budowlanych”, Arkady 2000
- J. Hoła, P. Pietraszek, K. Schabowicz: „Obliczanie konstrukcji budynków wznoszonych tradycyjnie” , DWE 2006
- H. Neuhaus „Budownictwo drewniane. Podręcznik inżyniera.” PWT 2004
- „Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych”, XXII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, PZITB Bielsko-Biała
- „Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych”, XXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, PZITB Kraków
- [1] Projekt architektoniczno-budowlany modernizacji budynku Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich, Autorskie Atelier mgr inż. Leszka Horodyskiego, 2005
- [2] Remont stropu parter-I piętro budynku Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich, Kaseton Biuro Projektów M. Seweryński, 2008
- [3] Inwentaryzacja Budowlana, Budynek Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich, Budowlane Biuro Inżynieryjne Przemysław Puchalski, 2018
- [4] Ekspertyza konstrukcyjno-budowlana stropu nad sekretariatem, Budynek Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich, Budowlane Biuro Inżynieryjne Przemysław Puchalski, 2019

3.0 Przedmiot i zakres opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt techniczny dla zmiany sposobu użytkowania poddasza nieużytkowego na funkcję biurową wraz z przebudową istniejącego budynku Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich, położonej w Strzelcach Krajeńskich przy ul. Gorzowskiej 38 na działce nr ewid. 472, w obrębie 0017 Strzelce Krajeńskie gm. Strzelce Krajeńskie.

Projekt zawiera rozwiązania konstrukcyjne w zakresie rysunków zestawieniowych (rzuty poszczególnych kondygnacji wraz z podaniem przekrojów poprzecznych wszystkich elementów konstrukcyjnych), rysunki szczegółowe elementów konstrukcyjnych oraz obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

4.0 Ocena stanu technicznego obiektu istniejącego.

4.1 Opis budynku istniejącego.

Istniejący budynek posiada zwartą bryłę, na planie rozbudowanego prostokąta, przykrytą dachem wielospadowym o kącie pochylenia połaci dachowych 52-53° oraz dachem płaskim. Dach stromy posiada pokrycie z dachówki ceramicznej karpiówki, układanej w koronkę, w kolorze grafitowym. Ściany nośne są murowane z cegły ceramicznej, strop nad piwnicą w formie ceglanego sklepienia

odcinkowego na belkach stalowych, strop nad parterem w części belkowy, drewniany, w części (przebudowanej) żelbetowy, z płyt WPS na belkach stalowych, strop nad piętem belkowy, drewniany, dodatkowo podwieszony do belek stalowych, wspartych na ścianach nośnych i słupach stalowych. Ściany zewnętrzne licowane są cegłą klinkierową w kolorze czerwonym z partiami tynkowanymi, podkreślającymi górne obramienia okien i szczytów oraz partiami ozdobnymi, imitującymi konstrukcję słupowo – ryglową. Weranda posiada konstrukcję drewnianą, wybarwioną na kolor ciemnego brązu. Budynek wzniesiono w technologii tradycyjnej w 1900 r. w formie wolnostojącej willi w stylu secesyjnym, odznaczającym się bogactwem ornamentów i detali o charakterze niehistorycznym (roślinnych, geometrycznych), harmonijnie komponujących się z rzeźbionymi formami przestrzennymi budynków. Budynek od swojego powstania posiadał funkcję obiektu użyteczności publicznej: przed II wojną światową stanowił siedzibę administracji drogowej, zaś po wojnie pełnił funkcję przedszkola, którą około 2000 r. zmienił na funkcję administracji publicznej, stając się siedzibą Prokuratury Rejonowej w Strzelcach Krajeńskich.

4.2 Fundamenty.

Stwierdza się, że budynek posadowiony jest bezpośrednio na podłożu rodzimym za pośrednictwem ław murowanych z cegły ceramicznej lub/i kamieni. Z danych ogólnych wynika, iż w podłożu terenu występują najprawdopodobniej grunty mineralne, rodzime, spoiste, reprezentowane przez gliny piaszczyste i piaski gliniaste. Pod ścianami zewnętrznymi i wewnętrznymi ławy murowane z niewielką odsadzką oraz zagłębione na ok. 0,50m poniżej poziomu posadzki istniejącej. Stan techniczny fundamentów oceniono na średni, bazując na dobrej kondycji ścian piwnicznych i wyższych kondygnacji, które nie wykazują nadmiernych uszkodzeń wynikających z nierównomiernego osiadania, można stwierdzić prawidłową pracę fundamentów oraz wystarczającą nośność i sztywność podłoża gruntowego.

Identyfikację stanu technicznego fundamentów budynku przeprowadzono w dokumentacji [2], określając go na średni.

4.3 Ściany nośne zewnętrzne i wewnętrzne.

Układ ścian nośnych mieszany, rozróżniono podłużny oraz poprzeczny układ ścian nośnych w obrębie poszczególnych kondygnacji. Ściany nośne o zróżnicowanych grubościach, zarówno w obrębie poszczególnych kondygnacji jak i między kondygnacjami, od grubości 1c dla kondygnacji poddasza do grubości 2c dla kondygnacji piwnicy. Wszystkie ściany budynku wykonano z cegły ceramicznej pełnej klasy 7.5-15MPa na zaprawie cementowo-wapiennej. Nadproża murowane z cegły w postaci klinowej dla ścian zewnętrznych, oraz belkowe, stalowo-ceramiczne w ścianach wewnętrznych. Ściany działowe w budynku wykonano z cegły pełnej, dla kondygnacji piętra część ścian działowych w formie słupowo-ryglowej z wypełnieniem ceglanym.

W ścianach zewnętrznych i wewnętrznych kondygnacji nadziemnych nie stwierdzono większych pęknięć, zarysowań, zagrzybień, czy ubytków tynku a ich stan techniczny ocenia się na dobry. Sam stan techniczny cegły jako materiału oraz jej wytrzymałość również nie budzi zastrzeżeń.

Zarysowania lokalne zaobserwowano głównie w ścianach nadokiennych, czyli w najsłabszym miejscu murowanej konstrukcji ściennej. Generalnie stan techniczny ścian wszystkich kondygnacji budynku nie jest zły, zarysowania mają charakter lokalny a ich skala na pewno nie przekracza wartości dopuszczalnych/niebezpiecznych.

Identyfikację stanu technicznego ścian nośnych budynku przeprowadzono w dokumentacji [2], określając go na średni.

4.4 Stropy między-kondygnacyjne.

Konstrukcja stropów, jak i kierunki ich pracy zróżnicowane zarówno w obrysie poszczególnych kondygnacji jak i między poszczególnymi kondygnacjami.

Nad kondygnacją piwnicy, nad wszystkimi pomieszczeniami strop odcinkowy, ceglany, na belkach stalowych. Belki stropowe oparte na wewnętrznych i zewnętrznych ścianach poprzecznych i podłużnych. W przeważającej części konstrukcja stropu w postaci dwuteownika NP200 w rozstawie 120-130cm. Wypełnienie między belkowe stanowią łukowe płyty ceglane.

Dla kondygnacji nadziemnych wykonano stropy belkowe o konstrukcji drewnianej o zróżnicowanych kierunkach rozpięcia belkowania stropu nad poszczególnymi pomieszczeniami.

Belkowe stropy o konstrukcji drewnianej, ze ślepym pułapem, z belkami o wymiarach przekroju poprzecznego ko.19x25cm i rozstawie nie przekraczającym 90-100cm. Od spodu istniejąca podsufitka z desek gr.28mm, wewnątrz deski ślepego pułapu oraz warstwa polepy, od góry zaś deski podłogowe gr.28mm. W stropie nad sekretariatem usunięto deski ślepego pułapu, a wypełnienie polepą zastąpiono wełną mineralną gr.10cm.

Nad pomieszczeniami parteru: 1/1, 1/11 i 1/12 około 2010r. drewniany strop belkowy w złym stanie technicznym zastąpiono współczesnym stropem belkowym stalowo-żelbetowym tj. belki stalowe dwuteowe z IPN 180, 200 i 240 z wypełnieniem w formie żelbetowych płyt WPS.

Z kolei strop belkowy o konstrukcji drewnianej nad I piętrem ok.2010r. został wzmocniony belkami stalowymi o przekroju złożonym z dwóch ceowników 2C200 i 2C240, do których podwieszono istniejące belki drewniane. Układ belek stalowych jest prostopadły do drewnianego belkowania stropu, belki stalowe zmieniają schemat statyczny belek istniejących oraz zmniejszają ich rozpiętość obliczeniową. W całej powierzchni tego stropu wymieniono również wypełnienie między-belkowe z polepy na wełnę mineralną, wykonano także nowe wierzchnie deskowanie.

Identyfikację stanu technicznego stropów między kondygnacyjnych budynku przeprowadzono w dokumentacji [2], określając go na zły i średni. Fragmenty stropu nad parterem, z uwagi na zły stan techniczny, wymieniono na strop na belkach stalowych z wypełnieniem płytami żelbetowymi WPS.

Z większą uwagą należy potraktować strop nad parterem, nad salą sekretariatu.

Strop nad sekretariatem o drewnianej konstrukcji belkowej, oparty na ścianach w osiach D i G. Belki profilowane, o przekroju poprzecznym 19x25cm i rozpiętości między ścianami 6m. Strop został przebudowany, oryginalnie był stropem belkowym ze ślepy pułapem. Podczas przebudowy usunięto deski podłogi gr. 28mm na pióro-wpust, zasypkę z gliny o gr. ok.30-55mm oraz deski ślepego pułapu gr.12-34 mm. Pozostawiono deski sufitu (eksponowane od strony wnętrza sekretariatu), które są przybite do łąt 30x35mm. Oryginalne wypełnienie (polepą) zastąpiono miękką wełną mineralną, ułożoną bezpośrednio na deskach sufitu. Zamiast desek podłogowych ułożono płyty OSB o łącznej gr.10+15mm.

