

SPIS ZAWARTOŚCI

**DO PROJEKTU WYKONAWCZEGO „PRZEBUDOWA BUDYNKU
UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ NA POTRZEBY ŻŁOBKA Z ROZBIÓRKĄ
OBIEKTÓW TERENOWYCH ORAZ BUDOWA ŚMIETNIKA Z
POMIESZCZENIEM GOSPODARCZYM WRAZ Z ELEMENTAMI
ZAGOSPODAROWANIA TERENU I NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ
TECHNICZNĄ PRZY ULICY KOŚCIUSZKI 6 W SUWAŁKACH
NA DZIAŁKACH O NR EWID.GEOD.GR. 10960/10 I 10960/26.**

**INWESTOR: MIASTO SUWAŁKI
UL. MICKIEWICZA 1 16-400 SUWAŁKI**

- | | |
|-------------------|-----------|
| • Spis zawartości | str. 1-2 |
| • Opis techniczny | str. 3-18 |

Rysunki:

SCHEMATY KONSTRUKCYJNE	
RZUT FUNDAMENTÓW	K-1.1
SCHEMAT KONSTRUKCYJNY STROPU NAD PIWNICĄ	K-1.2
SCHEMAT KONSTRUKCYJNY STROPU NAD PARTEREM	K-1.3
SCHEMAT ZBROJENIA STROPU NAD PARTEREM	K-1.3A
SZCZEGÓŁY TYPOWE SYSTEMU STROPOWEGO	K-1.3B
SCHEMAT KONSTRUKCYJNY STROPU NAD I PIĘTREM	K-1.4
SCHEMAT KONSTRUKCYJNY DACHU	K-1.5
SCHEMATY KONSTRUKCYJNE BUDYNKU PRZEZNACZONEGO NA SKŁAD. ODPADÓW	K-1.6
FUNDAMENTY	
PŁYTA FUNDAMENTOWA PF-1	K-2.1

ŁAWY FUNDAMENTOWE: Ł-35,;Ł-45; Ł-80	K-2.2
SCHODY	
BIEG SCHODOWY Bs-1.0; BIEG SCHODOWY Bs-2.0	K-3.1
BIEG SCHODOWY Bs-3.0; BIEG SCHODOWY Bs-4.0	K-3.2
BIEG SCHODOWY Bs-4.0; BIEG SCHODOWY Bs-5.0	K-3.3
SZYB WINDOWY	
SZYB WINDOWY SW-0 POZIOM 0	K-4.1
SZYB WINDOWY SW-1 POZIOM 1	K-4.2
TRZPIENIE ŻELBETOWE	
ZBROJENIE TRZPIENI T-1; T-2; T-2.1; T-2.2	K-5.1
NADPROŻA	
NADPROŻA STALOWE PIWNICY I PIĘTRA	K-6.1
NADPROŻA STALOWE NA PARTERZE	K-6.2
NADPROŻA ŻELBETOWE: Nw/110/25; Nw/115/25; Nw/150/25; Nw/315/25;	K-6.3
WIEŃCE	
WIEŃCE: WZ-1; WZ-2; WW-1; WW-2; WW-3; WW-4; WW-5; WW-6	K-7.1
INNE	
PŁATEW STALOWA PŁ-1	K-8.1
WYLEWKA ŻELBETOWA WŻ-1	K-8.2

OPIS TECHNICZNY CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

DO PROJEKTU WYKONAWCZEGO „PRZEBUDOWA BUDYNKU UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ NA POTRZEBY ŻŁOBKA Z ROZBIÓRKĄ OBIEKTÓW TERENOWYCH ORAZ BUDOWA ŚMIETNIKA Z POMIESZCZENIEM GOSPODARCZYM WRAZ Z ELEMENTAMI ZAGOSPODAROWANIA TERENU I NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ TECHNICZNĄ PRZY ULICY KOŚCIUSZKI 6 W SUWAŁKACH NA DZIAŁKACH O NR EWID.GEOD.GR. 10960/10 I 10960/26.

1.0. Podstawa opracowania:

- Zlecenie Inwestora
- Projekt techniczny architektoniczny
- Uzgodnienia branżowe
- Program ogólny i wytyczne szczegółowe opracowane przez Inwestora

2.0. Koncepcja konstrukcji budynku

Projektowana jest przebudowa budynku użyteczności publicznej na potrzeby Żłobka w Suwałkach przy Kościuszki 6.

Przedmiotem przebudowy jest budynek dwukondygnacyjny częściowo podpiwniczony. Nad podpiwniczoną częścią budynku konstrukcję nośną stanowią: strop Kleina oraz stropy łukowe i kolebkowe. Nad parterem konstrukcję nośną stanowi: strop drewniany oparty na ścianach murowanych. Fundament stanowią ławy kamienne i ceglane. Więźba dachowa drewniana.

Zakres opracowania obejmuje wykonanie :

- wyburzenie części istniejących ścian murowanych wg. dokumentacji rysunkowej
- powiększenie wybranych otworów przez wyburzenie fragmentów ścian
- zamurowanie zbędnych otworów okiennych z wymianą stolarki okiennej
- przebudowy (nieznacznej) wnętrza budynku (zmiana układu funkcjonalnego pomieszczeń)

- przebudowy wewnętrznych instalacji sanitarnych (wod-kan, CO), wentylacji grawitacyjnej, instalacji elektrycznych i p.poż
- wykonanie nowego stropu gęstożebrowego nad parterem
- wykonanie nowej więźby dachowej
- naprawa istniejących fundamentów kamiennych i ceglanych
- wykonanie izolacji poziomej i pionowej
- dobudowy szybu windy osobowej
- dobudowy klatki schodowej od szczytu budynku
- rozbiórka istniejącej piwniczki

Obliczenia wykonano zgodnie z polskimi i europejskimi normami :

PN-EN-1990	- Podstawy projektowania konstrukcji
PN-EN-1991-1-1	- Oddziaływanie na konstrukcje
PN-EN-1991-1-2	- Oddziaływanie na konstrukcje w warunkach pożaru
PN-EN-1991-1-3	- Oddziaływania na konstrukcje obciążenie śniegiem
PN-EN 1991-1-4	- Oddziaływania ogólne -Oddziaływania wiatru
PN EN-1993-1-1	- Konstrukcje stalowe
PN-EN-1992-1-1	- Projektowanie konstrukcji z betonu
PN-EN 1995-1-1	- Projektowanie konstrukcji drewnianych
PN-81/B-03020	Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe."

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykonano za pomocą programów: - Autodesk Robot Structural Analysis 2012,- Pakiet SPECBUD.

3.0. Usytuowanie



Rys.2. Zdjęcie z zaznaczonym przedmiotowym budynkiem na działce nr 10960/10 i 10960/26 w Suwałkach

4.0. Warunki gruntowo-wodne:

Na powyższe zamierzenie nie wykonano badań geologicznych gruntu. Podczas wykonywania odkrywek istniejących fundamentów budynku wód gruntowych w poziomie posadowienia - nie stwierdzono.

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i gospodarki morskiej z dnia 25.04.2012r w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dziennik Ustaw z 2010r. Nr 243, poz.1623) warunki geotechniczne podłoża na terenie objętym badaniami są proste. Kategoria geotechniczna II.

