

SPIS ZAWARTOŚCI

I. CZĘŚĆ FORMALNO-PRAWNA.....	2
II. CZĘŚĆ OPISOWA	6
III. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA	28

I. CZĘŚĆ FORMALNO-PRAWNA

Urząd Wojewódzki
w Poznaniu
Wydział Spraw Budowlanych
Zakład Budownictwa
Poznań, dnia 23.01. 1986 r.

Nr 33/86/PW

Decyzja o stwierdzeniu przygotowania zawodowego
do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych
w budownictwie

Na podstawie § 5 ust. 1, § 6 ust. 1 i 3, § 7, § 4 ust. 2
i § 13 ust. 1 pkt 2 lit. i rozporządzenia Mi-
nistra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych fun-
kcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 45) stwierdza się, że:

Obywatel(ka) Jan L E K A N
(imię i nazwisko)
magister inżynier budownictwa
(tytuł naukowy — zawodowy)

urodzony(a) dnia 2 stycznia 1956 r. w Poznaniu

posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnych funkcji
projektanta oraz kierownika budowy i robót.

(rodzaj funkcji)
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
(rodzaj specjalności techniczno-budowlanej)
w zakresie konstrukcji budowlanych
(specjalizacja zawodowa)

Obywatel(ka) Jan Lekan

(Imię i nazwisko)

jest upoważniony(a) do:

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



[Signature]
Główny Inżynier Techniczny
Dział Techniczny

(podpis i pieczęć)



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WKP-EK9-IHU-YSF *

Pan Jan Władysław Lekan o numerze ewidencyjnym WKP/BO/0466/03

adres zamieszkania ul. Przybyszewskiego 64/3, 60-357 Poznań

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

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2016-03-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2015-03-05 roku przez:

Andrzej Mikołajczak, Zastępca Przewodniczącego Okręgowej Rady Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

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

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

II. CZĘŚĆ OPISOWA

SPIS TREŚCI

1.	Przedmiot inwestycji	7
2.	Podstawa opracowania	7
2.1.	Normy	7
3.	Założenia konstrukcyjne	7
3.1.	Strefy obciążeń klimatycznych	7
3.2.	Obciążenia użytkowe	7
4.	Warunki gruntowo-wodne	8
5.	Opis zastosowanych materiałów i rozwiązań konstrukcyjnych	8
5.1.	Ogólna charakterystyka obiektu	8
5.2.	Fundamenty	8
5.3.	Ściany fundamentowe	8
5.4.	Ściany piwniczne	8
5.5.	Ściany zewnętrzne	8
5.6.	Ściany wewnętrzne i działowe	9
5.7.	Posadzka na gruncie	9
5.8.	Stropy	9
5.9.	Konstrukcja dachu	9
5.10.	Elementy wykończenia	9
5.11.	Rynny, rury spustowe i obróbki blacharskie	10
6.	Analiza stanu technicznego zabezpieczenia przeciwwilgociowego	10
6.1.	Izolacja pionowa	10
6.2.	Izolacja pozioma	10
7.	Weryfikacja statyczno-wytrzymałościowa	10
7.1.	Strop parteru – odkrywka nr 07	11
7.1.1.	Tabelaryczne zestawienie obciążeń	11
7.1.2.	Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych	12
7.2.	Strop parteru – odkrywka nr 08	14
7.2.1.	Tabelaryczne zestawienie obciążeń	14
7.2.2.	Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych	15
7.3.	Strop II piętra – odkrywka nr 01	17
7.3.1.	Tabelaryczne zestawienie obciążeń	17
7.3.2.	Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych	18
7.4.	Wieżba dachu	20
8.	Wnioski	26
9.	Zalecenia	26

1. Przedmiot inwestycji

Przedmiotem inwestycji jest remont komisariatu policji Poznań - Stare Miasto w Poznaniu położonego przy al. Marcinkowskiego 31 na dz. Nr 16, ark.13, jego przebudowa oraz rozbudowa w zakresie zewnętrznej windy oraz sali odpraw wraz z remontem powierzchni placu, rozbiórką garaży, budową wiat dla samochodów osobowych oraz budową sieci wewnętrznych.

2. Podstawa opracowania

Podstawę opracowania stanowią:

- umowa na prace projektowe,
- wytyczne Inwestora
- inwentaryzacja,
- wizja lokalna,
- dokumentacja fotograficzna,
- opinia geotechniczna dla rozpoznania warunków gruntowo-wodnych dla projektowanej rozbudowy i przebudowy KPP Poznań – Stare Miasto wraz z towarzyszącą infrastrukturą w Poznaniu ul. Marcinkowskiego 31, woj. wielkopolskie
- odkrywki budowlane,
- obowiązujące przepisy prawa budowlanego i normy projektowe.

2.1. Normy

PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.

PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.

PN-80/B-02010/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia śniegiem.

PN-77/B-02011/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem.

PN-90/B-03000 Projekty budowlane Obliczenia statyczne.

PN-B-03002:1999/Ap1/Az1/Az2 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.

PN-81/B-03020 Posadowienie bezpośrednie budowli Obliczenia statyczne i projektowanie.

PN-B-03150 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.

PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

PN-B-03264:2002/Ap1 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

3. Założenia konstrukcyjne

3.1. Strefy obciążeń klimatycznych

- obciążenie śniegiem: II strefa
- obciążenie wiatrem: I strefa

3.2. Obciążenia użytkowe

- | | |
|---------------------|------------------------|
| - pomieszczenia | 2,00 kN/m ² |
| - sale zebrań | 3,00 kN/m ² |
| - serwerownia | 5,00 kN/m ² |
| - magazyny archiwów | 5,00 kN/m ² |
| - korytarze i halle | 2,50 kN/m ² |
| - klatki schodowe | 4,00 kN/m ² |

4. Warunki gruntowo-wodne

Na terenie badań planowana jest rozbudowa i przebudowa KPP Poznań – Stare Miasto wraz z towarzyszącą infrastrukturą. Inwestycję zalicza się do I kategorii geotechnicznej przy prostych warunkach gruntowo-wodnych. Przed rozpoczęciem robót budowlanych należy zapoznać się ze szczegółową opinią geotechniczną dla rozpoznania warunków gruntowo-wodnych dla projektowanej rozbudowy i przebudowy KPP Poznań – Stare Miasto wraz z towarzyszącą infrastrukturą w Poznaniu ul. Marcinkowskiego 31, woj. wielkopolskie wykonaną przez firmę INTERRA Przedsiębiorstwo Geologiczne i Geotechniczne we wrześniu 2015 r. Kopia dokumentacji znajduje się w załączniku opracowania.