Oceny szczegółowej stanu technicznego stropu nad sekretariatem dokonano w „Ekspertyzie konstrukcyjno-budowlanej stropu nad sekretariatem”, z kwietnia 2018 r., w którym sformułowano następujące wnioski:

-stwierdzono zagrożenie nośności i stateczności konstrukcji. Zaobserwowano ponad-

normatywne deformacje belek stropowych,

- zalecono niezwłoczne zabezpieczenie przeciążonych belek stropowych b_5, b_6 i b_7 poprzez ich podstemplowanie,

- stwierdzono przeciążenie belek stropu nad sekretariatem: b_5, b_6 i b_7. Podano rozwiązania techniczne polegające na odciążeniu stropu poprzez wymianę murowanych ścian działowych na ściany w lekkiej zabudowie g-k oraz odciążenie części stropu poprzez usunięcie zasypki z gliny (polepy). Ponadto zalecono przeniesienie obciążenia z konstrukcji więźby dachowej oraz stropu nad piętrem na konstrukcje ścian nośnych,

- ze względu na ponadnormatywne, niesprężyste deformacje belek stropowych zalecono dokonywanie pomiarów przyrostu deformacji w cyklach rocznych.

W suplemencie do ww. opracowania [4], po przeprowadzeniu pomiarów kontrolnych w zalecany cykl dokonano powtórnej analizy stanu technicznego przedmiotowego stropu. Na podstawie wyników pomiarów odkształceń belek przeprowadzonych na etapie sporządzania opracowania podstawowego oraz pomiarów powtórzonych przy opracowaniu suplementu do niego sformułowano następujące wnioski:

- przyrost ugięcia dla belki b_2 wyniósł 2 mm, co mieści się w granicach błędu pomiaru,
- przyrost ugięcia dla belki b_5 wyniósł 1 mm, co mieści się w granicach błędu pomiaru,
- przyrost ugięcia dla belki b_6 wyniósł 15 mm, belka ta została podparta po wykonaniu pomiaru w roku 2018, co mogło spowodować jej lokalne podniesienie przy strefie podporowej (mimo zalecenia nie podbijania belek podczas stemplowania).

Badania odpowiedzi dynamicznej stropu nie wykazało drgań niewspółmiernych do przyłożonego obciążenia. Wnioski wyciągnięte z ostatnich pomiarów: nie wykazano przyrostu odkształceń belek przekraczającego błąd pomiaru, poza belką b_6, która została podstemplowana.

Ze względu na stałe, ponadnormatywne deformacje belek stropu powtórzono zalecenie wykonywania pomiarów przez uprawnionego geodetę, z odniesieniem ich do repera osadzonego w ścianie pomieszczenia. Poza wyżej opisanymi uszkodzeniami stropu wskazano także na wystąpienie zjawiska przedostawania się ziaren piasku przez nieszczelności pomiędzy deskami sufitu i belkami, co może mieć przyczynę w okresowej zmianie wilgotności konstrukcji drewnianej, uzależnionej od wilgotności powietrza w pomieszczeniu w sezonie grzewczym i poza nim.

W ramach przedmiotowej ekspertyzy określono także zalecenia wykonania następujących prac mających na celu odciążenie konstrukcji stropu:

- przenieść na ściany nośne obciążenia ze słupa więźby dachowej opartego na drewnianym słupie w ścianie pomiędzy pomieszczeniami 2/3 i 2/14,
- przenieść na ściany nośne obciążenie z belek stropu, opartych na ścianie pomiędzy 2/3 i 2/14,
- wykonać rozbiórkę ścian murowanych z cegły pełnej pomiędzy pomieszczeniami 2/12 i 2/13, 2/9 i 2/8 oraz 2/3 i 2/14. Ściany zastąpić lekką zabudową g-k,
- wykonać rozbiórkę podłogi w pomieszczeniu 2/14, usunąć wypełnienie gliną i deski ślepego pałapu. Na deskach sufitu ułożyć warstwę wełny mineralnej i odtworzyć podłogę.

Strop nad sekretariatem podlegać będzie przebudowie polegającej na zachowaniu oryginalnych belek drewnianych wraz z deskami sufitu i wprowadzeniu w przestrzeń wewnętrzną stropu elementów konstrukcji nośnej w formie belek stalowych (o przekroju ceowym), zachowania znaczącej części

wypełnienia z wełny mineralnej oraz demontażu istniejącej podłogi z płyt OSB i wykonaniu nowej, tej samej grubości, lecz na nieco wyższym poziomie, wynikającym z wysokości projektowanych belek stalowych. Projektowane belki stalowe usytuowane zostaną obustronnie do istniejących belek drewnianych, tworząc z nimi przekrój zespolony. W miejscach występowania większych obciążeń skupionych (np. od elementów konstrukcji dachu) belki posiadać będą odpowiednio wyższy przekrój poprzeczny.

W stropach wszystkich kondygnacji brak wieńców spinających ściany poprzeczne i podłużne, co niektóre belki drewniane zakotwione w ścianach zewnętrznych za pomocą klamer stalowych. Mając na uwadze czas eksploatacji budynku należy się liczyć z korozją biologiczną belek drewnianych, w szczególności w miejscu oparcia na ścianach zewnętrznych. Z uwagi na funkcjonowanie obiektu oraz zabudowanie sufitów/podłóg nie wykonano odkrywek belek stropowych w miejscu oparcia na ścianie, odsłonięto od góry jedynie główne belki drewniane pod słupkami konstrukcji dachu w celu określenia ich gabarytu. Dla stropów drewnianych newralgiczne miejsca z uwagi na korozję biologiczną to strefy podporowe belek (brak zabezpieczenia końcówek belek przed wilgocią, brak szczelin wentylacyjnych przy bocznych płaszczyznach belek). Jedną z przyczyn korozji stropów drewnianych jest też pokrycie podłóg drewnianych dość szczelnymi materiałami, uniemożliwiającymi odprowadzenia wilgoci ze stropu do przestrzeni pomieszczenia. Korozja biologiczna końcówek belek może decydować o ich dyskwalifikacji jako elementu konstrukcyjnego stropu. Podczas prac remontowych zaleca się odkrycie końcówek belek drewnianych opartych na ścianach zewnętrznych i zbadanie ich stanu z uwagi na korozję biologiczną. Po odsłonięciu od góry belek stropowych, ich stan techniczny, założone gabaryty przekroju poprzecznego oraz ewentualne wzmocnienia/wymianę zweryfikować z nadzorem projektowym.

4.5 Schody.

Schody wewnętrzne kondygnacji naziemnych posiadają konstrukcję ceglana, odcinkową, na belkach stalowych. Schody do piwnicy wykonano na gruncie o stopniach ceglanych.

Identyfikację stanu technicznego schodów wewnętrznych w budynku przeprowadzono w dokumentacji [2], określając go na średni.

4.6 Dach.

Budynek przykryty jest dachem wielospadowym (4-spadowym) o konstrukcji drewnianej, płatwiowo-kleszczowej. Więźba dachowa podlegała remontowi i wymianie pokrycia w latach 2005-2010. W wyniku remontu dokonano wzmocnień, wymian i uzupełnień samej więźby, jak i części stropu nad piętrem, wprowadzając m.in. dodatkowe elementy wsporcze w formie belek stalowych z 2C160/ 2C200/ 2C240. Krokwie 12x17cm, płatwie 18x20cm, słupy 18x18cm, murlaty 12x12cm. Ułożono nową folię paroizolacyjną oraz wymieniono łąty. Stan techniczny dachu uznać należy za dobry.

4.7 Ocena stanu technicznego budynku - wnioski.

Koncepcja architektoniczna zakłada zmianę sposobu użytkowania poddasza gospodarczego (strychu) na funkcję biurową, natomiast wnioski i zalecenia wynikające z oceny stanu technicznego nakazują również przebudowę stropu nad sekretariatem.

Stan techniczny obiektu pozwala na realizację powyższych założeń. Wiązać się będzie to z koniecznością przeprowadzenia poniższych prac:

- przebudowy stropu nad sekretariatem, polegającej na zachowaniu oryginalnych belek

drewnianych wraz z deskami sufitu i wprowadzeniu w przestrzeń wewnętrzną stropu elementów konstrukcji nośnej w formie belek stalowych, zachowania znaczącej części wypełnienia z wełny mineralnej oraz demontażu istniejącej podłogi z płyt OSB i wykonaniu nowej tej samej grubości, lecz na nieco wyższym poziomie, wynikającym z wysokości projektowanych belek stalowych.

Nowe elementy konstrukcji stalowej umożliwią także przejście części obciążeń wskazanych do zredukowania w ekspertyzie konstrukcyjno – budowlanej stropu nad sekretariatem,

- wyburzenia części ścian działowych położonych na stropie nad sekretariatem oraz przebudowy części z nich z ceglanych na ściany o lekkiej konstrukcji z płyt g-k,

- wykonania schodów o lekkiej, stalowej konstrukcji policzkowej, umożliwiających skomunikowanie kondygnacji poddasza,

- wykonania przebudowy stropu nad piętrem, polegającej na demontażu jego części w miejscu planowanych schodów, usunięciu istniejącej podłogi z desek, wykonaniu rusztu drewnianego i podłogi z płyt OSB na górnym poziomie istniejących belek stalowych 2C200,

- impregnacji drewnianej więźby dachu preparatami ogniochronnymi,

- wykonania podziałów aranżacyjnych na poddaszu przy zastosowaniu lekkiej zabudowy oraz sufitu z płyt g-k,

- wykonaniu izolacji cieplnej częściowo w płaszczyźnie dachu, z przejściem na płaszczyznę sufitu nad poddaszem,

- wykonania 4 okien dachowych i wylazu dachowego,

- wykonania na poddaszu wewnętrznej instalacji grzewczej co (zasilanej z istniejącego węzła), elektroenergetycznej oświetleniowej i gniazd oraz schładzania.