Rodzaj gruntu stwierdzić poprzez wykonanie otworu badawczego kontrolnego. Przyjmuje się następujące dane odnośnie posadowienia budynków:

- Warunki gruntowe określono jako proste. Grunt pod powyższą inwestycję zaliczono do drugiej kategorii geotechnicznej.
- W poziomie posadowienia założono występowanie piasków drobnych o ID=0.50.
- W trakcie prowadzenia robót nie dopuszczać do naruszenia naturalnej struktury gruntu w poziomie posadowienia i zasypywania przekopanych miejsc gruntem rozluźnionym.
- Przyjęto, iż poziom wody gruntowej poniżej poziomu posadowienia.

Po wykonaniu wykopów fundamentowych należy dokonać ich komisyjnego odbioru w celu sprawdzenia zgodności stanu i rodzaju gruntów z założeniami.

Uwagi:

- 1.0. Po wykonaniu otworu badawczego kontrolnego lub rozpoczęciu prac fundamentowych w przypadku stwierdzenia warunków gorszych niż założone, o zaistniałym fakcie należy natychmiast powiadomić pracownię projektową oraz dostosować rodzaj posadowienia do faktycznych warunków gruntowo-wodnych.
- 2.0. Prace ziemne należy prowadzić z zachowaniem warunków BHP, a szczególności bezpiecznego pochylenia skarp, składowanie urobku poza strefą aktywnego obciążenia skarp wykopu fundamentowego.
- 3.0. W przypadku wystąpienia gruntów wysadzinowych w niższych warstwach, w przypadku wystąpienia ujemnych temperaturach, wykop należy zabezpieczyć przed przemarzeniem zarówno przed jak i po wykonaniu fundamentów.
- 4.0. Konsystencja gliny zależna jest od wilgotności, wobec czego wyżej wymienione prace ziemne w obrębie tych gruntów należy prowadzić w sposób nie prowadzący do wzrostu wilgotności.
- 5.0. Wykopy pod fundamenty winny być wykonane w taki sposób, aby nie nastąpiło naruszenie naturalnej struktury poniżej posadowienia. Prace sprzętem mechanicznym należy przerwać ok. 15-20cm powyżej poziomu posadowienia, a niedobraną część gruntu usunąć bezpośrednio przed wykonaniem ław lub stóp sposobem ręcznym.

6.0. Przed posadowieniem budynku należy dodatkowo sprawdzić warunki gruntowo-wodne w wykopie. Powyższą czynność powinien wykonać uprawniony geolog z odpowiednim wpisem do dziennika budowy.

7.0. W przypadku posadowienia ław na wysokości terenu istniejącego, bądź poziomie w którym występuje humus (gleba) lub nasyp niebudowlany grunt ten należy usunąć i zastąpić go nasypem budowlanym wykonanym z pospółki nienormowanej zagęszczonej warstwami maksymalnie co 30cm do $I_s > 1,0$.

8.0. W przypadku posadowienia ław / stóp na warstwie gruntu luźnego (I_D do 0,33) lub w bliskiej jego okolicy (do 0,8m głębokości poniżej) grunt ten należy zagęścić warstwami maksymalnie co 30 cm, bądź alternatywną metodą gwarantującą nie gorsze parametry zagęszczenia do $I_s > 1,0$. Niewykonanie tej czynności może spowodować znaczne osiadanie fundamentu, a nawet wprowadzić konstrukcję w stan awaryjny.

9.0. Roboty ziemne i fundamentowe należy wykonywać zgodnie z normą PN-68/B-06050 oraz wytycznymi podanymi w opracowaniu ITB: "Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych" tom 1, część 1, wydanym przez Arkady w 1989r.

Kategorię geotechniczną ustalono na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych.

(Dz. U. z 2012r. poz. 463 z poz. zm.).

Na podstawie otrzymanych wyników rozpoznania geotechnicznego oraz uwzględniając charakterystykę konstrukcji stwierdza się II kategorię geotechniczną. Warunki proste.

5.0. Rozbiórka istniejącej piwniczki

5.1. Sposób prowadzenia rozbiórki

Prowadzenie robót rozbiórkowych wymaga ogrodzenia części nieruchomości wokół budynku przeznaczonego do rozbiórki. Budynek przeznaczony do rozbiórki powinien być odłączony od zasilania we wszelkie media. Powinny dokonać tego stosowane służby i przekazać obiekty firmie rozbiórkowej z protokolarnym potwierdzeniem odłączenia wskazanych budynków od zasilania.

Prace rozbiórkowe należy prowadzić stosując się do poniższych wskazań:

1. Przed rozpoczęciem robót rozbiórkowych należy odłączyć zasilanie instalacji elektrycznych (jeżeli obiekt jest w nią wyposażony) oraz inne media. Odłączenie zasilania powinno zostać wykonane przez uprawnione osoby i potwierdzone protokołem.
2. Prowadzenie robót rozbiórkowych wymaga ogrodzenia części nieruchomości wokół obiektu przeznaczonego do rozbiórki.
3. Wyżej wymienione pasy ogrodzeniowe przy pracach na wysokości powinny być umieszczone w odległości 6m od obiektu, a przy pracach sprzętem ciężkim zgodnie ze strefą niebezpieczną dla pracy wysięgnika.
4. Wystawić w rejonie likwidowanych obiektów tablice ostrzegawcze np. „Roboty rozbiórkowe”, „Niezatrudnionym wstęp wzbroniony” itp.
5. Wyznaczyć stanowiska pracy sprzętu ciężkiego i urządzeń oraz zabezpieczenie tych stanowisk. Teren pod wymienione stanowiska powinien być utwardzony. W rejonie pracy usunąć zbędne materiały i urządzenia.
6. Przed przystąpieniem do prac wspólnie ze służbami Inwestora określić kompetencje, zależności i zakres odpowiedzialności osób wykonujących rozbiórkę oraz sposób powiadamiania, sygnalizacji i komunikacji w obrębie likwidowanych obiektów.

Rozbiórka obiektu prowadzona będzie w oparciu o postanowienia Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 roku w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót rozbiórkowych.

Niewykorzystany gruz oraz złom zostanie zagospodarowany zgodnie z Ustawą z dnia 27 kwietnia 2001 o odpadach (Dz.U. Nr 62/01 poz. 628).

5.2. Uwagi ogólne dotyczące prowadzenia prac rozbiórkowych

Pracownicy zatrudnieni przy robotach rozbiórkowych muszą być dokładnie zaznajomieni z ich zakresem. Przy prowadzeniu prac rozbiórkowych należy przestrzegać wszystkich obowiązujących przepisów BHP i bezwzględnie stosować wszystkie przewidziane przy tych robotach urządzenia zabezpieczające i ochronne. Znajdujące się przy wyburzanych budynkach urządzenia: latarnie, słupy z przewodami, itp. muszą być zabezpieczone przed uszkodzeniem. Pracownicy zatrudnieni przy robotach rozbiórkowych powinny być zaopatrzeni w komplet potrzebnych narzędzi oraz w odzież roboczą, hełmy, okulary, maski pyłowe i rękawice ochronne.

Wszystkie przejścia i przejazdy znajdujące się w zasięgu robót rozbiórkowych muszą być w sposób odpowiedni zabezpieczone lub wytyczone, a drogi, obejścia i objazdy wyraźnie oznakowane.

Robotnicy pracujący na wysokości 4 m i większych powinni być zabezpieczeni pasami ochronnymi na linach umocowanych do trwałych elementów budynku.

Wszystkie prace należy organizować zgodnie z opisem rozbiórki, z zachowaniem przepisów BHP, szczegółowych norm i wymagań technicznych, warunków wykonywania i odbioru robót budowlanych. Roboty rozbiórkowe należy wykonywać z zachowaniem maksimum ostrożności.

Wszystkie stosowane urządzenia muszą być w pełni sprawne, oraz posiadać certyfikat na znak bezpieczeństwa lub deklarację zgodności z polskimi normami.