5. Opis zastosowanych materiałów i rozwiązań konstrukcyjnych

5.1. Ogólna charakterystyka obiektu

Budynek Komisariatu Policji przy al. Marcinkowskiego 31 wzniesiono w latach 1882-1885 jako budynek dawnego pruskiego Głównego Urzędu Celnego. Obiekt nawiązuje stylowo do włoskiego wczesnego renesansu, w elewacji umieszczono m.in. tokańskie kolumny i terakotowo zdobione fryzy. Ceglany gmach charakteryzuje się spokojną, klasyczną formą. Po wojnie ceglane płaszczyzny pozbawione dekoracji otynkowano, co zmieniło wyraz architektoniczny budynku. Budynek został wybudowany na planie litery „C”, długość elewacji frontowej wynosi 42,0 m oraz bocznej 28,1 m. Wysokość budynku w kalenicy to 18,8 m do poziomu posadzki parteru. Dach budynku dwuspadowy i kącie nachylenia 26°.

5.2. Fundamenty

Budynek posadowiony bezpośrednio za pomocą ław kamiennych łączone zaprawą wapienną wysokości od 15 do 20cm. Odsadzka ławy wynosi od 33 do 39 cm. Rzędna posadowienia wynosi od 85 do 95 poniżej poziomu posadzki piwnicy. Na podstawie wizji lokalnej i odkrywek budowlanych nie stwierdzono występowania izolacji poziomej i pionowej fundamentów.

5.3. Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe wykonano z kamienia łączonego zaprawą wapienną. Ściany fundamentowe wykonano z odsadzką od 13 do 26 cm. Na podstawie wizji lokalnej i odkrywek budowlanych nie stwierdzono występowania izolacji pionowej ściany fundamentowej oraz poziomej odcinającej przegrodę ze ścianą piwnicy. Stan ścian fundamentowych oceniono jako dobry bez śladów spękań i zarysowań.

5.4. Ściany piwniczne

Ściany piwnicy wykonano z cegły pełnej otynkowane tynkiem cementowo-wapiennym. Na podstawie wizji lokalnej i odkrywek budowlanych nie stwierdzono występowania izolacji pionowej i poziomej pomiędzy ścianą piwnicy i fundamentową. Pomimo braku prawidłowego zabezpieczenia przeciwwilgociowego nie stwierdzono zawilgocenia ścian kondygnacji piwnicy. Na podstawie wizji stwierdzono występowanie pęknięcia ściany konsygnacji piwnicy, która może świadczyć o nierównomiernym osiadaniu budynku w tym fragmencie.

5.5. Ściany zewnętrzne

Ściany zewnętrzne wykonano z cegły klinkierowej. Ściany zewnętrzne są obustronnie otynkowane. Nie stwierdzono zarysowań i spękań ścian zewnętrznych budynku świadczących o wpływie nierównomiernego osiadania czy przekroczenia nośności.

5.6. Ściany wewnętrzne i działowe

Ściany wewnętrzne i działowe wykonano z cegły pełnej. W przeważającej części nie stwierdzono spękań i zarysowań ścian wewnętrznych. Na podstawie wizji lokalnej stwierdzono spękanie ściany wewnętrznej ściany na poddaszu pomiędzy częścią główną i skrzydłem budynku. Charakter pęknięcia może świadczyć o przekroczeniu nośności ściany np. poprzez wprowadzenie siły skupionej zbyt dużej wartości, która powstała od oparcia elementu konstrukcyjnego na niej.

5.7. Posadzka na gruncie

Wykończenie posadzki na gruncie w kondygnacji piwnicznej stanowią częściowo płytki ceramiczne na wylewce betonowej grubości 5-6 cm. Na podstawie wywiadu środowiskowego, wizji lokalnej oraz odkrywek ustalono, że warstwa wylewki betonowej zostały dodane w późniejszym okresie eksploataowania budynku. Wylewkę wykonano na warstwie izolacji poziomej w postaci papy, pod którą znajduje się kolejna warstwa wylewki betonowej grubości 6 cm lub cegły pełnej grubości 6,5 cm. Poniżej znajduje się podsypka piaskowa. Na podstawie wizji lokalnej i odkrywek budowlanych stwierdzono wyraźne zawilgocenie podsypki piaskowej pod warstwami posadzki.

5.8. Stropy

Strop kondygnacji piwnicy wykonano jako murowane łukowe. Nie stwierdzono zarysowań i spękań stropu kondygnacji piwnicy.

Stropy wyższych kondygnacji wykonano jako drewniane z podłoga ze ślepym pułapem. Warstwa wykończeniowa została ułożona na deskowaniu pełnym grubości 3-4 cm, które opiera się na belkach z drewna litego o przekroju zmiennym (szerokość 16-21 cm, wysokość 14-30 cm) w zależności od rozpiętości i lokalizacji pomieszczenia. Dodatkowe deskowanie pełne na wysokości 10 cm poniżej górnej krawędzi belki tworzy przestrzeń wypełnioną mieszaniną piasku, cementu, wiórów. Od spodu belki stropowe wykonano deskowanie pełne, które zostało pokryte warstwą tynku cementowo-wapiennego. Na podstawie wizji lokalnej i odkrywek budowlanych stwierdzono, że stan techniczny belek drewnianych jest dobry. Jednak drewniana konstrukcja stropu wyraźnie, lokalnie ugina się od obciążenia podczas użytkowania. W związku z przebudową i rozbudową obiektu oraz zmiany sposobu przeznaczenia niektórych pomieszczeń należy przeprowadzić analizę statyczno-wytrzymałościową istniejącego stropu.

5.9. Konstrukcja dachu

Konstrukcję dachu stanowi więźba płatwiowo-kleszczowa, lokalnie mieszana z wieszarową. Konstrukcję dachu wykonano z elementów z drewna litego. Pokrycie wykonano z dwóch warstw papy ułożonej na deskowaniu pełnym grubości 3 cm. Krokwie o przekroju 13x19 cm rozłożone są w rozstawie 100-110 cm. Słupy o przekroju 19x19 cm podpierają płatew 19x19 cm, natomiast kleszcze wykonano z elementów o przekroju 2x8x20 cm. Stan techniczny elementów drewnianych jest dobry. Część przekrojów wykazuje już nieaktywne, ślady porażenia przez owady. Pojedyncze elementy należy wymienić z uwagi na skorodowanie lub zawilgocenie. W związku z zamiarem docieplenia dachu należy przeprowadzić analizę statyczno-wytrzymałościową konstrukcji dachu.

5.10. Elementy wykończenia

Na podstawie wizji lokalnej stwierdzono lokalne uszkodzenia i spękania tynków. Podczas prac remontowych należy skuć tynki, które nie wykazują przyczepności do ściany murowanej. Lokalne uszkodzenia należy uzupełnić zgodnie z instrukcją i wytycznymi producenta wybranego systemu napraw tynków.