Generalnie stan techniczny konstrukcji budynku, w szczególności stropu nad I piętrem oraz dachu, na podstawie oględzin i odkrywek elementów konstrukcyjnych, można uznać za dobry i nadający się do remontu.

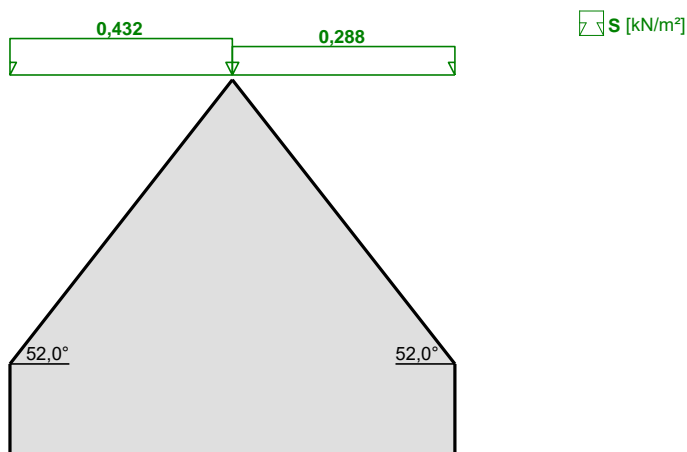
5.0 Opis projektowanych elementów konstrukcyjnych.

5.1 Przyjęte założenia do obliczeń statycznych.

5.1.1 Obciążenia.

Przy projektowaniu elementów konstrukcyjnych do zestawienia obciążeń przyjęto:

Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1



- Dach dwuspadowy

- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:

- strefa obciążenia śniegiem 2 $\rightarrow Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$

Połąc bardziej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 52,0^\circ$
 $C_2 = 1,2 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 1,2 \cdot (60^\circ - 52,0^\circ) / 30^\circ = 0,320$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 0,900 \cdot 0,320 = \mathbf{0,288 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 0,288 \cdot 1,5 = \mathbf{0,432 \text{ kN/m}^2}$$

Połąc mniej obciążona:

- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 52,0^\circ$
 $C_1 = 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,8 \cdot (60^\circ - 52,0^\circ) / 30^\circ = 0,213$

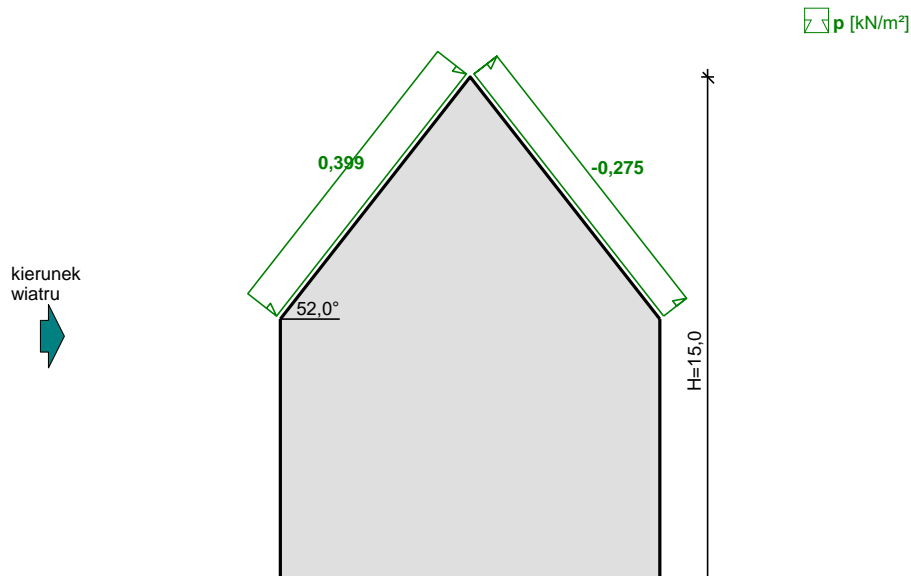
Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 0,900 \cdot 0,213 = \mathbf{0,192 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 0,192 \cdot 1,5 = \mathbf{0,288 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem wg PN-B-02011:1977/Az1 / Z1-3



- Budynek o wymiarach: $B = 10,0 \text{ m}$, $L = 10,0 \text{ m}$, $H = 15,0 \text{ m}$
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 52,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
- strefa obciążenia wiatrem I; $H = 300 \text{ m n.p.m.} \rightarrow q_k = 300 \text{ Pa}$
 $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
rodzaj terenu: B; $z = H = 15,0 \text{ m} \rightarrow C_e(z) = 0,55 + 0,02 \cdot 15,0 = 0,85$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
budynek zamknięty $\rightarrow C_w = 0$

Połąc nawiętrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
 $C_z = 0,015 \cdot \alpha - 0,2 = 0,015 \cdot 52,0^\circ - 0,2 = 0,580$
- Współczynnik aerodynamiczny C:
 $C = C_z - C_w = 0,580 - 0 = 0,580$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,85 \cdot 0,580 \cdot 1,80 = \mathbf{0,266 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = 0,266 \cdot 1,5 = \mathbf{0,399 \text{ kN/m}^2}$$

Połąc zawiętrzna:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
 $C_z = -0,4$

- Współczynnik aerodynamiczny C :

$$C = C_z - C_w = -0,4 - 0 = -0,4$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,85 \cdot (-0,4) \cdot 1,80 = -0,184 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,184) \cdot 1,5 = -0,275 \text{ kN/m}^2$$

dach stromy, ocieplony	grubość d [m]	Ciężar objęto- ściowy Q [kN/m³]	 γ_f	Obciążenie charaktery- styczne q _k [kN/m²]	oblicze- niowe q _o [kN/m²]
dachówka karpiówka			1,20	0,85	1,02
łaty + kontrłaty		5,50	1,20	0,05	0,06
folia paroprzepuszczalna			1,20	0,02	0,02
wełna mineralna	0,30	0,50	1,20	0,15	0,18
krokwie 14x14cm		5,50	1,20	0,15	0,18
2xpłyta GKF gr.1,50cm podwieszona na profilach aluminiowych	0,03	11,00	1,20	0,33	0,40
SUMA OBCIĄŻEŃ STAŁYCH			1,20	1,55	1,86
obciążenie użytkowe / śnieg			1,50	0,29	0,43
SUMA WSZYSTKICH OBCIĄŻEŃ			1,25	1,84	2,29

OBCIĄŻENIE NA JEDNOSTKĘ RZUTU POZIOMEGO

	p _k	p _o	γ_f	
STAŁE	2,52	3,02	1,20	kN/m²
ŚNIEG	0,29	0,43	1,50	kN/m²
WIATR	0,266	0,399	1,50	kN/m²
SUMA	3,07	3,85	1,25	kN/m²

strop nad sekretariatem	grubość d [m]	Ciężar objęto- ściowy Q [kN/m³]	 γ_f	Obciążenie charaktery- styczne q _k [kN/m²]	oblicze- niowe q _o [kN/m²]
gres/laminowane panele podłogowe HDF	0,02	21,00	1,20	0,42	0,50
plyty Fermacell	0,02	18,00	1,20	0,36	0,43
deskowanie/plyta OSB	0,025	7,00	1,20	0,18	0,21
wełna mineralna	0,20	1,00	1,20	0,20	0,24
belki stropu 19x25cm			1,10	0,25	0,28
podsufitka	0,032	6,00	1,20	0,19	0,23
tynk c-w	0,00	19,00	1,30	0,00	0,00
SUMA OBCIĄŻEŃ STAŁYCH			1,18	1,60	1,89
obciążenie użytkowe	1,50		1,40	1,50	2,10
SUMA WSZYSTKICH OBCIĄŻEŃ			1,29	3,10	3,99

ściana wewnętrzna działowa	grubość d [m]	Ciężar objęto- ściowy Q [kN/m³]	 γ_f	Obciążenie charaktery- styczne q _k [kN/m²]	oblicze- niowe q _o [kN/m²]
plyta g-k	0,013	11,00	1,20	0,14	0,17
ruszt systemowy	0,12		1,20	0,10	0,12
wełna mineralna	0,12	1,00	1,20	0,12	0,14
plyta g-k	0,013	11,00	1,20	0,14	0,17
SUMA WSZYSTKICH OBCIĄŻEŃ			1,20	0,50	0,59

5.1.2 Schematy statyczne przyjęte w obliczeniach.

W obliczeniach statycznych budynku przyjęto:

- wzmocniane krokwie o schemacie belki jednoprzęsłowej, wolnopodpartej,
- belki/płatwie stalowe PŁ nad stropem I piętra o schemacie belki jednoprzęsłowej, wolnopodpartej, również o schemacie belki jednoprzęsłowej ze wspornikiem,
- podciągi i belki stalowe stropu nad sekretariatem o schemacie belki jednoprzęsłowej, wolnopodpartej.

5.2 Wzmocnienie konstrukcji stropu nad sekretariatem.

Wszystkie istniejące belki drewniane stropu nad sekretariatem przewidziano do wzmocnienia, z uwagi na ich ponadnormatywne ugięcia, co wykazano w ekspertyzie [4]. Przeciążenia belek stropu nad sekretariatem spowodowało przede wszystkim dociążenie ich ciężarem ścian działowych o konstrukcji słupowo-ryglowej z wypełnieniem ceglanym, oddziaływaniem konstrukcji wsporczej dachu podpartej wprost na tych belkach (oddziaływanie słupków konstrukcji dachu) a także ponadnormatywne dociążenie części stropu regałami archiwum, zlokalizowanego na I piętrze.