Niezależnie od podanego sposobu prowadzenia robót zawartych w opisie prac rozbiórkowych, Wykonawcę obowiązują: „Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych”, normy obowiązkowego stosowania i odpowiednie normy nieobowiązkowe, które to materiały należy traktować jako uzupełnienie dokumentacji.

Inwestor, składając zawiadomienie o rozpoczęciu robót rozbiórkowych jest obowiązany wystąpić o wydanie dziennika rozbiórki (budowy). Dziennik powinien być prowadzony zgodnie z Rozp. MGPIB z 15.12.1994 (Mon.Pol. z 1995 Nr 2, poz. 2). Za właściwe prowadzenie dziennika, jego stan oraz właściwe przechowywanie na budowie odpowiada Kierownik Budowy.

5.3. Wykonanie robót rozbiórkowych

Decyzje o tym, z której strony rozpocząć demontaż obiektu podejmie Wykonawca Robót kierując się możliwością dostępu do poszczególnych części obiektu oraz przyjętym sposobem demontażu (technologią robót).

Roboty rozbiórkowe:

1. Sprawdzić odłączenie zasilania obiektu w energię elektryczną i inne media.
2. Wyburzenie istniejącej piwniczki przy użyciu sprzętu mechanicznego pod nadzorem osób uprawnionych.

Na koniec każdego dnia roboczego obiekt lub jego oddylatowana część powinna zostać powalona na ziemię tak, aby jej każda część znajdowała się na ziemi w równowadze stałej bez możliwości przesunięcia pod wpływem wiatru, opadów lub chodzenia po nich.

5.4. Zakończenie robót likwidacyjnych

Po zakończeniu robót rozbiórkowych należy uporządkować teren po zlikwidowanym obiekcie. Teren po wyburzeniu należy wyrównać gruntem rodzimym zgodnie z planem zagospodarowania terenu.

Należy zlikwidować zaplecze rozbiórkowe i sporządzić protokół odbioru robót. Szczegółowy zakres robót porządkowych powinien być uzgodniony pomiędzy Inwestorem, a Wykonawcą.

6.0. Opis poszczególnych elementów konstrukcyjnych

Fundamenty i ściany fundamentowe

Na podstawie wizji lokalnej i ekspertyz mykologiczno-budowlanej stwierdzono brak izolacji pionowej i poziomej. Należy zatem wykonać izolację poziomą i pionową. Ponadto należy dokonać poszerzenia istniejących fundamentów za pomocą betonu ekspansywnego według dokumentacji wykonawczej.

W czasie wykonywania poszerzania należy prowadzić obserwacje istniejącej konstrukcji ścian i sklepień. Bezzwłocznie odnotowywać w dzienniku budowy ujawnione nieprawidłowości w pracy konstrukcji. Poszerzanie należy przeprowadzić odcinkami o długości podanymi na schemacie konstrukcyjnym. W części graficznej projektu

jednoznacznie określono kolejność wykonywania poszczególnych fragmentów fundamentów. Kolejności tej nie wolno zmieniać. Jednocześnie można poszerzać zaledwie 20% powierzchni fundamentów. Minimalna odległość pomiędzy poszczególnymi działkami poszerzania wynosi 4 m. Kolejnym rygorem odległości jest wartość wynikająca z 1,5-krotnej wysokości ścian poszerzanych. Projektuje się wykonanie poszerzenia fundamentów przy użyciu betonu ekspansywnego. Można tego dokonać stosując spęczniające domieszki do betonów. Środki te powodują zwiększenie objętości betonu i co za tym idzie penetrację mieszanki betonowej ku górze

Z uwagi na zmianę właściwości fizycznych betonu należy przeprowadzić próby z spęczniającym specyfikiem w celu dokładnego określenia procentowego udziału poszczególnych składników dla zachowania niezbędnej klasy betonu B20. Po wykonaniu wykopu pod fundamentem należy wykonać na dnie podkład betonowy gr. 10 cm. Pod żadnym pozorem nie wolno wyrównywać dna wykopu piaskiem nasypowym np. w przypadku przebrania poziomu posadowienia. Ewentualny ubytek należy wypełnić betonem stykającym się z gruntem rodzimym. Na wilgotnym podkładzie należy wykonać izolację przeciwwilgociową z emulsji anionowej. Emulsja taka wypiera cząsteczki wody i penetruje w głąb betonu stanowiąc podłoże (po ok. 3 godzinach) dla warstwy izolacyjnej, wykonanej także z dyspersyjnej powłoki asfaltowej o gr. 2 mm. Po odprowadzeniu wody z warstwy izolacyjnej jest ona odporna na działanie wody zewnętrznej z mieszanki betonowej.

Opracowywaną działkę fundamentu należy zabezpieczyć szalunkiem z płyty OSB, która to nie powinna być zabezpieczana środkami do obniżenia przyczepności betonu. Sama płyta jest fabrycznie zabezpieczona przed przenikaniem wilgoci i jej nadmiernym pęcznieniem. Środki obniżające przyczepność betonu mogą spowodować obniżenie przyczepności kolejnej działki przylegającego fundamentu. Beton do szalunku należy podawać z wysokości o 20 cm większej od poziomu spodu fundamentu istniejącego. Chodzi tu o wytworzenie parcia hydrostatycznego mieszanki, a w rezultacie o najlepsze wypełnienie przestrzeni nowego fundamentu. Niedbałe wykonanie pracy będzie z całą pewnością przyczyną powstania licznych zarysowań konstrukcji ścian i masywnych stropów.

Posadowienie szybu windowego przewidziano na płycie fundamentowej grubości $h=25\text{cm}$, wykonanej z betonu C20/25 (B25) zbrojoną stalą B500SP.

Ściany fundamentowe klatki schodowej projektuje się jako posadowione na ławach fundamentowych grubości $h=40\text{cm}$, wykonane z betonu C20/25 (B25) zbrojonych stalą B500SP.

Min. otulenie zbrojenia 5cm, zbrojenie podłużne łączyć na zakład min. 60cm, prawidłowość wykonania zbrojenia potwierdzić przez inspektora nadzoru przed zabetonowaniem.

Przekroje ław fundamentowych pokazano na rysunkach konstrukcyjnych zawartych w dokumentacji wykonawczej.

W płycie fundamentowej i ławach fundamentowych w miejscach występowania fundamentowej ściany żelbetowej osadzić „wyrostki”.

Nadproża

Nadproża żelbetowe zaprojektowano jako wylewane z betonu C20/25 (B25), zbrojone stalą B500SP.

Nadproża stalowe projektuje się jako wykonane z profili I120 oraz I140 ze stali S235 wg rys. konstrukcyjnych wykonawczych.

Dopuszcza się poszerzenie istniejącego otworu do 5cm z każdej strony, przy założeniu że zostanie zachowana odpowiednia szerokość istniejącego podparcia. Szerokość podparcia należy określić podczas prowadzenia prac remontowych i powinna wynosić min 10cm. W przypadku nie zachowania odpowiedniej szerokości należy skontaktować się z biurem projektowym w celu zaprojektowania nowego nadproża stalowego.

Trzpień żelbetowe

Trzpień projektuje się jako żelbetowe wylewane z betonu C20/25 zbrojone stalą B500SP. Trzpień należy połączyć ze ścianami murowanymi poprzez wykonanie w ścianach strzępi pionowych szerokości min. 6cm.