5.11. Rynny, rury spustowe i obróbki blacharskie

Na podstawie wizji lokalnej stwierdzono lokalne uszkodzenia i skorodowania rynien, rur spustowych oraz obróbek blacharskich. Stan techniczny tych elementów ocenia się jako zły i należy przewidzieć ich wymianę podczas renowacji budynku. Stwierdzone uszkodzenia mogą się przyczyniać do zawilgocenia elementów budynku, co będzie prowadzić do ich niszczenia w czasie.

5.12. Stalarka okienna

Na podstawie wizji lokalnej stwierdza się zły stan techniczny stolarki okiennej. W związku nieszczelnościami, uszkodzeniami oraz niespełnieniem aktualnych wymagań termicznych należy ją wymienić na nową.

6. Analiza stanu technicznego zabezpieczenia przeciwwilgociowego

6.1. Izolacja pionowa

Po wykonanych odkrywkach, przeprowadzonych badaniach oraz wizji lokalnej należy stwierdzić, iż budynek nie jest zabezpieczony w sposób właściwy przeciwwilgociową izolacją pionową.

6.2. Izolacja pozioma

Po wykonanej analizie, przeprowadzonych badaniach oraz wizji lokalnej należy stwierdzić, iż budynek nie jest zabezpieczony w sposób właściwy przeciwwilgociową izolacją poziomą odcinającą ławy fundamentowe i zabezpieczającą ściany podpiwniczenia przed podciąganiem kapilarnym.

Reasumując, budynek jest nieprawidłowo zabezpieczony przeciwwilgociowo. Niepoprawnie wykonana opaska budynku, brak odpowiedniego odwodnienia terenów przyległych, brak izolacji pionowej i poziomej. Wszystkie te usterki mogą się przyczynić do problemów zawilgocenia budynku w przyszłości.

7. Weryfikacja statyczno-wytrzymałościowa

Z uwagi na brak danych materiałowych biorąc pod uwagę wiek elementów, który wpływa na obniżenie nośności, a także dobry stan techniczny przekrojów drewnianych założono klasę drewna C18.

7.1. Strop parteru – odkrywka nr 07

7.1.1. Tabelaryczne zestawienie obciążeń

Warstwy - strop parteru. odkrywka nr 07

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Wykładzina wielowarstwowa z PCW o grubości 1,9 mm (napolocecie, butaprenie) [0,070kN/m ²]	0,07	1,20	--	0,08
Płyty wiórowe płasko prasowane grub. 1 cm [6,5kN/m ³ 0,01m]	0,07	1,20	--	0,08
Płyty pilśniowa twarda grub. 0,5 cm [8,0kN/m ³ 0,005m]	0,04	1,20	--	0,05
Deskowanie pełne grub. 3,5 cm [5,5kN/m ³ 0,035m]	0,19	1,20	--	0,23
Deskowanie pełne grub. 3,5 cm [5,5kN/m ³ 0,035m]	0,19	1,20	--	0,23
Gлина z sieczką (lub trocinami) przy stosunku objętościowym gliny do sieczki lub trocin - 1:2 grub. 7 cm [8,0kN/m ³ 0,07m]	0,56	1,30	--	0,73
Deskowanie pełne grub. 3,5 cm [5,5kN/m ³ 0,035m]	0,19	1,20	--	0,23
Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ 0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ :	1,60	1,25	--	2,00

Obciążenia zmienne

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 1,5 kN/m ² od 2,5 kN/m ²) wys. 4,00 m [1,887kN/m ²]	1,89	1,20	--	2,27
Σ :	3,89	1,30	--	5,07

Rozstaw belek w rozpatrywanym miejscu wynosi 90 cm, w związku, z czym zebrane obciążenia na 1,0 m² przemnożono przez rozstaw belek stropowych.

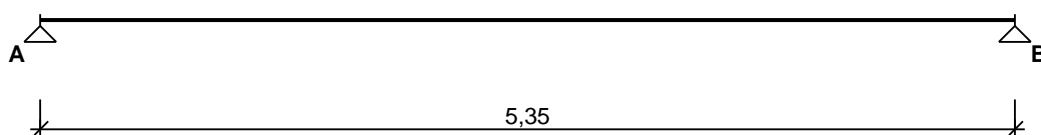
Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
-----------------	---------------------------------	------------	-------	--------------------------------

Warstwy - strop parteru. odkrywka nr 07 x0,90 [1,600kN/m ² -0,90]	1,44	1,26	--	1,81
Zmienne. x0,90 [3,890kN/m ² -0,90]	3,50	1,30	--	4,55
Σ:	4,94	1,29	--	6,36

Przekrój belki stropowej w rozpatrywanym miejscu wynosi 16x30 cm.

7.1.2. Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

SCHEMAT BELKI



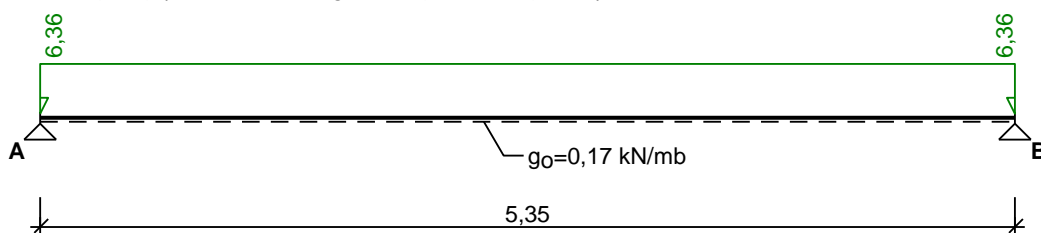
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ($\gamma_f = 1,29$, klasa trwania - średiotrwale)

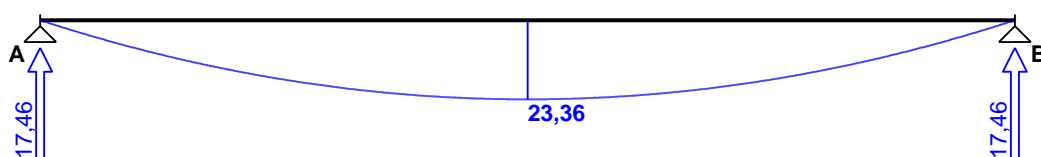
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 1

Parametry analizy zwichrzenia:

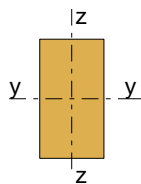
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem

Belka w obiekcie starym, remontowanym

Ugięcie graniczne $U_{net,fin} = l_0 / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **16 / 30 cm**

$W_y = 2400 \text{ cm}^3$, $J_y = 36000 \text{ cm}^4$, $m = 15,4 \text{ kg/m}$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C18**

