

EKSPERTYZA TECHNICZNA

Dotycząca oceny stanu technicznego budynku nr A-III zlokalizowanego
w Krakowie na terenie Krakowskiego Szpitala Specjalistycznego im. Jana Pawła II



Inwestor: Krakowski Szpital Specjalistyczny im Jana Pawła II
ul. Prądnicka 80
31-202 Kraków

Lokalizacja inwestycji:
ul. Prądnicka 80;
31-202 KRAKÓW
dz. nr 50/6 obr. 44 Krowodrza

Opracował:
mgr inż. Daniel Kędzior
upr. MAP/0335/PWOK/10

Sprawdził:
inż. Jan Kowalski
upr. nr GP.IV-63/377/76

Kraków, październik 2021

WYKAZ OPRACOWANIA.

Spis treści

1.0 Podstawa opracowania.....	3
2.0 Cel i zakres opracowania.....	3
3.0 Ogólna charakterystyka budynku.....	3
3.1 Konstrukcja budynku – stan istniejący.....	4
4.0 Opis elementów konstrukcyjnych budynku /ściany i dach/.....	4
4.1 Fundamenty i ściany konstrukcyjne.....	4
4.2 Ściany konstrukcyjne kondygnacji nadziemnych.....	4
4.3 Strop nad piwnicą i parterem	4
4.4 Strych i dach.....	4
5.0 Zalecenia konstrukcyjne.....	7
5.1 Fundamenty i ściany konstrukcyjne.	7
5.2 Konstrukcja i pokrycie dachu.....	7
6.0 Uwagi ogólne.....	7
Załącznik 1	9
OBLICZENIA STATYCZNE.....	9
Poz. 1.0 Wiązarnia z dwoma płatwiami pośrednimi.....	9
Poz. 2.0 Wiązarnia z płatwią kalenicową.....	12
Poz. 3.0 Tram pod wiązarnią z dwoma płatwiami pośrednimi przy ścianie szczytowej...15	
Poz. 4.0 Tram pod wiązarnią z płatwią kalenicową.....	17

EKSPERTYZA TECHNICZNA

Dotycząca oceny stanu technicznego konstrukcji dachu pawilonu nr A-III (tzw. Dyrektorówki) zlokalizowanego na terenie Krakowskiego Szpitala Specjalistycznego im. Jana Pawła II przy ul. Prądnickiej 80 w Krakowie

1.0 Podstawa opracowania.

- Zlecenie inwestora na opracowanie projektu architektoniczno - budowlanego „Remont dachu pawilonu A-III Krakowskiego Szpitala Specjalistycznego im. Jana Pawła II przy ul. Prądnickiej 80 w Krakowie dz. nr 50/6, obr. 44, jedn. ew. Krowodrza Opracowanie projektu poprzedzono wykonaniem ekspertyzy technicznej o stanie technicznym konstrukcji dachu,
- Wizja lokalna budynku
- Inwentaryzacja architektoniczna
- Archiwalna „Ekspertyza techniczna stanu konstrukcji i elementów budynku z uwzględnieniem stanu podłoża gruntowego opracowana przez Pracownię Konserwacji Zabytków S.A w Krakowie ul. Józefa 40 w roku 2016.
- Kontrola wykonanych odkrywek elementów konstrukcyjnych więźby dachowej
- Uzgodnienia z Projektantem części architektonicznej dotyczące zakresu prac.

2.0 Cel i zakres opracowania.

Celem opracowania jest wydanie ogólnej opinii konstrukcyjnej elementów konstrukcji więźby dachowej, mającej na celu ocenę możliwości wykonania planowanego zakresu prac, polegającego na remoncie i wymianą pokrycia dachu pod nadzorem konserwatorskim bez zmiany sposobu użytkowania strychu (poddasze nieużytkowe).

Zakres opracowania obejmuje opis poszczególnych dostępnych elementów budynku oraz wizualną ocenę ich stanu technicznego wraz z opracowaniem zaleceń dotyczących konstrukcji.

3.0 Ogólna charakterystyka budynku

Pawilon (budynek) A-III w całości wpisany jest do rejestru obiektów zabytkowych pod nr. A-1050

Budynek (zwany dyrektorówką) wybudowano jako wolnostojący w technologii tradycyjnej w latach 90-tych XIX wieku. Pierwotnie budynek powstał jako jednopiętrowy podpiwniczony w kształcie zbliżonym do kwadratu. Na początku XX w. budynek został rozbudowany – dobudowano po stronie północnej jednokondygnacyjny segment tworząc układ w kształcie litery „L”. Obecnie budynek jest obiektem dwutraktowym z wewnętrzną dwubiegową klatką schodową. Wejście do budynku znajduje się po stronie zachodniej przez wybudowaną (zastąpiono drewnianą) werandą przeszkloną stalową. Pomieszczenia piwnicy z wejściem z poziomu parteru składają się z trzech odrębnych komór. Strop nad piwnicami – sklepienia oparte na ścianach komór. Pomieszczenia piwnic nieużytkowe.