Ściany murowane

Podczas wizji lokalnej dokonano odkucia tynku na fragmencie ściany w wyniku czego stwierdzono płątkowanie cegły i zarysowanie ścian konstrukcyjnych. Istniejące

uszkodzone murowane ściany konstrukcyjne należy naprawić poprzez wymianę pojedynczych cegieł na nowe, a w przypadku „pęknięć przestrzałowych” na wylot ściany konstrukcyjnej rozważyć „zszycie” muru.

Projektuje się ściany konstrukcyjne jako murowane, grubości 25cm z pustaków silikatowych klasy 15 MPa na zaprawie cementowej klasy 5 MPa. Ściany zakończyć wieńcem żelbetowym wylewanym.

Wyburzane ściany nośne

W miejscach obszarów wyburzanych ścian nośnych projektuje się belki stalowe. Belki stalowe oprzeć na istniejących ścianach poprzez wykonanie bruzdy w ścianie istniejącej.

Bezpośrednio nad otworami projektuje się nadproża stalowe z profili I120/I140 (Ns). Elementy nadproży zaprojektowano ze stali S235.

Kolejność robót podczas wykonywania nadproży stalowych:

- podeprzeć strop przy ścianie podporami tymczasowymi;
- wykonać w ścianie z jednej strony poziomą bruzdę o wysokości dwuteownika + 5cm, głębokości równej szerokości półki stalowej bądź szerokości zespołu belek i długości umożliwiającej oparcie belki na ścianie istniejącej wg rysunku konstrukcyjnego;
- bruzdę przemyć mlekiem cementowym, a następnie założyć belkę stalową stabilizując ją stalowymi klinami;
- przestrzeń między belką stalową, a murem wypełnić rzadką zaprawą cementową kl. 8 MPa.
- po upływie 3 dni w taki sam sposób założyć belkę z drugiej strony ściany;
- po stwardnieniu zaprawy, wykonać połączenie między belkami za pomocą śrub M16;
- po założeniu belek stalowych można poszerzyć otwór;
- z zewnątrz belki stalowe można obudować np. tynkiem na siatce.

Usunięcie części ścian działowych

Ścianki działowe przeznaczone do wyburzenia zaznaczono na schematach konstrukcyjnych Rys. K-1.2 do K-1.4. Usunięcie ich spowoduje zmniejszenie obciążenia i nie wpłynie negatywnie na funkcjonowanie budynku.

Do wyburzania ścianek działowych wybrano ręczną metodę rozbiórki, jako najbardziej bezpieczną dla pracowników i otoczenia. Ścianki wyburzać sposobem

ręcznym za pomocą lekkiego sprzętu: np. przy użyciu lekkich młotów udarowych. Gruz ze ścian i tynków należy rozdrobnić i wywieść na wysypisko.

Zamurowanie istniejących otworów

Istniejące otwory przeznaczone do zamurowania należy wymurować z pustaków silikatowych klasy min. 15MPa na zaprawie cementowo-wapiennej klasy 5MPa.

Ściany działowe

Ściany działowe zgodnie z opisem architektonicznym. Wszystkie ściany te stanowiące jedynie obciążenie liniowe dla stropu i są nie nośne w stosunku do stropów poszczególnych kondygnacji, należy podmurować pod strop lub belkę z zachowaniem szczeliny grubości 3cm wypełnionej styropianem lub pianką montażową, dopiero po usunięciu wszystkich podpór montażowych. Powyższe jest spowodowane normową możliwością ugięcia płyt stropowych.

Wieńce żelbetowe

Wieńce żelbetowe wylewne z betonu C20/25 (B25), zbrojone stalą B500SP w sposób ciągły. Zbrojenie wieńców łączyć na zakład min. 60cm. Należy pamiętać o zachowaniu ciągłości i odpowiednim połączeniu w narożu.

Stropy

Strop na piwnicą stanowią: stropy kolebkowe i łukowe, które wymagają w miejscach ubytku przemurowania cegłą pełną. Strop wylewany na belkach stalowych z dwuteownika NP140 (Kleina) należy częściowo wyburzyć ze względu na powstającą w jego miejsce klatkę schodową. Belki Kleina w części stropu nie podlegającej wyburzeniu należy oczyścić z nalotu rdzy powstałej w wyniku korozji.

W miejscu otworu po wyburzanej klatce schodowej projektuje się wylewkę żelbetową grubości 15cm klasy C20/25 (B25) w celu zasklepienia otworu w stropie nad piwnicą podpartą profilami stalowymi IN 120.

Konstrukcję nośną stropu na parterem stanowią istniejące belki drewniane o przekroju 25x28cm w rozstawie 120cm oparte na murowanych ścianach nośnych. Należy usunąć belki, podłogi, polepę, podkłady piaskowe.

Projektuje się nowy strop prefabrykowany, gęstożebrowy lekki o grubości 27(20+7)cm składający się ze sprężonych, strunobetonowych belek wysokości 13cm o głębokości oparcia 10cm i traconych deskowań ze sprasowanych płyt wiórowych, którego uzupełnienie stanowi zbrojenie przypodporowe oraz zgrzewane maty siatki stalowej oraz beton monolityczny klasy C30/37. Belki z betonu klasy C50/60 na kruszywie naturalnym zbrojone splotami stalowych strun o wytrzymałości: T6,85 (3 ϕ 2,35mm+6 ϕ 2,25mm). Ponadto należy wykonać nowe warstwy wykończeniowe. Ciężar stropu przy zastosowaniu układu trzech belek konstrukcyjnych stanowiących konstrukcję nośną ciężar stropu wynosi 4,13 kN/m². W miejscach dodatkowego obciążenia stropu zaprojektowano belki stalowe HEB 220.

Projektuje się nową płytę balkonową, wylewaną monolityczną grubości 15cm z betonu klasy C25/30 zbrojoną stalą klasy B500SP.

W miejsce likwidowanej klatki schodowej projektuje się wylewkę żelbetową grubości 15cm z betonu klasy C25/30 zbrojoną stalą klasy B500SP.

Więźba dachowa

Więźbę dachową nad oficynami projektuje się jako dźwigar jętkowy, o następujących parametrach: krokwie 8x20cm co 90cm, jętki dwugąłęziowe 2x 4x14cm z przewiązkami co 81,5cm i 88cm.

Dach pulpitowy od strony dziedzińca stanowią krokwie 8x22cm co 80cm oparte na płatwiach 12x20cm, które są dodatkowo usztywnione mieczami 16x12cm o wysięgu 60cm.

Dach dwuspadowy w poprzek budynku projektuje się jako: krokwie 8x24 co 80cm oparte na płatwiach w postaci kształtowników stalowych IPE270.

Dach dwuspadowy wzdłuż budynku stanowią krokwie 8x20cm co 90cm oparte na płatwiach 16x26cm, które są dodatkowo usztywnione mieczami 16x12cm o wysięgu 70cm.

7.0. Kontrola wymiarów

Wykonawcy zobowiązani są do starannego sprawdzania wszystkich wymiarów, podanych na rysunkach oraz zgodności planów zbiorczych ze szczegółowymi rysunkami (rysunki wszystkich branż należy rozpatrywać łącznie) oraz opisem technicznym.

Wykonawcy sprawdzą na miejscu możliwość zachowania podanych wymiarów i rzędnych, sygnalizują wszystkie pomyłki lub uchybienia Inwestorowi i Pracowni Projektowej, którzy w razie potrzeby dokonają uściśleń lub wykonają niezbędne

modyfikacje. Wykonawcy będą odpowiedzialni za pomyłki oraz zmiany w ich zestawie robót.