Wszystkie belki stropowe nad sekretariatem należy wzmocnić na całej długości obustronnymi nakładkami z profilu stalowego o przekroju ceowym (C160) oraz zespolić za pomocą stalowych sworzni/śrub $\phi 10-12\text{mm}$ w rozstawie nie większym niż 60cm (w przypadku braku takiej możliwości zespolenie wykonać za pośrednictwem wkrętów $\phi 8\text{mm}$). Podczas prac remontowych należy porównać przyjęte gabaryty przekroju poprzecznego istniejących belek drewnianych z gabarytami rzeczywistymi, w razie znacznych rozbieżności sposób wzmocnienia uzgodnić z nadzorem projektowym. Belki stalowe wzmocniające WZM (stal S235) opierać na ścianach za pośrednictwem poduszek betonowych oraz marek stalowych. Przed wmontowaniem belek stalowych ujednolicić niwelacyjnie miejsca ich podparć. W linii ścianek działowych usytuowanych prostopadle do belek stropowych, w przestrzeni między-belkowej, umieścić wymiany w postaci belek drewnianych 12x16cm (drewno C24). W miejscach oparcia konstrukcji dachu oraz usytuowania ścianek działowych (w systemie lekkiej zabudowy) zaprojektowano sztywniejsze wzmocnienia w postaci belek WZM-2 (2xC260) oraz PS-2 (HEB200, belka ukryta między belkami istniejącymi). Belki wykonać ze stali S235 i opierać na ścianach wewnętrznych na poduszkach betonowych za pośrednictwem marek stalowych.

5.3 Wzmocnienie konstrukcji stropu nad I piętrzem oraz konstrukcji dachu.

Na podstawie inwentaryzacji własnej oraz odkrywek stwierdza się, iż wprowadzono stalowe elementy wzmocniające belkowanie stropu nad I piętrzem oraz dokonano wymiany wypełnienia między-belkowego z polepy na wełną mineralną, wykonano także nowe wierzchnie deskowanie.

Strop belkowy o konstrukcji drewnianej nad I piętrzem ok.2010r. został wzmocniony belkami stalowymi o przekroju złożonym z dwóch ceowników 2C200 i 2C240, do których podwieszono istniejące belki drewniane. Układ belek stalowych jest prostopadły do drewnianego belkowania stropu, belki stalowe zmieniają schemat statyczny belek istniejących na dwuprzęsłowy oraz zmniejszają ich rozpiętość obliczeniową.

Również stan techniczny elementów konstrukcyjnych dachu ocenia się na dobry. Więźba dachowa podlegała remontowi i wymianie pokrycia w latach 2005-2010. W wyniku remontu dokonano wzmocnień, wymian i uzupełnień elementów konstrukcyjnych więźby, do wymiany kwalifikuje się niewielka część zbutwiałych elementów drewnianych, przeoczonych podczas prac remontowych (do celów kosztorysowych założyć można wymianę istniejących krokwi w ilości maksymalnie 10-15%).

Z uwagi na dociążenie połaci dachu warstwami ocieplenia oraz spodniego wykończenia projektuje się wprowadzenie dodatkowych elementów belkowych, podpierających konstrukcję dachu i jednocześnie przejmujących dodatkowe obciążenia wynikające o docieplenia połaci, belki te również zmniejszają rozpiętość obliczeniową istniejących krokwi oraz odciażają istniejące płatwie drewniane zlokalizowane w poziomie stropu nad I piętrem. Dodatkowe belkowanie (płatwie PŁ-1,..., PŁ-5) zlokalizowano tuż nad poziomem istniejącej podłogi nad I piętrem. Płatwie o przekroju dwuteowym HEB120, HEB200 i HEB240 opierać na ścianach, w tym na ścianach wieży, za pośrednictwem poduszek betonowych i marek stalowych a także za pośrednictwem słupków stalowych na ścianach nośnych kondygnacji I piętra oraz parteru. Pod każdym z projektowanych słupów stalowych wykonać poduszkę betonową. Projektuje się również dodatkowe podparcie belek stropu nad I piętrem oraz słupków konstrukcji dachu poprzez wprowadzenie podciągu PS-1 (równoległe do osi E). Podciąg PS-1 o przekroju dwuteowym HEB160 opierać na ścianie zewnętrznej za pośrednictwem poduszki betonowej oraz marki stalowej, pośrednio także na słupach stalowych SS-5 (2C160).

Z uwagi na dociążenie połaci dachu ociepleniem i wykończeniem, zwiększą się siły przekazywane przez słupki konstrukcji dachu. Ponieważ większość z nich wspiera się na wymianach między belkowych, projektuje się wzmocnienie istniejących belek drewnianych stropu nad I piętrem jednostronną nakładką drewnianą o przekroju 12x24cm. Nakładkę zespolić z belką istniejącą za pomocą stalowych sworzni/śrub $\phi 16$ w rozstawie nie większym niż 50cm.

Wszystkie projektowane elementy stalowe wykonać ze stali klasy S235, natomiast projektowane elementy drewniane z drewna klasy C24.

5.4 Filar ceglany, schody stalowe.

Z uwagi na niewielką nośność filarka ceglany, zlokalizowanego w kuchni, na kondygnacji I piętra, oraz z uwagi na przekazanie na tenże filarek dodatkowego obciążenia z połaci dachu (za pośrednictwem płatwi PŁ-1), projektuje się jego wzmocnienie w każdym narożu kątownikami stalowymi L50x5mm. Kątowniki stalowe połączyć poprzez spawanie obejmami z płaskownika z blachy gr.8mm. W trakcie montażu kątowników oraz płaskowników należy zwrócić szczególną uwagę na przyleganie płaszczyzn elementów stalowych do muru. Należy usunąć tynk, krawędzie muru obrzucić zaprawą cementową i założyć elementy stalowe „na wcisk”. Przestrzenie pomiędzy płaskownikami a murem wypełnić gęstą zaprawą cementową silnie ubijając. Zaleca się założenie w szczeliny pomiędzy płaskownikami a murem przekładek z blach stalowych. W celu uzyskania wstępnego sprężenia przewiązki podgrzać przed spawaniem do temperatury około 100°C. Obejmy stalowe zabezpieczyć przed korozją zaprawą cementową gr.2,5 do 3cm.

Schody stalowe między kondygnacją I piętra i poddaszem wykonać w konstrukcji stalowej, typu zyg-zak, belki policzkowe o przekroju z rury prostokątnej RP40x80x5 oparte pośrednio na beleczkach stalowych w poziomie projektowanego podestu (beleczki stalowe z rury kwadratowej RK100x5 mocowane do projektowanych słupów stalowych SS-5/6 oraz do słupa istniejącego).

5.5 Wytyczne wykonawstwa.

Kolejność wykonywania poszczególnych prac dla stropu:

- usunąć deskowanie oraz polepę z przestrzeni między-belkowej stropu nad sekretariatem / I piętrem,
- wykonać dokładną inwentaryzację układu belek stropowych wraz z określeniem ich rzeczywistego przekroju poprzecznego,

- dokonać oceny stanu technicznego poszczególnych elementów konstrukcji pod względem materiałowym i mykologicznym, w szczególności końcówek belek stropowych opartych na murze ścian zewnętrznych (miejsca wrażliwe na zawilgocenie, a co za tym idzie zbutwienie przekroju drewnianego),
- porównać rzeczywiste przekroje, uprzednio odsłoniętych, drewnianych elementów konstrukcyjnych z przekrojami przyjętymi w projekcie, w przypadku sporych rozbieżności powiadomić nadzór projektowy
- wyrównać i wypoziomować strefy oparcia projektowanych belek stropowych poprzez wykonanie podmurówki z cegły pełnej, w miejscu oparcia belek stalowych wykonać wypoziomowane poduszki betonowe oraz osadzić marki stalowe,
- wykonać wzmocnienia istniejących belek stropowych przez obustronne skręcenie nakładek stalowych, wmontować belki stalowe (podpierające projektowane słupy konstrukcji dachu)
- ułożyć wełnę mineralną w przestrzeni między-belkowej stropu nad sekretariatem / I piętrem, wełnę ułożyć na istniejącym ślepym pułapie lub podsufitce.

Przed wykonaniem ocieplenia i wykończenia połaci dachu, wszystkie istniejące elementy drewniane więźby dachowej (pominiętych przy poprzednim remoncie) należy:

- oczyścić, dla elementów zniszczonych powierzchniowo (za pomocą szczotki drucianej, dłut ciesielskich itp.),
- ociosać, dla elementów zniszczonych nie głębiej niż 3cm w głąb struktury drewna,
- plombować lub flekować, dla elementów zniszczonych głębiej niż 3cm w głąb struktury drewna,
- wymienić w przypadku złego stanu technicznego, wzmocnić najdłuższe krokwie nakładkami drewnianymi,
- po oczyszczeniu należy elementy drewniane zabezpieczyć preparatami grzybobójczymi i owadobójczymi,
- wykonać ocieplenie i wykończenie wewnętrzne połaci dachu.

Roboty rozbiórkowe i montażowe prowadzić w sposób zapewniający stateczność konstrukcji.

Wszystkie podane w projekcie wymiary sprawdzić na budowie.

6.0 Zabezpieczenia konstrukcji i izolacje.

6.1 Zabezpieczenia antykorozyjne elementów stalowych wewnętrznych.

Kategoria korozyjności atmosfery C2

Stopień czystości podłoża wg. PN-ISO 8501-1 - Sa2

Zestaw malarski wg Katalogu „Nobiles”-Włocławek:

farba NOBIKOR podkład ftalowy antykorozyjny - 1 warstwa, gr. warstwy 40 µm

farba FTALONAL farba alkidowa nawierzchniowa- 2 warstwy gr. warstwy 40 µm

Całkowita grubość powłoki 120 µm.

Rozpatrywać łącznie z " Instrukcją zabezpieczenia przed korozją konstrukcji stalowych za pomocą powłok malarskich - KOR-3 " oraz instrukcją ITB 305 „Zabezpieczenie przed korozją stalowych konstrukcji budowlanych„. Po wykonaniu połączeń montażowych spawanych, wzdłuż wykonanych spoin na szerokości 5cm z każdej strony należy dokonać powtórnego zabezpieczenia antykorozyjnego zestawem malarskim o układzie warstw jak wyżej.