$f_{m,k} = 18 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 11 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 18 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 9 \text{ GPa}$, $\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$

Zginanie

Przekrój $x = 2,67 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 23,36 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 9,73 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,88 < 1$

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 9,73 \text{ MPa} < k_{crit} f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (87,9\%)$

Ścinanie

Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 17,46 \text{ kN}$

$\tau_d = 0,55 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,23 \text{ MPa} \quad (44,3\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_A = 17,46 \text{ kN}$

$a_p = 30,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,y,d} = 0,36 \text{ MPa} < k_{c,90} f_{c,90,d} = 1,35 \text{ MPa} \quad (26,9\%)$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 2,67 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_T = 22,05 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = 1,5 l_0 / 300 = 26,75 \text{ mm}$

$u_{fin} = 22,05 \text{ mm} < u_{net,fin} = 26,75 \text{ mm} \quad (82,4\%)$

7.2. Strop parteru – odkrywka nr 08

Odkrywka została wykonana w miejscu, w którym układu stropów jest porównywalny do pomieszczenia przewidzianego na serwerownię.

7.2.1. Tabelaryczne zestawienie obciążeń

Warstwy - strop parteru odkrywka nr 08

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Wykładzina wielowarstwowa z PCW o grubości 1,9 mm (napoloecie, butaprenie) [0,070kN/m ²]	0,07	1,20	--	0,08
Deskowanie pełne grub. 3,5 cm [5,5kN/m ³ ·0,035m]	0,19	1,20	--	0,23
Deskowanie pełne grub. 3,5 cm [5,5kN/m ³ ·0,035m]	0,19	1,20	--	0,23
Glina z sieczką (lub trocinami) przy stosunku objętościowym gliny do sieczki lub trocin - 1:2 grub. 7 cm [8,0kN/m ³ ·0,07m]	0,56	1,30	--	0,73
Deskowanie pełne grub. 3,5 cm [5,5kN/m ³ ·0,035m]	0,19	1,20	--	0,23
Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:	1,49	1,26	--	1,87

Obciążenia zmienne

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Obciążenie zmienne (magazyny archiwów, bibliotek, towarów lekkich i przestrzennych.) [5,0kN/m ²]	5,00	1,30	0,80	6,50
Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 1,5 kN/m ² od 2,5 kN/m ²) wys. 4,00 m [1,887kN/m ²]	1,89	1,20	--	2,27
Σ:	6,89	1,27	--	8,77

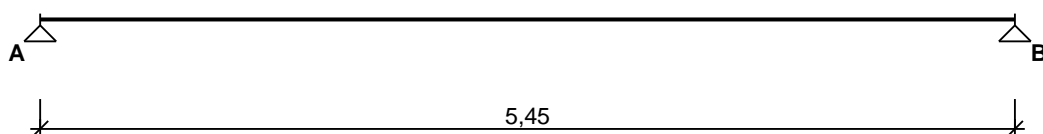
Rozstaw belek w rozpatrywanym miejscu wynosi 80 cm, w związku, z czym zebrane obciążenia na 1,0 m² przemnożono przez rozstaw belek stropowych.

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Warstwy stropu - odkrywka nr 08. odkrywka nr 08 x0,80 [1,490kN/m ² -0,80]	1,19	1,26	--	1,50
Zmienne. x0,80 [6,890kN/m ² -0,80]	5,51	1,27	--	7,00
Σ :	6,70	1,29	--	8,50

Przekrój belki stropowej w rozpatrywanym miejscu wynosi 20x30 cm.

7.2.2. Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

SCHEMAT BELKI



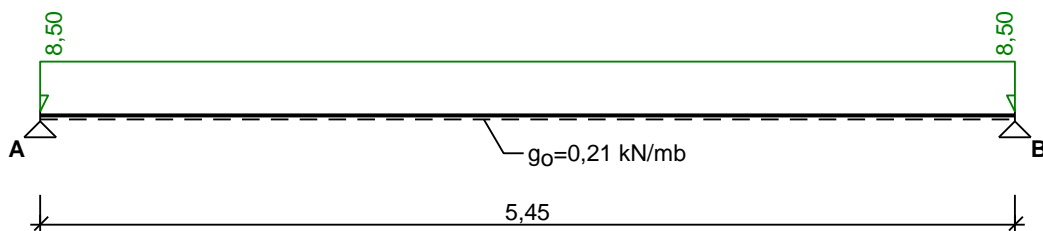
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ($\gamma_f = 1,27$, klasa trwania - długotrwałe)

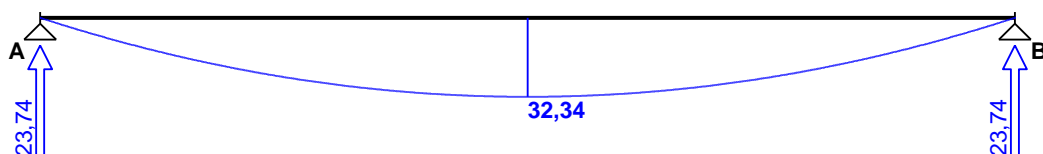
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 1

Parametry analizy zwichrzenia:

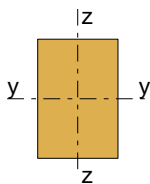
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem

Belka w obiekcie starym, remontowanym

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **20 / 30 cm**

$$W_y = 3000 \text{ cm}^3, J_y = 45000 \text{ cm}^4, m = 19,2 \text{ kg/m}$$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C18**

$$f_{m,k} = 18 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 11 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 18 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 9 \text{ GPa}, \rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$$

Zginanie

$$\text{Przekrój } x = 2,73 \text{ m}$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{max} = 32,34 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,78 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 1,11 > 1 \quad (!!!)$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,78 \text{ MPa} > k_{crit} f_{m,y,d} = 9,69 \text{ MPa} \quad (111,2\%) \quad (!!!)$$

Ścinanie

$$\text{Przekrój } x = 0,00 \text{ m}$$

$$\text{Maksymalna siła poprzeczna } V_{max} = 23,74 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 0,59 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,08 \text{ MPa} \quad (55,1\%)$$

Docisk na podporze

$$\text{Reakcja podporowa } R_A = 23,74 \text{ kN}$$

$$a_p = 20,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,59 \text{ MPa} < k_{c,90} f_{c,90,d} = 1,18 \text{ MPa} \quad (50,1\%)$$

Stan graniczny użytkowości

$$\text{Przekrój } x = 2,73 \text{ m}$$

$$\text{Ugięcie maksymalne } u_{fin} = u_M + u_T = 30,71 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } u_{net,fin} = 1,5 l_o / 300 = 27,25 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = 30,71 \text{ mm} > u_{net,fin} = 27,25 \text{ mm} \quad (112,7\%) \quad (!!!)$$

7.3. Strop II piętra – odkrywka nr 01

7.3.1. Tabelaryczne zestawienie obciążeń

Warstwy stropu II p. - odkrywka nr 01.