WYTYCZNE TECHNICZNE

6.1. TOLERANCJE WYMIAROWE

Tolerancje wymiarowe dotyczą pomiarów kontrolnych zarówno robót wykonanych przez poszczególnych podwykonawców, jak i w dokonanych w fazie oddania do użytku.

W konsekwencji, wszystkie niedokładności wynikające z usytuowania, deformacji szalunków, zmienności wymiarów w wyniku temperatury i skurczu są dodawane. Wartości te skumulowane muszą obowiązkowo mieścić się w granicach normowych.

6.2. BADANIA I KONTROLA BETONÓW I MATERIAŁÓW

Wykonawca zapewnia przeprowadzenie prób i kontroli, wymaganych normami branżowymi. Badania są realizowane przez uprawnione laboratorium. Na jedno pobranie przypadają 3 próbki.

6.3. BETON GOTOWY DO UŻYTKU

Beton może być produkowany w betoniarni zewnętrznej, uznanej przez Inwestora dla wymaganych klas betonu. Transport obowiązkowo winien się odbywać w betoniarkach samochodowych.

Beton będzie zgodny z normami polskimi. Wszelkie dodawanie wody po wyprodukowaniu betonu jest zakazane.

6.4. BETONOWANIE-PIELĘGNACJA BETONU

Szalunki muszą być zwilżone przed betonowaniem, ich powierzchnia musi być wilgotna, ale nie zmoczona. Beton nie może spadać z wysokości większej od 3,0m. Musi być układany warstwami niedużej grubości (20-30cm). Przerwa w betonowaniu 2 kolejnych warstw nie może być większa od 15min. Drganie zbrojenia i za pośrednictwem zbrojenia betonu jest zakazane.

Wykonawca zobowiązany jest do wypełnienia kart betonowania, z podaniem: daty, godziny i warunków atmosferycznych, temperatury, pochodzenia betonu.

W przypadku zatrzymania betonowania, beton jest utrzymywany siatką metalową o drobnych oczkach, mocowaną do zbrojenia. Przed wznowieniem betonowania, powierzchnia przylgowa jest energicznie oczyszczona i zwilżona do nasycenia, przed wylaniem świeżego betonu.

6.5. BETONOWANIE W NISKICH I WYSOKICH TEMPERATURACH

Betonowanie, gdy temperatura zmierzona na placu budowy jest niższa od -5C jest zabronione.

Gdy temperatura mieści się w granicach +/- 5C, wylewanie betonu jest dozwolone, pod warunkiem zastosowania skutecznych środków zapobiegających szkodliwym skutkom zimna.

W okresach, w których temperatura zmierzona na budowie jest wyższa niż +25C, wykonawca przekazuje Inwestorowi i Pracowni projektowej, w ramach programu betonowania, proponowane działania.

6.6. STAL ZBROJENIOWA

Stosowane zbrojenie musi być zgodne z kartą homologacyjną. Zbrojenie w momencie jego montowania i betonowania, nie może nosić śladów rdzy kruchej, smaru lub błota. Uformowanie zbrojenia powinno być zgodnie z normami.

6.7. SZALOWANIE - ROZSZALOWANIE

Szalunki muszą być dostatecznie sztywne, by wytrzymać bez wyraźnego odkształcenia, obciążenie i naciski, którym są poddane oraz przypadkowe uderzenia w czasie wykonywania robót. Muszą być dostatecznie szczelne, szczególnie w narożach, by uniknąć wycieku zaczynu cementowego. Szalunki przed betonowaniem muszą być oczyszczone ze wszystkich obcych materiałów.

Rozszalowanie musi być dokonane dopiero gdy beton wystarczająco stwardnieje, by móc przenieść naprężenia, którym zostanie poddany bez nadmiernego odkształcenia oraz przy zapewnieniu dostatecznych warunków bezpieczeństwa.

7.0 MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE

Materiały konstrukcyjne zastosowane w konstrukcji budynku:

- stal B500SP,
- stal S235,
- beton: C30/37 (B37) – strop nad parterem,
C20/25 (B25) – nadproża, wylewki, fundamenty,
- pustaki silikatowe 15MPa na zaprawie cementowej 5MPa.

8.0 UWAGI KOŃCOWE

Wszystkie roboty należy wykonać zgodnie z technicznymi warunkami wykonania i odbioru robót budowlanych przy spełnieniu wymagań BHP.

Wszystkie wbudowane materiały i urządzenia winny posiadać certyfikaty na znak bezpieczeństwa lub deklarację zgodności z PN i udokumentowane świadectwami ITB, PPOŻ, PZH.

Opracował:

mgr inż. Krzysztof Klimaszewski

Projektant:

inż. Janusz Jancewicz

upr. nr BŁ 53/86

PODSTAWOWE WYNIKI OBLICZEŃ

**DO PROJEKTU WYKONAWCZEGO „PRZEBUDOWA BUDYNKU
UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ NA POTRZEBY ŻŁOBKA Z ROZBIÓRKĄ
OBIEKTÓW TERENOWYCH ORAZ BUDOWA ŚMIETNIKA Z**

**POMIESZCZENIEM GOSPODARCZYM WRAZ Z ELEMENTAMI
ZAGOSPODAROWANIA TERENU I NIEZBĘDNĄ INFRASTRUKTURĄ
TECHNICZNĄ PRZY ULICY KOŚCIUSZKI 6 W SUWAŁKACH
NA DZIAŁKACH O NR EWID.GEOD.GR. 10960/10 I 10960/26.**

1.0. OBCIĄŻENIA DZIAŁAJĄCE NA STROP.

— **Obciążenia stałe**

Tablica 1. OBCIĄŻENIA STAŁE

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Gres na kleju 0,7cm	0,30	1,2	--	0,36
2.	Podkład cementowy zbrojony [25kN/m ³ ·0,05m]	1,25	1,2	--	1,50
3.	Wełna mineralna 3cm	0,07	1,2	--	0,07
4.	Płyta GK 2x1,5cm	0,30	1,2	--	0,36
5.	Sufit podwieszany	0,15	1,2	--	0,18
Σ :		2,07	1,35	--	2,79

Tablica 5. Ciężar własny ścian murowanych

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Ściana murowana grub. 25 cm [18kN/m ³ ·0,25m]	4,50	1,2	--	5,40
2.	Tynk cem.-wap. 2x 1,5cm	0,57	1,2	--	0,68
Σ :		5,07	1,2	--	6,08

— **Obciążenia zmienne**

Tablica 1. Obciążenie zmienne –

L.p	Opis oddziaływania	Wartość char. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii B (biurowa) [3,000kN/m ²]	3,00
Σ :		3,00

Tablica 2. Obciążenie zmienne – klatka schodowa

L.p	Opis oddziaływania	Wartość char. kN/m ²
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii A (mieszkalna) - Schody [2,000kN/m ²]	2,00
Σ :		2,00