6.2 Zabezpieczenia elementów drewnianych.

Przewiduje się zastosowanie FOBOS M-2 - kompleksowego środka służącego do efektywnej ochrony drewna i materiałów drewnopochodnych przed działaniem ognia, grzybów i owadów. Jest to preparat solny, rozpuszczalny w wodzie, nie barwiący materiałów impregnowanych, nadający się do zabezpieczenia drewna metodą impregnacji powierzchniowej. Środek posiada aprobatę techniczną dopuszczającą FOBOS M-2 do stosowania w budownictwie (nr świadectwa 915/92) wydane przez ITB w Warszawie. Posiada Ocenę higieniczną Nr 109/B-741/92 dopuszczającą preparat do stosowania w budynkach przeznaczonych na stały pobyt ludzi. Preparat stosować zgodnie z wytycznymi producenta.

Zamiennie można stosować OGNIOPHON® Solny impregnat przeciwogniowy do drewna dopuszczony do obrotu i stosowania Atestem Państwowego Zakładu Higieny Nr B-671/93 oraz Świadectwem Instytutu Techniki Budowlanej Nr 951/93.

Skład chemiczny: sole amonowe kwasu fosforowego i siarkowego, mocznik, związki boru.

Przeznaczenie: do impregnacji przeciwogniowej drewna i sklejek. Działa na zasadzie poboru ciepła i obniżenia stężenia tlenu i gazów palnych w strefie ognia. Stosować do zabezpieczania więźby dachowej, odeskowania dachów, elementów konstrukcji ścian działowych, boazerii itp. Po zabezpieczeniu impregnatem w/g klasyfikacji BN-87/882602 uzyskuje się następujące cechy:

dla drewna - materiał niezapalny

dla sklejek - materiał trudno zapalny

Przeciwwskazania - nie stosować do impregnacji drewna narażonego na stałe działanie wody i kontakt z gruntem. Zaimpregnowanego drewna nie wolno poddawać wtórnej obróbce mechanicznej.

7.0 Uwagi końcowe.

- W trakcie prac przestrzegać warunków technicznych wykonania i odbioru prac budowlano - montażowych tom I i III.
- Izolacje przeciwwilgociowe i wodochronne wykonywać zgodnie z „Warunki Techniczne Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych Instrukcja ITB 408/2005”.
- W przypadku stwierdzenia warunków odmiennych od założonych w projekcie niezwłocznie powiadomić Projektanta.
- W przypadku wątpliwości technicznych należy kontaktować się z nadzorem projektowym.
- Należy zapewnić ciągły nadzór Inspektora Nadzoru o specjalności konstrukcje budowlane.
- Możliwe jest stosowanie materiałów zamiennych o równorzędnych właściwościach po uzgodnieniu rozwiązań z nadzorem projektowym.
- Przy doborze Wykonawcy zastosować kryterium doświadczenia w robotach konstrukcyjnych remontowych.

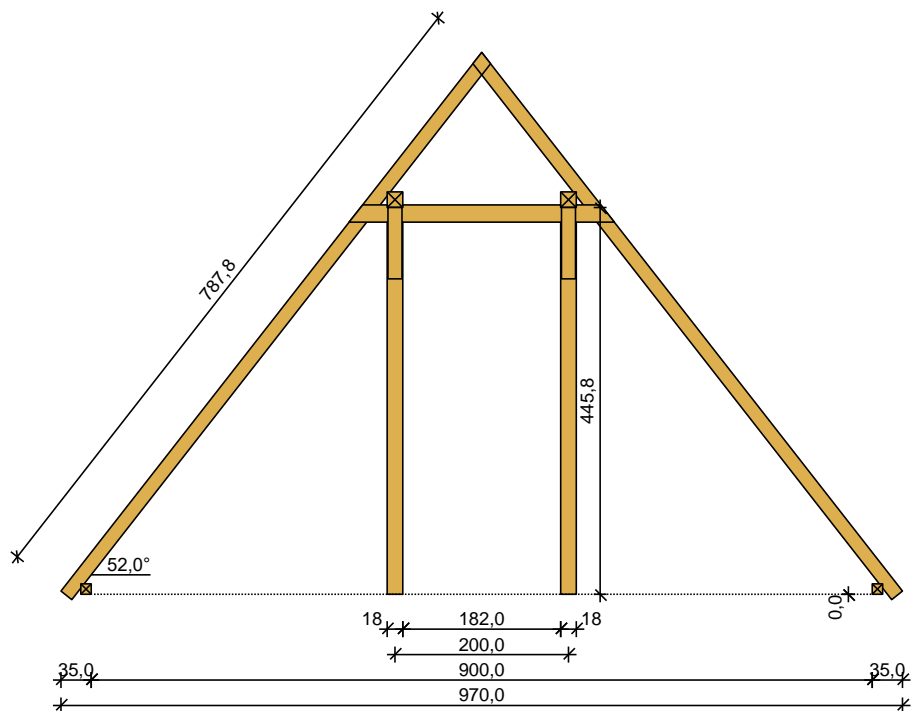
opracowanie:

mgr inż. Krzysztof Kwaśny

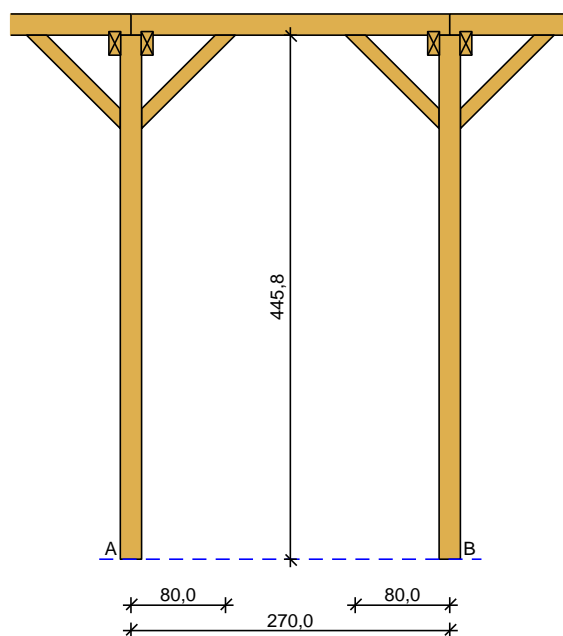
II. Obliczenia statyczno- wytrzymałościowe. (wyciąg)

2.1 Istniejąca konstrukcja dachu.

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 52,0^\circ$

Rozpiętość wiażara $l = 9,70$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 9,00$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 2,00$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,00$ m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatw pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 2,70$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,80$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,80$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią $h_s = 4,46$ m

Odległość pomiędzy poziomem oparcia słupa a poziomem oparcia murlaty $\Delta h = 0,00$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 17,5/16cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatew 18/18 cm z drewna C24
- słup 18/18 cm z drewna C24
- kleszcze 2x 10/20 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 17,5 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

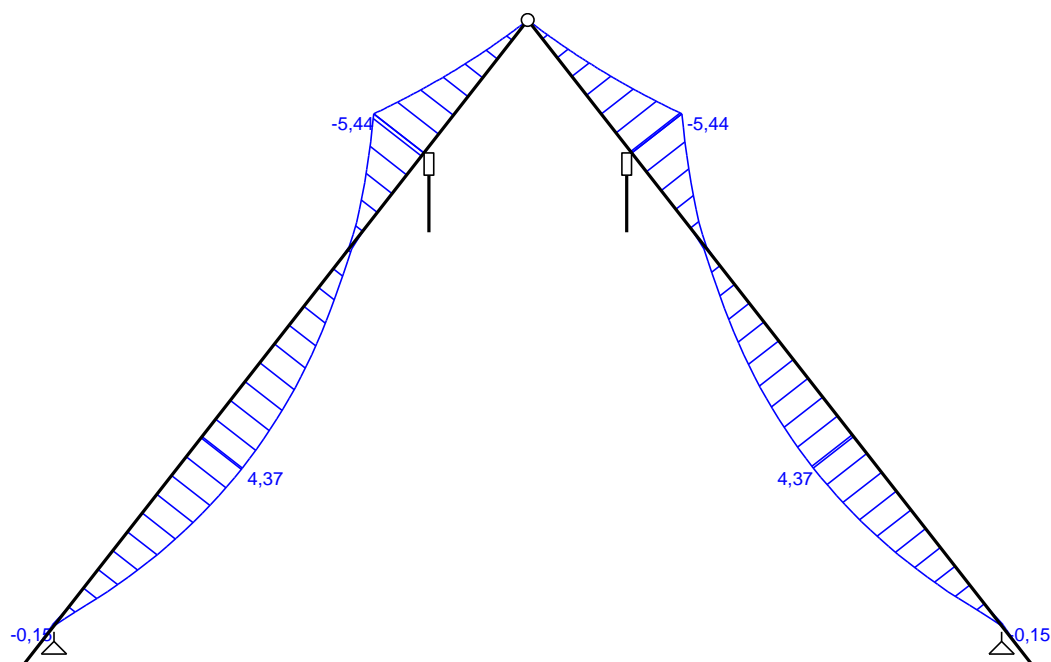
- pokrycie dachu : $g_k = 0,850 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 1,020 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połacie bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci $52,0^\circ$):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 0,288 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 0,432 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,192 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 0,288 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0$ m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,332 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol} = 0,498 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,229 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,344 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,400 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,480 \text{ kN/m}^2$
- dodatkowe obciążenie stałe płatwi $q_{kp} = 2,000 \text{ kN/m}$, $q_{op} = 2,400 \text{ kN/m}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- dach w obiekcie starym, remontowanym (zwiększenie ugięć granicznych o 50%)
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