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Deskowanie pełne grub. 3,0 cm [5,5kN/m ³ -0,03m]	0,17	1,20	--	0,20
Glina z sieczką (lub trocinami) przy stosunku objętościowym gliny do sieczki lub trocin - 1:2 grub. 25 cm [8,0kN/m ³ -0,25m]	2,00	1,30	--	2,60
Deskowanie pełne grub. 3,0 cm [5,5kN/m ³ -0,03m]	0,17	1,20	--	0,20
Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ -0,015m]	0,29	1,30	--	0,38
Σ:	2,63	1,29	--	3,39

Obciążenie zmienne - poddasze.

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą do 0,5 kN/m ²) wys. 3,40 m [0,321kN/m ²]	0,32	1,20	--	0,38
Σ:	2,32	1,37	--	3,18

Rozstaw belek w rozpatrywanym miejscu wynosi 101 cm, w związku, z czym zebrane obciążenia na 1,0 m² przemnożono przez rozstaw belek stropowych.

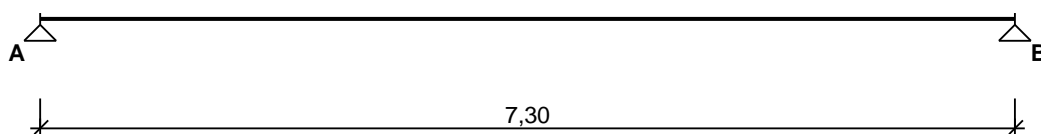
Strop II piętra.

Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
Warstwy stropu II p. - odkrywka nr 01. x1,01 [2,630kN/m ² ·1,01]	2,66	1,29	--	3,43
Obciążenie zmienne - poddasze. x1,01 [2,320kN/m ² ·1,01]	2,34	1,37	--	3,21
Σ :	5,00	1,33	--	6,64

Przekrój belki stropowej w rozpatrywanym miejscu wynosi 21x29 cm.

7.3.2. Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

SCHEMAT BELKI



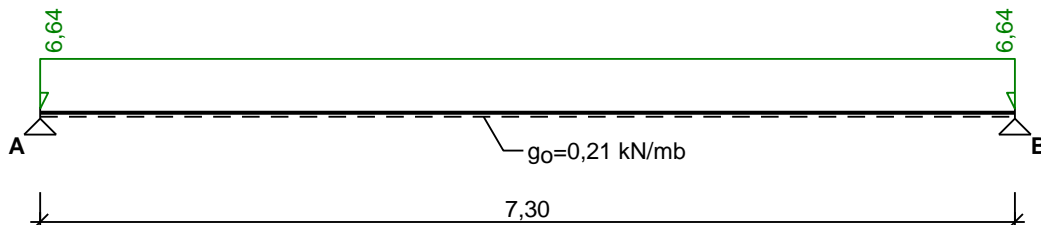
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ($\gamma_f = 1,33$, klasa trwania - średniotrwale)

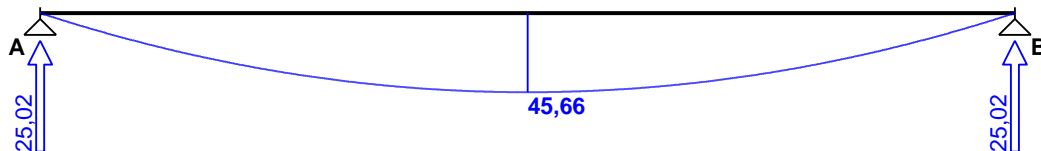
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 1

Parametry analizy zwichrzenia:

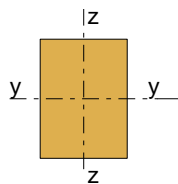
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem

Belka w obiekcie starym, remontowanym

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **21 / 29 cm**

$W_y = 2944 \text{ cm}^3$, $J_y = 42681 \text{ cm}^4$, $m = 19,5 \text{ kg/m}$

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C18**

$f_{m,k} = 18 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 11 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 18 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 9 \text{ GPa}$, $\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$

Zginanie

Przekrój $x = 3,65 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 45,66 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 15,51 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 1,40 > 1$ (!!!)

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 15,51 \text{ MPa} > k_{crit} f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$ (140,0%) (!!!)

Ścinanie

Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 25,02 \text{ kN}$

$\tau_d = 0,62 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,23 \text{ MPa}$ (50,1%)

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_A = 25,02 \text{ kN}$

$a_p = 30,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,y,d} = 0,40 \text{ MPa} < k_{c,90} f_{c,90,d} = 1,35 \text{ MPa}$ (29,3%)

Stan graniczny użytkowalności

Przekrój $x = 3,65 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = 61,95 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = 1,5 l_0 / 300 = 36,50 \text{ mm}$

$u_{fin} = 61,95 \text{ mm} > u_{net,fin} = 36,50 \text{ mm}$ (169,7%) (!!!)

7.4. Więżba dachu

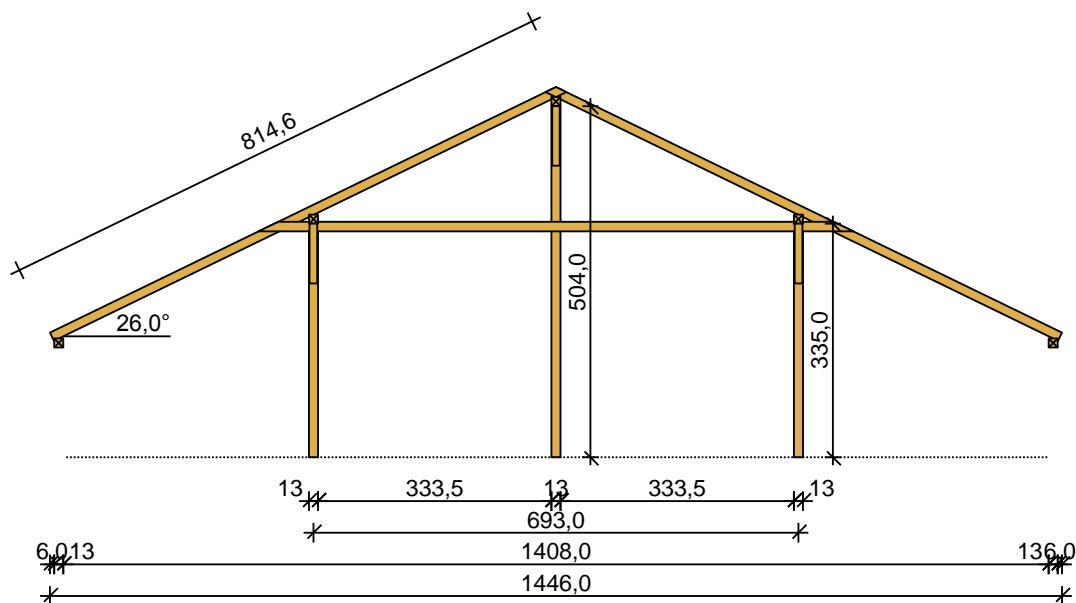
Na podstawie inwentaryzacji stwierdzono następujące przekroje więźby dachu:

- krokwie 13x19 cm
- płatwie 19x19 cm
- słupy 19x19 cm
- kleszcze 8x20 cm

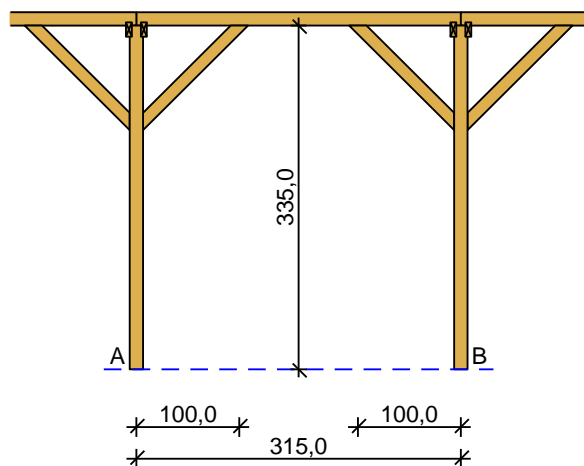
Na podstawie ekspertyzy mykologicznej do obliczeń statycznych przyjęto przekroje zredukowane o 30%. Jest to wartość, którą należy zweryfikować podczas prac remontowych więźby. Do obliczeń przyjęto następujące przekroje:

- krokwie 9x13 cm
- płatwie 13x13 cm
- słupy 13x13 cm
- kleszcze 5,5x14 cm

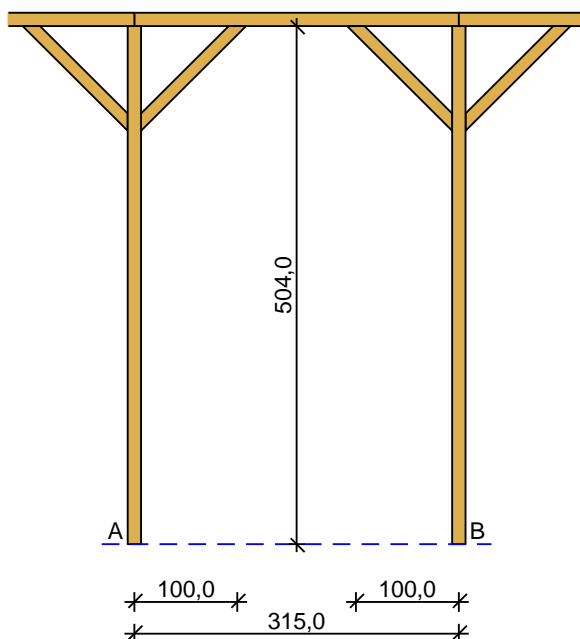
Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 26,0^\circ$

Rozpiętość wierzara $l = 14,46$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 14,08$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 6,93$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,05$ m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatew pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 3,15$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 1,00$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 1,00$ m

Płatew kalenicowa o długości osiowej między słupami $l = 3,15$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 1,00$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 1,00$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 3,35$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatew kalenicową $h_s = 5,04$ m

Rozstaw podparć poziomych murłat $l_{mo} = 2,50$ m

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

Dane materiałowe:

- krokiew 9/13cm (zacios 3 cm) z drewna C18

- płatew 13/13 cm z drewna C18

- płatew kalenicowa 13/13 cm z drewna C18

- słup 13/13 cm z drewna C18

- słup kalenicowy 13/13 cm z drewna C18

- kleszcze 2x 5,5/14 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 9 cm z drewna C18

- murłata 13/13 cm z drewna C18

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$g_k = 0,350$ kN/m²,

$g_o = 0,420$ kN/m²

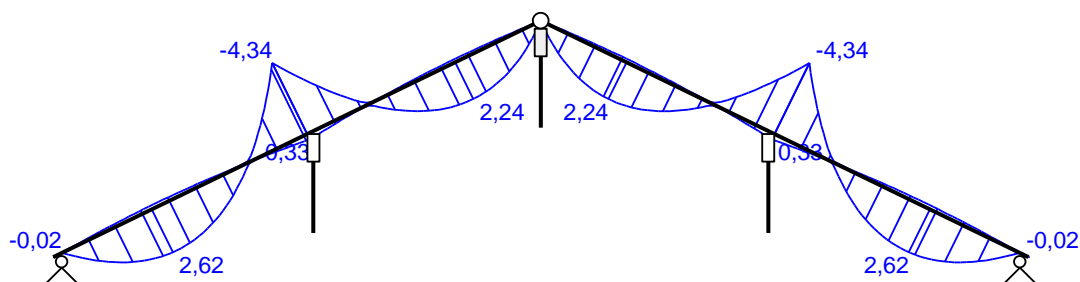
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połacie bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 26,0 st.):
- na połaci lewej $s_{kl} = 0,984 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 1,476 \text{ kN/m}^2$
- na połaci prawej $s_{kp} = 0,720 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,080 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren B, wys. budynku $z = 18,8 \text{ m}$):
- na połaci nawietrznej $p_{klI} = -0,315 \text{ kN/m}^2$, $p_{olI} = -0,473 \text{ kN/m}^2$
- na połaci nawietrznej $p_{klII} = 0,095 \text{ kN/m}^2$, $p_{olII} = 0,143 \text{ kN/m}^2$
- na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,200 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,300 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,350 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,420 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