2.0. OBCIĄŻENIA DZIAŁAJĄCE NA DACH.

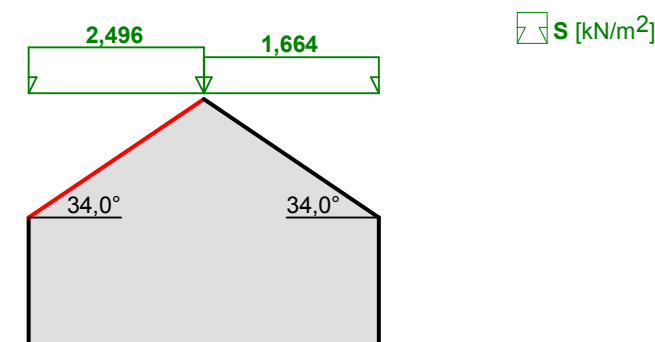
Tablica 1. OBCIĄŻENIA STAŁE

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Blacha tytanowa ocynkowana na macie strukturalnej [0,200kN/m ²]	0,20	1,20	--	0,24
2.	deskowanie pełne grub. 2,5 cm [5,5kN/m ³ ·0,025m]	0,14	1,20	--	0,17
3.	Wełna mineralna w matach typu BL grub. 24,5 cm [1,2kN/m ³ ·0,245m]	0,29	1,20	--	0,35
4.	paroizolacja z uszczelnieniem taśmą	0,03	1,20	--	0,04
5.	2x suchy tynk ogniowy grub. 3 cm [16,0kN/m ³ ·0,03m]	0,48	1,20	--	0,58
Σ :		1,14	1,20	--	1,37

Tablica 2. OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie śniegiem połaci dachu dwupołaciowego wg PN-80/B-02010/Az1 / Z1-1 (strefa 4 -> $s_k = 1,664 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 34,0 st. -> 1,040) [1,664kN/m ²]	1,66	1,50	0,00	1,67
Σ :		1,66	1,50	--	2,5

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



Połąć bardziej obciążona:

- Dach dwuspadowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu:
 - strefa obciążenia śniegiem 4 → $Q_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik kształtu dachu:
 - nachylenie połaci $\alpha = 34,0^\circ$
 - $C_2 = 1,2 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 1,2 \cdot (60^\circ - 34,0^\circ) / 30^\circ = 1,040$

Obciążenie charakterystyczne dachu:

$$S_k = Q_k \cdot C = 1,600 \cdot 1,040 = \mathbf{1,664 \text{ kN/m}^2}$$

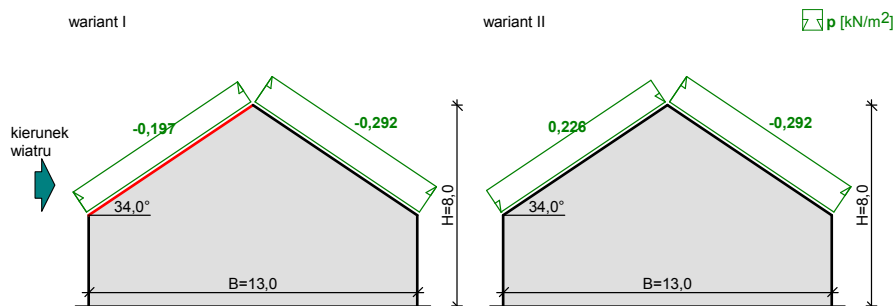
Obciążenie obliczeniowe:

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 1,664 \cdot 1,5 = \mathbf{2,496 \text{ kN/m}^2}$$

Tablica 3. OBCIĄŻENIE WIATREM

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej dachu - wariant I wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3 (strefa I, H=300 m n.p.m. -> $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$, teren A, z=H=8,0 m, -> $C_e=0,90$, budowla zamknięta, wymiary budynku H=8,0 m, B=13,0 m, L=25,0 m, kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 34,0$ st. -> wsp. aerodyn. C=-0,270, $\beta=1,80$) [-0,131kN/m ²]	-0,13	1,50	0,00	-0,20
Σ :		-0,13	--	--	-0,20

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



Połączenie nawietrzne - wariant I:

- Budynek o wymiarach: B = 13,0 m, L = 25,0 m, H = 8,0 m
- Dach dwuspadowy, kąt nachylenia połaci $\alpha = 34,0^\circ$
- Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru:
 - strefa obciążenia wiatrem I; H = 300 m n.p.m. -> $q_k = 300 \text{ Pa}$
 - $q_k = 0,300 \text{ kN/m}^2$
- Współczynnik ekspozycji:
 - rodzaj terenu: A; z = H = 8,0 m -> $C_e(z) = 0,5 + 0,05 \cdot 8,0 = 0,90$
- Współczynnik działania porywów wiatru:
 - $\beta = 1,80$
- Współczynnik ciśnienia wewnętrznego:
 - budynek zamknięty -> $C_w = 0$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego:
 - $C_z = -0,045 \cdot (40^\circ - \alpha) = -0,045 \cdot (40^\circ - 34,0^\circ) = -0,270$
- Współczynnik aerodynamiczny C:
 - $C = C_z - C_w = -0,270 - 0 = -0,270$

Obciążenie charakterystyczne:

$$p_k = q_k \cdot C_e \cdot C \cdot \beta = 0,300 \cdot 0,90 \cdot (-0,270) \cdot 1,80 = -0,131 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie obliczeniowe:

$$p = p_k \cdot \gamma_f = (-0,131) \cdot 1,5 = -0,197 \text{ kN/m}^2$$

WYMIAROWANIE WIĘŻBY DACHOWEJ

Krokiew K2 8x24 co 80cm

**DANE:**Wymiary przekroju: przekrój prostokątnySzerokość $b = 8,0$ cmWysokość $h = 24,0$ cmZacios na podporach $t_k = 3,0$ cmDrewno:drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 1

Geometria:Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 18,0^\circ$ Rozstaw krokwi $a = 0,80$ mDługość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,40$ mDługość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 4,10$ mDługość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 2,10$ m

element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia dachu:- obciążenie stałe $g_k = 1,140$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,20$

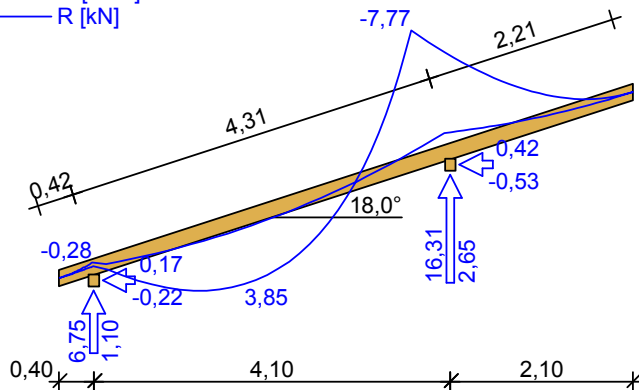
- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 34,0 st.):

 $S_k = 1,664$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$ - obciążenie parciem wiatru $p_k = 0,230$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$ - obciążenie ssaniem wiatru $p_k = -0,290$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$ - obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000$ kN/m² połaci dachowej**WYNIKI:**

— M [kNm]

— R [kN]

Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy: $M_{podp} = -7,77$ kNm

Warunek nośności - podpora:

 $\sigma_{m,y,d} = 13,21$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,895 < 1$ Ugięcie (górný wspornik): $u_{fin} = 11,49$ mm $< u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2,0 \cdot l / 200 = 33,12$ mm (34,7%)Ugięcie (odcinek środkowy): $u_{fin} = 5,11$ mm $< u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 32,33$ mm (15,8%)**Krokiew K4 8x20 co 90cm**

**DANE:**Wymiary przekroju: przekrój prostokątnySzerokość $b = 8,0$ cmWysokość $h = 20,0$ cmZacios na podporach $t_k = 3,0$ cmDrewno:drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