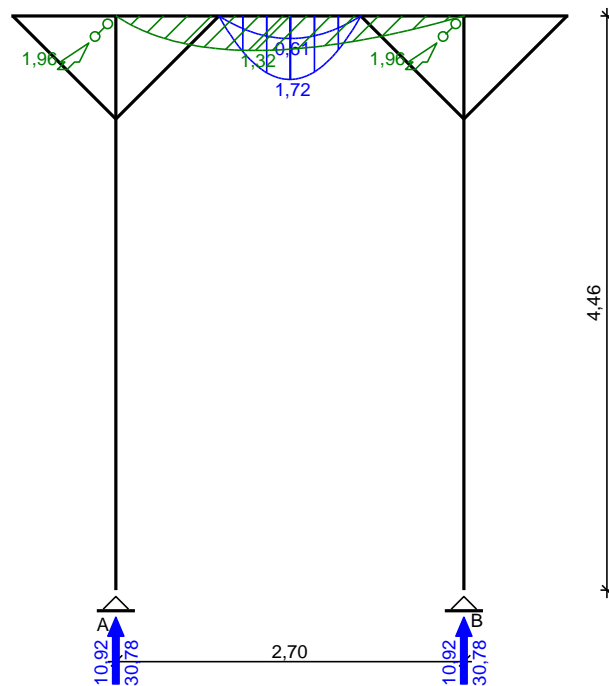
WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:

M_z [kNm]
 M_y [kNm]
 R_y, R_z [kN]
 R_x [kN]



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

Drewno lite iglaste **C24** wg PN-EN 338:2016-06

→ $f_{t,0,k} = 14,5$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{v,k} = 4$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³, $\rho_{mean} = 420$ kg/m³

Krokiew 17,5/16 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 125,2 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr+0,90·śnieg

$$M_y = 4,37 \text{ kNm}, \quad N = 4,97 \text{ kN}$$

$$k_{mod} = 0,60, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,85 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,203$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,619 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,370 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr+0,90·śnieg

$$M_y = -5,44 \text{ kNm}, \quad N = 1,15 \text{ kN}$$

$$k_{mod} = 0,60, \quad f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 11,03 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,996 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr

$$u_{fin} = 21,41 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 5782 / 200 = 43,37 \text{ mm} \quad (49,4\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr

$$u_{fin} = 6,24 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2 \cdot l / 200 = 1,5 \cdot 2 \cdot 471 / 200 = 7,07 \text{ mm} \quad (88,3\%)$$

Płatew 18/18 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 19,2 < 150$$

$$\lambda_z = 19,2 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,40 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,45 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$M_y = 1,72 \text{ kNm}$, $M_z = 1,19 \text{ kNm}$

$k_{mod} = 0,60$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 1,77 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 1,23 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m} \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,238 < 1$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,223 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr-parcie

$u_{fin} = 0,75 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 19,12 \text{ mm} \quad (3,9\%)$

Słup 18/18 cm

Smukłość (słup A)

$\lambda_y = 151,6 > 150$

$\lambda_z = 85,8 < 150$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$M_y = 0,00 \text{ kNm}$, $N = 30,78 \text{ kN}$

$k_{mod} = 0,60$, $f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,95 \text{ MPa}$

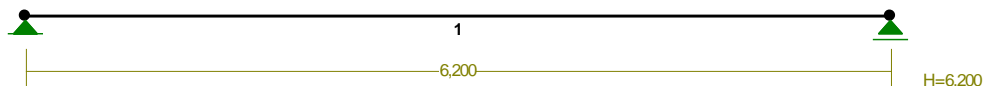
$k_{c,y} = 0,141$, $k_{c,z} = 0,410$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,695 < 1$

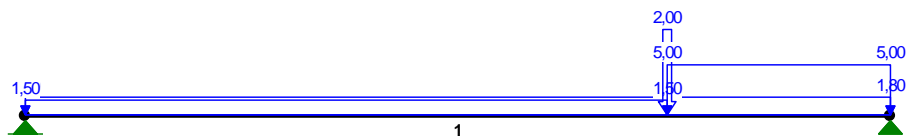
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,239 < 1$

2.2 Belka stropu nad sekretariatem, nie obciążona konstrukcją dachu.

PRĘTY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa: A "Strop"				Stałe	$\gamma_f = 1,25$	
1	Liniowe	0,0	1,80	1,80	0,00	6,20
Grupa: B "Obc. użytkowe"				Zmienne	$\gamma_f = 1,40$	
1	Liniowe	0,0	1,50	1,50	0,00	4,60
1	Liniowe	0,0	5,00	5,00	4,60	6,20
Grupa: C "Ścianka dział."				Zmienne	$\gamma_f = 1,20$	
1	Skupione	0,0	2,00		4,60	

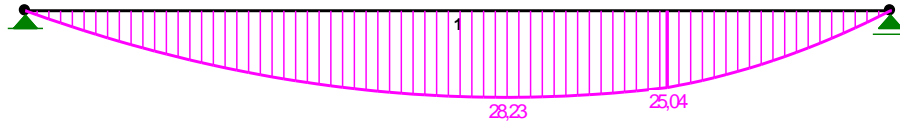
W Y N I K I wg PN 82/B-02000

Teoria I-go rzędu

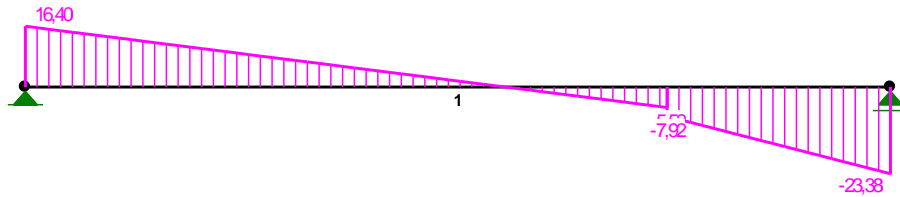
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "Strop"	Stałe		1,25
B - "Obc. użytkowe"	Zmienne	1	1,00
C - "Ścianka dział."	Zmienne	1	1,00

MOMENTY :



TNĄCE :



SIŁY PRZEKROJOWE:

T.I rzędu

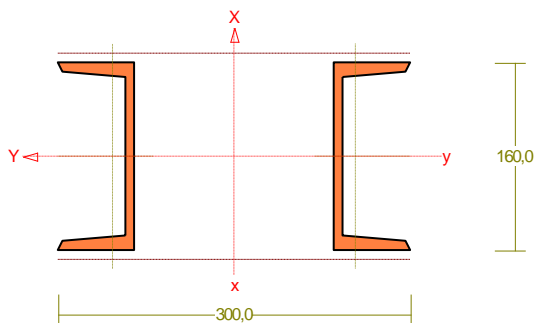
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABC

Pręt:	x/L:	x [m] :	M [kNm] :	Q [kN] :	N [kN] :
1	0,00	0,000	0,00	16,40	0,00
	0,56	3,450	28,23*	-0,04	0,00
	1,00	6,200	0,00	-23,38	0,00

* = Wartości ekstremalne

Wymiarowanie przekroju belki.

Przekrój: 2 U 160



Wymiary przekroju:

U 160 h=160,0 s=65,0 g=7,5 t=10,5 r=10,5 ex=18,4.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

J_{xg}=5302,5 J_{yg}=1850,0 A=48,00 i_x=10,5 i_y=6,2

J_w=6518,6 J_t=14,4 i_s=7,5.

Materiał: **St4 (VX,VY,V,W)**. Wytrzymałość **f_d=235** MPa dla **g=10,5**.

Siły przekrojowe:

x_a = 3,450; x_b = 2,750.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **ABC**

N = 0,00 kN,

M_y = 28,23 kNm, **V_x = -0,04 kN.**

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 122,1 \text{ MPa}$ $\sigma_c = -122,1 \text{ MPa}$.

Naprężenia:

x_a = 3,450; x_b = 2,750.

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 122,1 \text{ MPa}$ $\sigma_c = -122,1 \text{ MPa}$.

Naprężenia:

- normalne: $\sigma = -0,0 \Delta\sigma = 122,1 \text{ MPa}$ $\psi_{oc} = 1,000$

- ścinanie wzdłuż osi X: $A_v = 24,00 \text{ cm}^2$ $\tau = 0,0 \text{ MPa}$ $\psi_{ov} = 1,000$

Warunki nośności:

$$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma = 0,0 / 1,000 + 122,1 = 122,1 < 235 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ex} = \tau / \psi_{ov} = 0,0 / 1,000 = 0,0 < 136,3 = 0,58 \times 235 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_e^2 + 3\tau_e^2} = \sqrt{122,1^2 + 3 \times 0,0^2} = 122,1 < 235 \text{ MPa}$$

Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,450$; $x_b = 2,750$.

- względem osi Y

$$M_R = \psi W_c f_d = 1,000 \times 231,2 \times 235 \times 10^{-3} = 54,34 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwichrzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,000$ wynosi $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_y}{M_{Ry}} = \frac{28,23}{54,34} = 0,519 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie:

$x_a = 6,200$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi X

$$V_R = 0,58 \varphi_{pv} A_v f_d = 0,58 \times 1,000 \times 24,0 \times 235 \times 10^{-1} = 327,12 \text{ kN}$$

$$V_O = 0,3 V_R = 98,14 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi X:

$$V = 23,38 < 327,12 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

$x_a = 3,450$; $x_b = 2,750$.