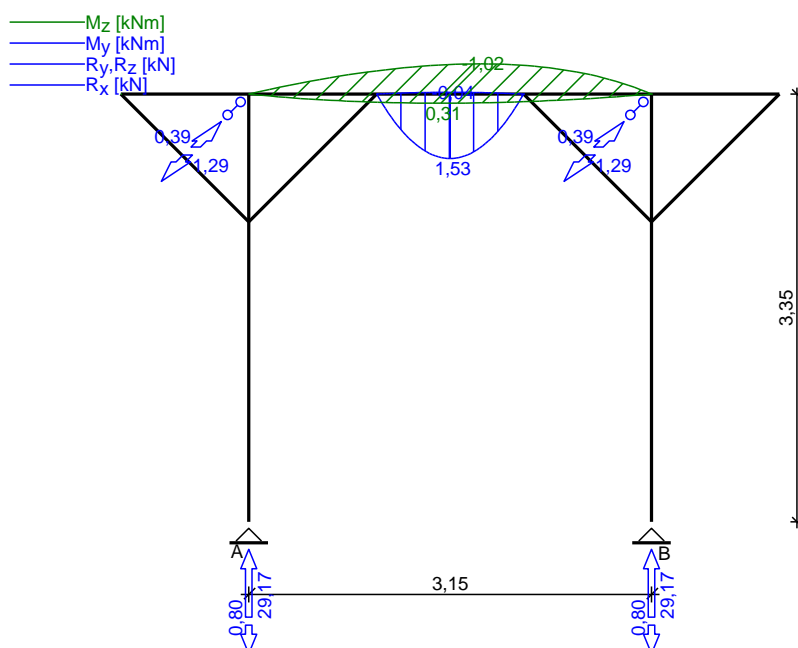
- klasa użytkowania konstrukcji: 1
- dach w obiekcie starym, remontowanym (zwiększenie ugięć granicznych o 50%)
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie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

WYNIKI

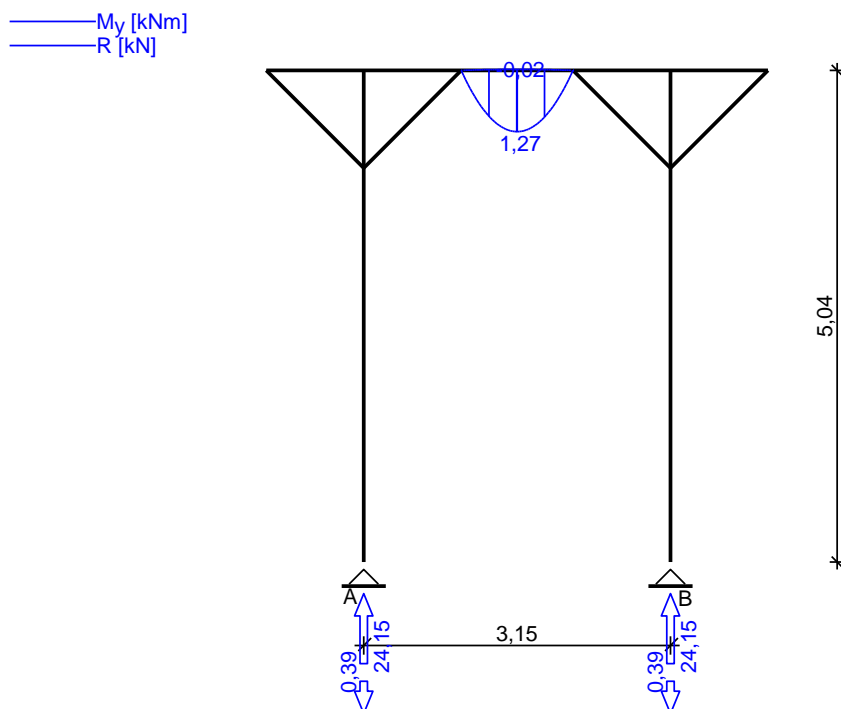
Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C18**

→ $f_{m,k} = 18 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 11 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 18 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 9 \text{ GPa}$, $\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$

Krokiew 9/13 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 107,9 < 150$$

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

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 2,62 \text{ kNm}, \quad N = 10,43 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,35 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,256$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,249 > 1 \quad (!!!)$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,660 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -4,34 \text{ kNm}, \quad N = 8,28 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 28,91 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 2,617 > 1 \quad (!!!)$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murtatą a płatwią)

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

$$u_{fin} = 22,36 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot 1 / 200 = 1,5 \cdot 4050 / 200 = 30,37 \text{ mm} \quad (73,6\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$U_{fin} = 2,90 \text{ mm} > U_{net,fin} = 1,5 \cdot 24 / 200 = 1,5 \cdot 2 \cdot 139 / 200 = 2,09 \text{ mm} \quad (139,2\%)$$

(!!!)

Płatew 13/13 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 28,0 < 150$$

$$\lambda_z = 28,0 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 9,26 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,25 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatawi

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

$$M_y = 1,53 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,28 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,18 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,425 < 1$$

$$k_m \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,332 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+wiatr-ssanie

$$U_{fin} = 3,29 \text{ mm} < U_{net,fin} = 1,54 / 200 = 23,50 \text{ mm} \quad (14,0\%)$$

Płatew kalenicowa 13/13 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 28,0 < 150$$

$$\lambda_z = 28,0 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 7,67 \text{ kN/m} \quad q_{z,min} = -0,12 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatawi

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

$$M_y = 1,27 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,312 < 1$$

$$k_m \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,219 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$U_{fin} = 0,85 \text{ mm} < U_{net,fin} = 1,54 / 200 = 8,63 \text{ mm} \quad (9,9\%)$$

Słup 13/13 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 143,9 < 150$$

$$\lambda_z = 89,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 29,17 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,148, \quad k_{c,z} = 0,363$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,054 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,429 < 1$$

Słup kalenicowy 13/13 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 134,3 < 150$$

$$\lambda_z = 134,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 24,15 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,057, \quad k_{c,z} = 0,169$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 2,244 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,764 < 1$$

Kleszcze 2x 5,5/14 cm

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 0,32 \text{ kNm}, \quad N = -4,22 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 8,31 \text{ MPa}, \quad f_{t,0,d} = 5,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,89 \text{ MPa}, \quad \sigma_{t,0,d} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,161 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max

$$u_{fin} = 10,26 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,51 / 200 = 1,5 \cdot 6930 / 200 = 51,97 \text{ mm} \quad (19,7\%)$$

Murlata 13/13 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,55 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,67 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,17 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr

$$M_z = 1,11 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 12,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 3,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,244 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,55 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,67 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90 śnieg

$$M_y = 2,14 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,25 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,85 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,572 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,432 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$U_{fin} = 2,85 \text{ mm} < U_{net,fin} = 1,5 \cdot 24 / 200 = 1,5 \cdot 2 \cdot 1000 / 200 = 15,00 \text{ mm} \quad (19,0\%)$$

8. Wnioski

Na podstawie wizji lokalnej, odkrywek budowlanych i przeprowadzonych obliczeń stwierdza się możliwość dokonania przebudowy i rozbudowy obiektu. Przed wykonaniem robót budowlanych należy opracować projekt konstrukcyjny, w którym należy uwzględnić wnioski i zalecenia niniejszego opracowania:

- istniejące warstwy geotechniczne nie nadają się do posadowienia bezpośredniego nowych obiektów,
- budynek został posadowiony na ławach kamiennych,
- stan techniczny fundamentów został oceniony jako dobry,
- dodatkowej oceny stanu fundamentów należy dokonać na etapie prac budowlanych, a ich stan stale monitorować w miarę postępu prac,
- brak izolacji poziomej i pionowej prawidłowo zabezpieczającej budynek przeciwwilgociowa,
- ściany fundamentowe wykonano jako kamienne, a ich stan techniczny oceniono jako dobry,
- ściany piwniczne wykonano z cegły pełnej, a ich stan oceniono jako dobry z wyjątkiem miejsca, gdzie stwierdzono pęknięcie ściany,
- ściany zewnętrzne zostały wykonane z cegły klinkierowej, a ich stan techniczny ocenia się jako dobry,
- brak potłoczenia izolacji poziomej posadzki na gruncie z inną izolacją przeciwwilgociową,
- stropy piwnicy wykonano jako ceglano-tukowe, a ich stan ocenia się jako dobry,
- stwierdzono wygaśnięcie porażenia elementów drewnianych przez owady sięgające ok. 1 cm,
- skorodowane i uszkodzone pojedyncze elementy więźby drewnianej,
- stwierdzono lokalne spękania, odspojenia tynków wewnętrznych i zewnętrznych,
- miejscowe uszkodzenia i skorodowanie rur spustowych, rynien i obróbek blacharskich,
- stwierdzono uszkodzenia i zły stan techniczny stolarki okiennej,
- nie stwierdzono przekroczenia nośności stropu, gdzie przyjęto obciążenie użytkowe jak dla pomieszczenia biurowego (odkrywka nr 07),
- przekroczono nośność i ugięcie istniejącego stropu, gdzie przyjęto obciążenie użytkowe jak dla serwerowni,
- stwierdzono przekroczenie nośności i ugięcia stropu II piętra, gdzie przyjęto obciążenie użytkowe jak dla pomieszczenia biurowego (odkrywka nr 01),
- stwierdzono przekroczenia nośności i ugięcia więźby dachu po zredukowaniu przekrój zgodnie z zaleceniami ekspertyzy mikologicznej.

9. Zalecenia

Na podstawie wizji lokalnej, odkrywek budowlanych i przeprowadzonych obliczeń zaleca się uwzględnienie następujących czynności podczas opracowania projektu przebudowy i rozbudowy:

- należy zastosować lokalną wymianę gruntów, stabilizację lub posadowienie pośrednie w przypadku fundamentowania nowych obiektów,
- należy wykonać izolację pionową ścian fundamentowych i piwnicznych,
- usunąć betonową opaskę budynku i wykonać ją ponownie z kruszywa przepuszczalnego,
- należy zabezpieczyć pęknięcie ściany piwnicy oraz monitorować ewentualne postępowanie awarii,
- należy wymienić stolarkę okienną na nową,

- na etapie projektu należy rozważyć wzmocnienie podłoża gruntowego,
- należy oczyścić elementy drewnianej więźby dachu z porażenia owadów do otrzymania jednolitej, zdrowej powierzchni (ok. 1 cm),
- wymienić uszkodzone, skorodowane pojedyncze elementy więźby dachu,
- należy wzmocnić lub wymienić belki stropowe w pomieszczeniach, gdzie przewidziano obciążenie użytkowe większe niż 2,0 kN/m²,
- należy przewidzieć zabezpieczenie przeciwpożarowe stropów drewnianych,
- w związku ze znacznymi obciążeniami użytkowymi, lokalizacją szachtów instalacyjnych, koniecznością zabezpieczenia przeciwpożarowego zaleca się wymianę wszystkich stropów,
- lokalne wzmocnienie stropów jest zabiegiem problematycznym wykonawczo, mało ekonomicznym, a całkowita wymiana wpłynie korzystnie na usztywnienie poziome budynku,
- należy wymienić krokwie więźby dachu na nowe o przekroju wskazanego na podstawie obliczeń,
- należy przeprowadzić analizę statyczno-wytrzymałościową elementów konstrukcyjnych w oparciu o projekt architektoniczny i instalacyjny, w związku z projektowanymi zmianami wynikającymi z przebudowy i rozbudowy obiektu.

Przed przystąpieniem do prac remontowych należy sporządzić dokumentację projektową sporządzoną w oparciu o niniejszą ekspertyzę techniczną.

Opracował:
mgr inż. Jacek Hercog

III. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

Fot. 1. Elewacja frontowa	29
Fot. 2. Elewacja frontowa budynku.....	29
Fot. 3. Odkrywka fundamentu od wewnątrz w miejscu projektowanej windy	30
Fot. 4. Odkrywka fundamentu w miejscu projektowanej windy- odsadzka kamiennej ściany fundamentowej.....	30
Fot. 5. Odkrywka fundamentu w miejscu projektowanej windy- odsadzka kamiennej ławy fundamentowej	31
Fot. 6. Odkrywka warstw posadzki na gruncie w pomieszczeniu, do którego będzie przylegać projektowana winda 32	
Fot. 7. Odkrywka nr 04 fundamentu w miejscu, gdzie projektuje sąsiadujący budynek z salą odpraw	33
Fot. 8. Odkrywka fundamentu nr 04.....	33
Fot. 9. Spękanie ściany piwnicy spowodowane nierównomiernym osiadaniem	34
Fot. 10. Spękanie ściany piwnicy spowodowane nierównomiernym osiadaniem.....	35
Fot. 11. Spękanie ściany piwnicy spowodowane nierównomiernym osiadaniem.....	36
Fot. 12. Odkrywka nr 07 stropu pomieszczenia biurowego	37
Fot. 13. Odkrywka nr 07 stropu pomieszczenia biurowego- belka stropowa 16x30 cm	37



Fot. 1. Elewacja frontowa



Fot. 2. Elewacja frontowa budynku



Fot. 3. Odkrywka fundamentu od wewnątrz w miejscu projektowanej windy



Fot. 4. Odkrywka fundamentu w miejscu projektowanej windy- odsadzka kamiennej ściany fundamentowej



Fot. 5. Odkrywka fundamentu w miejscu projektowanej windy- odsadzka kamiennej ławy fundamentowej



Fot. 6. Odkrywka warstw posadzki na gruncie w pomieszczeniu, do którego będzie przylegać projektowana winda



Fot. 7. Odkrywka nr 04 fundamentu w miejscu, gdzie projektuje sąsiadujący budynek z salą odpraw



Fot. 8. Odkrywka fundamentu nr 04



Fot. 9. Spękanie ściany piwnicy spowodowane nierównomiernym osiadaniem



Fot. 10. Spękanie ściany piwnicy spowodowane nierównomiernym osiadaniem



Fot. 11. Spękanie ściany piwnicy spowodowane nierównomiernym osiadaniem



Fot. 12. Odkrywka nr 07 stropu pomieszczenia biurowego



Fot. 13. Odkrywka nr 07 stropu pomieszczenia biurowego- belka stropowa 16x30 cm