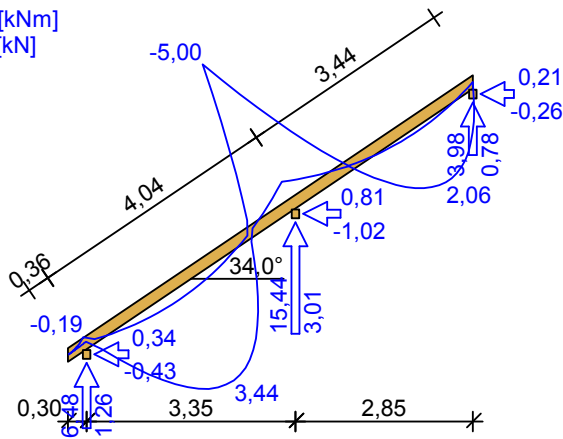
Geometria:Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 34,0^\circ$ Rozstaw krokwi $a = 0,90$ mDługość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,30$ mDługość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,35$ mDługość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 2,85$ m

element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia dachu:- obciążenie stałe $g_k = 1,140$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,10$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 34,0 st.):

 $S_k = 1,664$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$ - obciążenie parciem wiatru $p_k = 0,230$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$ - obciążenie ssaniem wiatru $p_k = -0,290$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$ - obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000$ kN/m² połaci dachowej**WYNIKI:**— M [kNm]
— R [kN]Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

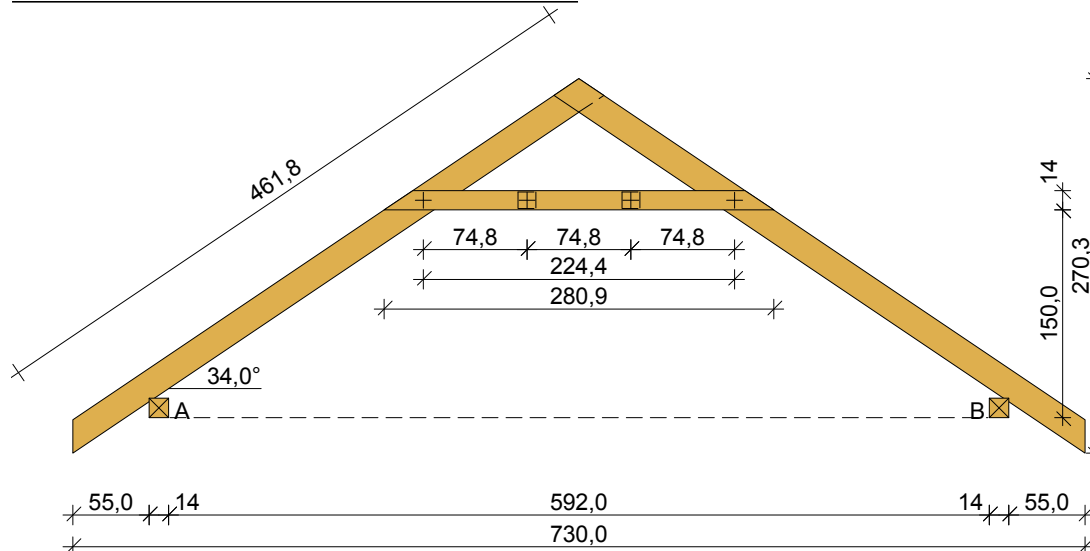
Moment obliczeniowy:

 $M_{podp} = -5,00$ kNm

Warunek nośności - podpora:

 $\sigma_{m,y,d} = 12,99$ MPa, $f_{m,y,d} = 14,77$ MPa $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,879 < 1$ Ugięcie (wspornik): $u_{fin} = (-) 2,58$ mm $< u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2,0 \cdot l / 200 = 5,43$ mm (47,5%)Ugięcie (odcinek środkowy): $u_{fin} = 8,09$ mm $< u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 30,31$ mm (26,7%)

WYMIAROWANIE DŹWIGARA OFICYNY NR 1



Geometria ustroju:

- Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 34,0^\circ$
- Rozpiętość wiaźara $l = 7,30$ m
- Rozstaw murłat w świetle $l_s = 5,92$ m
- Poziom jętki $h = 1,50$ m
- Rozstaw wiaźarów $a = 0,90$ m
- Usztywnienia boczne krokwi - brak
- Usztywnienia boczne jętki - na całej długości elementu
- Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ m
- Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,50$ m

Dane materiałowe:

- krokiew 8/20 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 2·1 = 2 cm) z drewna C24
- jętka 2x 4/14 cm z drewna C24 z przewiązkami co 75 cm,
- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 1,14$ kN/m², $g_o = 1,37$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny wiaźara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 34,0 st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,66$ kN/m², $s_{ol} = 2,50$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 1,11$ kN/m², $s_{op} = 1,66$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem :
 - na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,00$ kN/m², $p_{ol} = 0,00$ kN/m²
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = 0,00$ kN/m², $p_{op} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00$ kN/m², $g_{ok} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00$ kN/m², $q_{jo} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00$ kN/m², $p_{jo} = 0,00$ kN/m²
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0$ kN, $F_o = 1,2$ kN

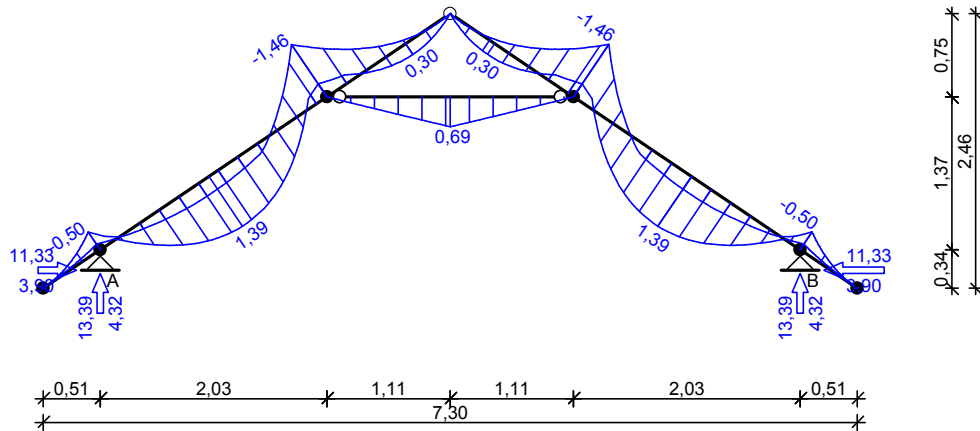
Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:



Obwiednia momentów [kNm]:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³**Krokiew 8/20 cm** (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 2·1 = 2 cm)Smukłość

$$\lambda_y = 52,5 < 150$$

$$\lambda_z = 131,2 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśledecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg-wariant II

M = 1,39 kNm, N = 13,71 kN

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,61 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,819, \quad k_{c,z} = 0,186$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,258 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,533 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłaciedecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

M = -0,50 kNm, N = 15,79 kN

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

$$\sigma_{m,y,d} = 1,29 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,095 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętcedecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg-wariant II

M = -1,46 kNm, N = 11,64 kN

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

$$\sigma_{m,y,d} = 3,66 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,254 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a jętką)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,41 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2453 / 200 = 12,27 \text{ mm} \quad (11,5\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwidecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,26 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 616 / 200 = 6,16 \text{ mm} \quad (20,4\%)$$

Jętka 2x 4/14 cm z przewiązkami co 75 cm z drewna C24Smukłość

$$\lambda_y = 55,5 < 150$$

$$\lambda_z = 60,0 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+montażowe jętki

$M = 0,69 \text{ kNm}$, $N = 5,43 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 2,65 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,49 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,778$, $k_{c,z} = 0,715$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,260 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,265 < 1$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+montażowe jętki

$u_{fin} = 1,73 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2210 / 200 = 11,05 \text{ mm} \quad (15,7\%)$

Murłata 14/14 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 14,88 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -12,59 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M_z = 3,03 \text{ kNm}$