- dla zginania względem osi Y: $V_x = 0,04 < 98,14 = V_O$

$$M_{R,V} = M_R = 54,34 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_y}{M_{Ry,V}} = \frac{28,23}{54,34} = 0,519 < 1$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi X liczone od cięciwy pręta wynoszą:

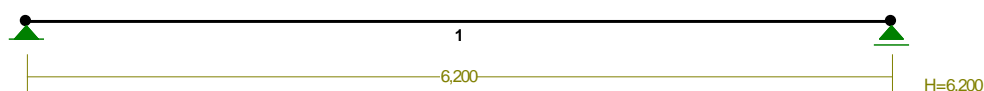
$$a_{\max} = 23,0 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 250 = 6200 / 250 = 24,8 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 23,0 < 24,8 = a_{\text{gr}}$$

2.3 Belka stropu nad sekretariatem, obciążona konstrukcją dachu.

PRĘTY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN] , [kNm] , [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa: A	"Strop"			Stałe	$\gamma_f = 1,25$	
1	Liniowe	0,0	1,80	1,80	0,00	6,20
Grupa: B	"Obc. użytkowe"			Zmienne	$\gamma_f = 1,40$	

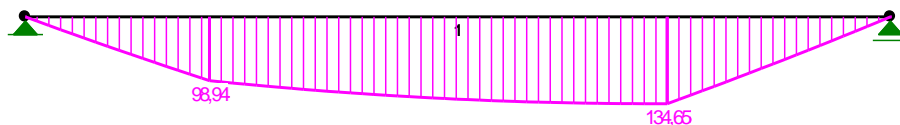
1	Liniowe	0,0	1,50	1,50	0,00	6,20
Grupa: C "Reakcje konstr. dachu"				Zmienne	$\gamma_f = 1,20$	
1	Skupione	0,0	65,00		4,60	
1	Skupione	0,0	40,00		1,32	
Grupa: D "Ścianka działowa"				Stałe	$\gamma_f = 1,20$	
1	Liniowe	0,0	1,50	1,50	0,00	6,20

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu

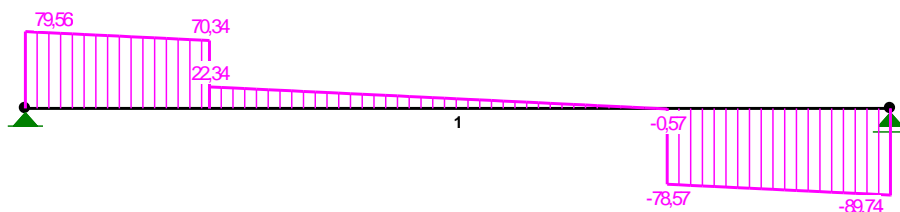
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "Strop"	Stałe		1,25
B - "Obc. użytkowe"	Zmienne	1	1,00
C - "Reakcje konstr. dachu"	Zmienne	1	1,00
D - "Ścianka działowa"	Stałe		1,20

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

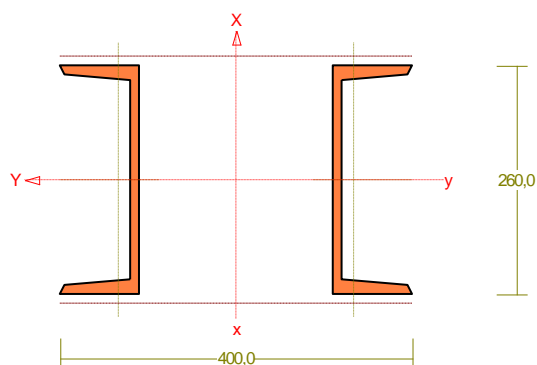
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+ABCD

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	0,00	79,56	0,00
	0,73	4,497	134,67*	0,15	0,00
	1,00	6,200	-0,00	-89,74	0,00

* = Wartości ekstremalne

Wymiarowanie przekroju belki.

Przekrój: 2 U 260



Wymiary przekroju:

U 260 h=260,0 s=90,0 g=10,0 t=14,0 r=14,0 ex=23,6.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=17876,1$ $J_{yg}=9640,0$ $A=96,60$ $i_x=13,6$ $i_y=10,0$

$J_w=66465,7$ $J_t=50,1$ $i_s=11,5$.

Materiał: **St4 (VX,VY,V,W)**. Wytrzymałość **fd=235** MPa dla **g=14,0**.

Siły przekrojowe:

$x_a = 4,600$; $x_b = 1,600$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **ABCD**

$$N = 0,00 \text{ kN},$$

$$M_y = 134,65 \text{ kNm}, \quad V_x = -0,57 \text{ kN}.$$

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 181,6 \text{ MPa}$ $\sigma_c = -181,6 \text{ MPa}$.

Naprężenia:

$x_a = 4,600$; $x_b = 1,600$.

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 181,6 \text{ MPa}$ $\sigma_c = -181,6 \text{ MPa}$.

Naprężenia:

$$\text{- normalne:} \quad \sigma = 0,0 \quad \Delta\sigma = 181,6 \text{ MPa} \quad \psi_{oc} = 1,000$$

$$\text{- ścinanie wzdłuż osi X:} \quad A_v = 52,00 \text{ cm}^2 \quad \tau = 0,1 \text{ MPa} \quad \psi_{ov} = 1,000$$

Warunki nośności:

$$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma = 0,0 / 1,000 + 181,6 = 181,6 < 235 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ex} = \tau / \psi_{ov} = 0,1 / 1,000 = 0,1 < 136,3 = 0,58 \times 235 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_e^2 + 3\tau_e^2} = \sqrt{181,6^2 + 3 \times 0,1^2} = 181,6 < 235 \text{ MPa}$$

Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 4,600$; $x_b = 1,600$.

- względem osi Y

$$M_R = \psi W_c f_d = 1,000 \times 741,5 \times 235 \times 10^{-3} = 174,26 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwirzenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,000$ wynosi $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_y}{M_{Ry}} = \frac{134,65}{174,26} = 0,773 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie:

$x_a = 6,200$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi X

$$V_R = 0,58 \varphi_{pv} A_v f_d = 0,58 \times 1,000 \times 52,0 \times 235 \times 10^{-1} = 708,76 \text{ kN}$$

$$V_O = 0,3 V_R = 212,63 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi X:

$$V = 89,74 < 708,76 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

$x_a = 4,600$; $x_b = 1,600$.

- dla zginania względem osi Y: $V_x = 0,57 < 212,63 = V_O$

$$M_{R,V} = M_R = 174,26 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_y}{M_{Ry,V}} = \frac{134,65}{174,26} = 0,773 < 1$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi X liczone od cięciwy pręta wynoszą:

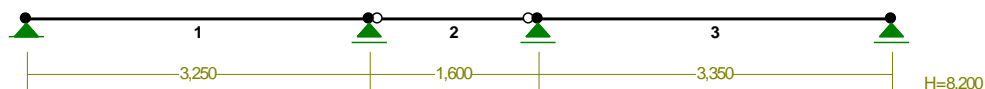
$$a_{\max} = 22,9 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 250 = 6200 / 250 = 24,8 \text{ mm}$$

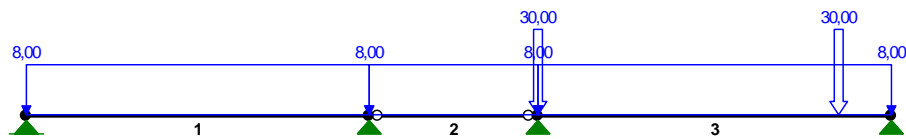
$$a_{\max} = 22,9 < 24,8 = a_{\text{gr}}$$

2.4 Podciąg stalowy PS-1.

PRĘTY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a[m]:	b[m]:

Grupa:	A "Strop"			Stałe	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	8,00	8,00	0,00	3,25
2	Liniowe	0,0	8,00	8,00	0,00	1,60
3	Liniowe	0,0	8,00	8,00	0,00	3,35

Grupa:	B "Dach"			Zmienne	$\gamma_f = 1,20$	
3	Skupione	0,0	30,00		0,00	
3	Skupione	0,0	30,00		2,85	

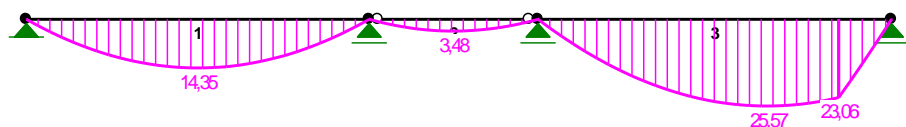
W Y N I K I wg PN 82/B-02000 Teoria I-go rzędu

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

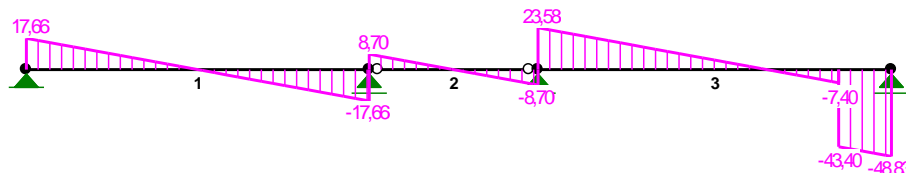
Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :

Ciężar wł.			1,10
A - "Strop"	Stałe		1,30
B - "Dach"	Zmienne	1	1,00

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+AB

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:

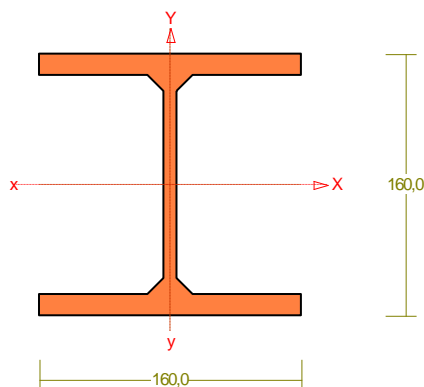
1	0,00	0,000	0,00	17,66	0,00
	0,50	1,625	14,35*	-0,00	0,00
	1,00	3,250	-0,00	-17,66	0,00
2	0,00	0,000	0,00	8,70	0,00
	0,50	0,800	3,48*	0,00	0,00
	1,00	1,600	0,00	-8,70	0,00

3	0,00	0,000	-0,00	23,58	0,00
	0,65	2,182	25,57*	-0,14	0,00
	1,00	3,350	0,00	-48,83	0,00

* = Wartości ekstremalne

Wymiarowanie przekroju belki.

Przekrój: I 160 HEB



Wymiary przekroju:

I 160 HEB h=160,0 g=8,0 s=160,0 t=13,0 r=15,0.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

J_{xg}=2490,0 J_y=889,0 A=54,30 i_x=6,8 i_y=4,0

J_w=47943,2 J_t=31,1 i_s=7,9.