$f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 6,636 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,449 < 1$

Część wspornikowa murłaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 14,88 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -12,59 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M_y = 1,86 \text{ kNm}$, $M_z = 1,57 \text{ kNm}$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 4,07 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 3,44 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,438 < 1$

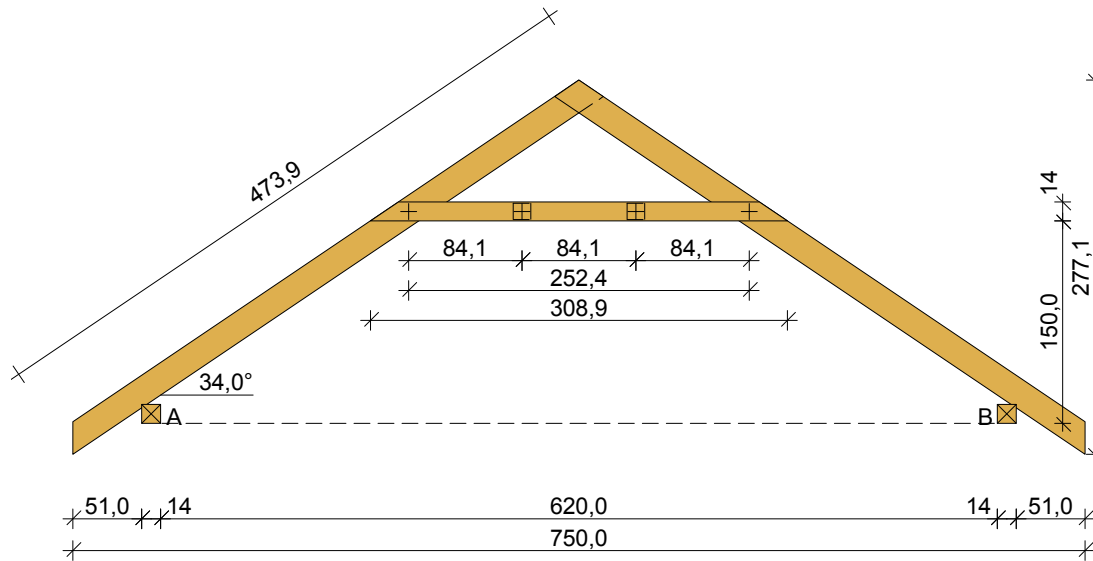
$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,426 < 1$

Maksymalne ugięcie:

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

$u_{fin} = 0,49 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 500 / 200 = 5,00 \text{ mm} \quad (9,8\%)$

WYMIAROWANIE DŹWIGARA OFICYNY NR 2

**Geometria ustroju:**Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 34,0^\circ$ Rozpiętość więzara $l = 7,50$ mRozstaw murłat w świetle $l_s = 6,20$ mPoziom jętki $h = 1,50$ mRozstaw wiązarów $a = 0,90$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Usztywnienia boczne jętki - na całej długości elementu

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ mWysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,50$ m**Dane materiałowe:**- krokiew 8/20 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - $2 \cdot 2,7 = 5,4$ cm) z drewna C24

- jętka 2x 4/14 cm z drewna C24 z przewiązkami co 85 cm,

- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):- pokrycie dachu : $g_k = 1,14$ kN/m²

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 4, nachylenie połaci 34,0 st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 1,66$ kN/m²- na połaci prawej $s_{kp} = 1,11$ kN/m²

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

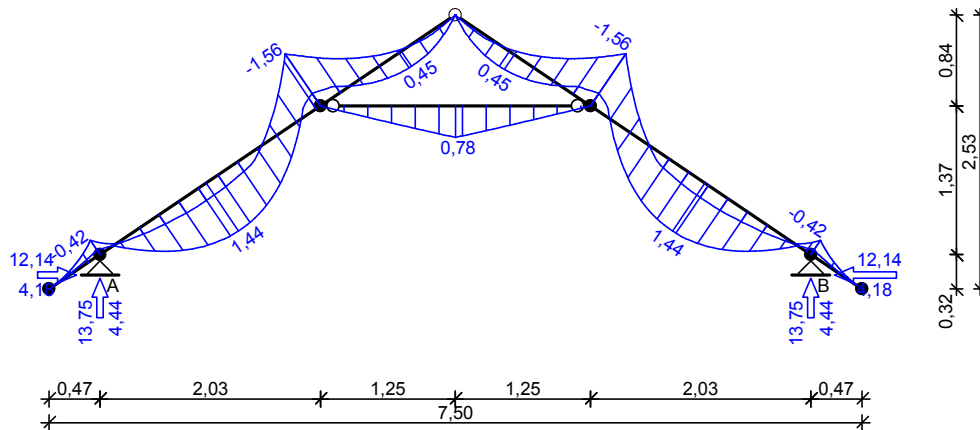
- obciążenie wiatrem :

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,00$ kN/m²- na połaci zawietrznej $p_{kp} = 0,00$ kN/m²- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00$ kN/m²- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00$ kN/m²- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00$ kN/m²- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0$ kN**Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ **Krokiew 8/20 cm** (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - $2 \cdot 2,7 = 5,4 \text{ cm}$)Smukłość

$$\lambda_y = 54,8 < 150$$

$$\lambda_z = 137,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśledecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg-wariant II

$$M = 1,44 \text{ kNm}, \quad N = 14,67 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,70 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,788, \quad k_{c,z} = 0,171$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,273 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,597 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlaciedecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M = -0,42 \text{ kNm}, \quad N = 16,75 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 1,10 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,083 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętcedecyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg-wariant II

$$M = -1,56 \text{ kNm}, \quad N = 12,56 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 9,02 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,42 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,645 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a jętka)decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,46 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2453 / 200 = 12,27 \text{ mm} \quad (11,9\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwidecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 568 / 200 = 5,68 \text{ mm} \quad (22,9\%)$$

Jętka 2x 4/14 cm z przewiązkami co 85 cm z drewna C24Smukłość

$$\lambda_y = 62,4 < 150$$

$$\lambda_z = 60,0 < 175$$

Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K4** stałe-max+montażowe jętki

M = 0,78 kNm, N = 5,59 kN

 $f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,y,d} = 3,00 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,50 \text{ MPa}$ $k_{c,y} = 0,680$, $k_{c,z} = 0,715$ $\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,297 < 1$ $\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,294 < 1$ Maksymalne ugięciadecyduje kombinacja: **K4** stałe-max+montażowe jętki $u_{fin} = 2,49 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2490 / 200 = 12,45 \text{ mm} \quad (20,0\%)$ **Murłata 14/14 cm****Część murłaty leżąca na ścianie**Ekstremalne obciążenia obliczeniowe $q_{z,max} = 15,28 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -13,49 \text{ kN/m}$ Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śniegM_z = 3,25 kNm $f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,z,d} = 7,106 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,481 < 1$ **Część wspornikowa murłaty**Ekstremalne obciążenia obliczeniowe $q_{z,max} = 15,28 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -13,49 \text{ kN/m}$ Maksymalne siły i naprężeniadecyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śniegM_y = 1,91 kNm, M_z = 1,69 kNm $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$ $\sigma_{m,y,d} = 4,18 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 3,69 \text{ MPa}$ $k_m = 0,7$ $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,457 < 1$ $k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,447 < 1$ Maksymalne ugięcia:decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg $u_{fin} = 0,51 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 500 / 200 = 5,00 \text{ mm} \quad (10,2\%)$ **Opracował:****mgr inż. Krzysztof Klimaszewski****Projektant:****inż. Janusz Jancewicz****upr. nr BŁ 53/86**