Materiał: **St3S (X,Y,V,W)**. Wytrzymałość **f_d=215 MPa** dla **g=13,0**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy **1**.

Siły przekrojowe:

x_a = 2,138; x_b = 1,212.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **AB**

M_x = -25,57 kNm, V_y = 0,35 kN, N = 0,00 kN,

Naprężenia w skrajnych włókach: σ_t = 82,2 MPa σ_c = -82,2 MPa.

Naprężenia:

x_a = 2,138; x_b = 1,212.

Naprężenia w skrajnych włókach: σ_t = 82,2 MPa σ_c = -82,2 MPa.

Naprężenia:

- normalne: σ = 0,0 Δσ = 82,2 MPa ψ_{oc} = 1,000

- ścinanie wzdłuż osi Y: A_v = 12,80 cm² τ = 0,3 MPa ψ_{ov} = 1,000

Warunki nośności:

$$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma = 0,0 / 1,000 + 82,2 = 82,2 < 215 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ey} = \tau / \psi_{ov} = 0,3 / 1,000 = 0,3 < 124,7 = 0,58 \times 215 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_e^2 + 3\tau_e^2} = \sqrt{82,2^2 + 3 \times 0,3^2} = 82,2 < 215 \text{ MPa}$$

Nośność przekroju na zginanie:

x_a = 2,138; x_b = 1,212.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 311,3 \times 215 \times 10^{-3} = 66,92 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwężenia dla λ_L = 0,000 wynosi φ_L = 1,000

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\phi_L M_{Rx}} = \frac{25,57}{1,000 \times 66,92} = 0,382 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie:

x_a = 3,350; x_b = 0,000.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_v f_d = 0,58 \times 12,8 \times 215 \times 10^{-1} = 159,62 \text{ kN}$$

$$V_O = 0,6 V_R = 95,77 \text{ kN}$$

Warunek nośności dla ścinania wzdłuż osi Y:

$$V = 48,83 < 159,62 = V_R$$

Nośność przekroju zginanego, w którym działa siła poprzeczna:

$$x_a = 2,138; x_b = 1,212.$$

- dla zginania względem osi X: $V_y = 0,35 < 95,77 = V_o$

$$M_{R,V} = M_R = 66,92 \text{ kNm}$$

Warunek nośności (55):

$$\frac{M_x}{M_{R_x,V}} = \frac{25,57}{66,92} = 0,382 < 1$$

Stan graniczny użytkowania:

Ugięcia względem osi Y liczone od cięciwy pręta wynoszą:

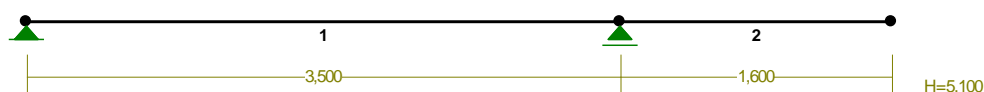
$$a_{\max} = 4,7 \text{ mm}$$

$$a_{\text{gr}} = l / 250 = 3350 / 250 = 13,4 \text{ mm}$$

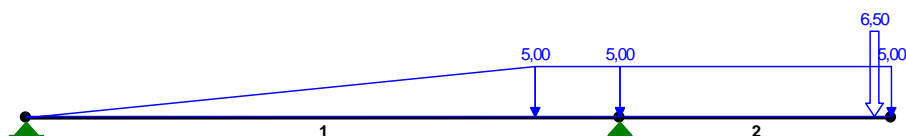
$$a_{\max} = 4,7 < 13,4 = a_{\text{gr}}$$

2.5 Płatew PL-2.

PRĘTY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN] , [kNm] , [kN/m])

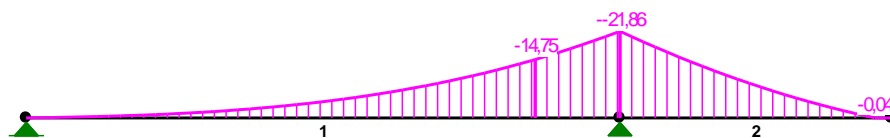
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A "Dach"			Stałe	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	0,00	5,00	0,00	3,00
1	Liniowe	0,0	5,00	5,00	3,00	3,50
2	Liniowe	0,0	5,00	5,00	0,00	1,60
2	Skupione	0,0	6,50		1,50	

W Y N I K I wg PN 82/B-02000
Teoria I-go rzędu

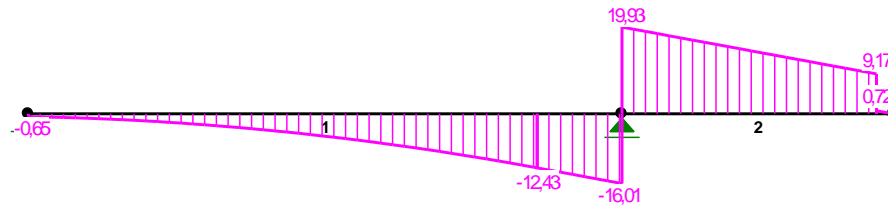
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - "Dach"	Stałe		1,30

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

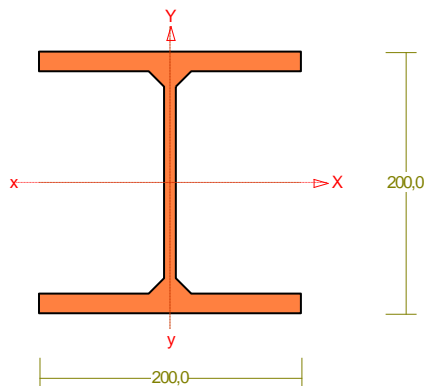
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	-0,00	-0,65	0,00
	1,00	3,500	-21,86	-16,01	0,00
2	0,00	0,000	-21,86	19,93	0,00
	1,00	1,598	-0,00*	0,01	0,00
	1,00	1,600	0,00	-0,00	0,00

* = Wartości ekstremalne

Wymiarowanie przekroju belki.

Przekrój: I 200 HEB



Wymiary przekroju:

I 200 HEB h=200,0 g=9,0 s=200,0 t=15,0 r=18,0.

Charakterystyka geometryczna przekroju:

$J_{xg}=5700,0$ $J_{yg}=2000,0$ $A=78,10$ $i_x=8,5$ $i_y=5,1$

$J_w=171125,0$ $J_t=59,4$ $i_s=9,9$.

Materiał: **St4 (VX,VY,V,W)**. Wytrzymałość **fd=235** MPa dla **g=15,0**.

Przekrój spełnia warunki przekroju klasy 1.

Siły przekrojowe:

$x_a = 3,500$; $x_b = 0,000$.

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

Obciążenia działające prostopadłe do płaszczyzny układu: momenty przywęzłowe $M_a = 0,00$ i $M_b = 0,00$ kNm, obciążenie rozłożone na całej długości pręta $q = 2,00$ kN/m. Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla tych obciążeń wynosi $\gamma_f = 1,500$.

$M_x = 21,86$ kNm, $V_y = -16,01$ kN, $N = 0,00$ kN,

$M_y = 0,00$ kNm, $V_x = -5,25$ kN.

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 38,3$ MPa $\sigma_c = -38,3$ MPa.

Naprężenia:

$x_a = 3,500$; $x_b = 0,000$.

Naprężenia w skrajnych włóknach: $\sigma_t = 38,3$ MPa $\sigma_c = -38,3$ MPa.

Naprężenia:

- normalne: $\sigma = 0,0$ $\Delta\sigma = 38,3$ MPa $\psi_{oc} = 1,000$

- ścinanie wzdłuż osi Y: $A_v = 18,00$ cm² $\tau = 8,9$ MPa $\psi_{ov} = 1,000$

- ścinanie wzdłuż osi X: $A_v = 60,00$ cm² $\tau = 0,9$ MPa $\psi_{ov} = 1,000$

Warunki nośności:

$$\sigma_{ec} = \sigma / \psi_{oc} + \Delta\sigma = 0,0 / 1,000 + 38,3 = 38,3 < 235 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ey} = \tau / \psi_{ov} = 8,9 / 1,000 = 8,9 < 136,3 = 0,58 \times 235 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ex} = \tau / \psi_{ov} = 0,9 / 1,000 = 0,9 < 136,3 = 0,58 \times 235 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_e^2 + 3\tau_e^2} = \sqrt{38,3^2 + 3 \times 0,9^2} = 38,3 < 235 \text{ MPa}$$

Nośność przekroju na zginanie:

$x_a = 3,500$; $x_b = 0,000$.

- względem osi X

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 570,0 \times 235 \times 10^{-3} = 133,95 \text{ kNm}$$

- względem osi Y

$$M_R = \alpha_p W f_d = 1,000 \times 200,0 \times 235 \times 10^{-3} = 47,00 \text{ kNm}$$

Współczynnik zwężenia dla $\bar{\lambda}_L = 0,000$ wynosi $\varphi_L = 1,000$

Warunek nośności (54):

$$\frac{M_x}{\varphi_L M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = \frac{21,86}{1,000 \times 133,95} + \frac{0,00}{47,00} = 0,163 < 1$$

Nośność przekroju na ścinanie:

$x_a = 3,500$; $x_b = 0,000$.

- wzdłuż osi Y

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 18,0 \times 235 \times 10^{-1} = 245,34 \text{ kN}$$

$$V_O = 0,6 V_R = 147,20 \text{ kN}$$

- wzdłuż osi X

$$V_R = 0,58 A_V f_d = 0,58 \times 60,0 \times 235 \times 10^{-1} = 817,80 \text{ kN}$$

$$V_O = 0,3 V_R = 245,34 \text{ kN}$$

Warunki nośności:

$$\text{- ścinanie wzdłuż osi Y: } V = 16,01 < 245,34 = V_R$$

$$\text{- ścinanie wzdłuż osi X: } V = 5,25 < 817,80 = V_R$$

opracowanie:

mgr inż. Krzysztof Kwaśny