Dach budynku - drewniany więźar dachowy zasadniczo trzy spadowy. Przekrycie dachu dachówka ceramiczna. Dach posiada nowe obróbki blacharskie wykonane łącznie z

zabudową nowych rur spustowych w latach 2017-2018. Pomieszczenie strychowe jest nieużytkowe.

3.1 Konstrukcja budynku – stan istniejący

Istniejący budynek – dwie kondygnacje nadziemne, nieużytkowe poddasze. W najstarszej części znajdują się nieużytkowane piwnice.

Budynek wykonany według technologii tradycyjnej – ściany nośne murowane z cegły pełnej od zewnątrz elewacja nieotynkowana powierzchnia spoinowania. Na ścianach nośnych oparta drewniana konstrukcja belkowa stropów. Strop nad piwnicą ceglane sklepienia oparte na ścianach piwnicy.

Konstrukcja nadziemnej część budynku murowana tak ściany zewnętrzne jak i wewnętrzne z cegły pełnej.

Dach – drewniany więźar płatwiowy oparty na ścianach nośnych zewnętrznych poprzez słupy i tramy.

Pokrycie dachu stanowi dachówka ceramiczna na łątach drewnianych.

4.0 Opis elementów konstrukcyjnych budynku /ściany i dach/

4.1 Fundamenty i ściany konstrukcyjne

Budynek posadowiono bezpośrednio na ławach ściany fundamentowych wykonano bez żadnej izolacji. Ściany zewnętrzne nośne murowane z cegły pełnej

4.2 Ściany konstrukcyjne kondygnacji nadziemnych

Wszystkie ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych wykonano jako murowane z cegły pełnej. Od zewnątrz elewacja nie otynkowana, natomiast od wewnątrz otynkowana i pomalowana. Nie stwierdzono pęknięć ścian konstrukcyjnych mogących świadczyć o ich złym stanie technicznym.

Wszystkie ściany wewnętrzne kondygnacji nadziemnych otynkowane obustronnie tynkiem i pomalowane. Tynki wewnętrzne nie noszą śladów uszkodzeń oraz odspojenia od podłoża.

4.3 Strop nad piwnicą i parterem

Strop nad piwnicą ceglane sklepienia oparte na ścianach piwnicy. Zgodnie z ekspertyzą wykonaną przez PKZ w roku 2016, konstrukcję stropu nad I piętrzem stanowią stropy drewniane belkowe. Belki konstrukcyjne o przekroju 22,0 x 22,0 cm w rozstawie co około 60,0 – 90,0 cm, deskowane górą i dołem deskami.

4.4 Strych i dach

Dach – konstrukcja drewniany więźar płatwiowo-kleszczowy oparty na ścianach nośnych zewnętrznych poprzez słupy i tramy. Cała konstrukcja drewniana dachu wykonana z drewna litego. Krokwie dwuprzęsłowe o wymiarach 14,0 x 16,0 cm rozstawie co ok. 1,0 m, oparte na płatwiach o wymiarach 15,0 x 18,0 cm. Dla zmniejszenia rozpiętości płatwi oraz podłużnego usztywnienia więzara pod płatwiami zabudowane są miecze o wymiarach 11,0 x 13,0 cm. Płatwie oparte są na słupach o wymiarach 18,0 x 16,0 cm. Słupy oparte na tramach o wymiarach 18,0 x 22,0 cm, Całość konstrukcji oparta na namurnicach.

Przekrycie dachu dachówka ceramiczna zakładkowa. Dach posiada nowe obróbki blacharskie wykonane łącznie z zabudową nowych rur spustowych w latach 2017-2018.

Ekspertyza techniczna Dotycząca oceny stanu technicznego budynku nr A-III zlokalizowanego w Krakowie na terenie Krakowskiego Szpitala Specjalistycznego im. Jana Pawła II



Fot. 1 Korozja tramu drewnianego



Fot. 2 Nieszczelności pokrycia i zawilgocenie komina

Podczas dokonywania oględzin stanu konstrukcji więzara poszczególne elementy są w ogólnym stanie dobrym, dotyczy to krokwi, płatwi, mieczy. Stan techniczny tramu zlokalizowanego równolegle do schodów wejściowych na strych w części środkowej jest zły, znaczny ubytek drewna spowodowany korozją. W związku z nieszczelnością pokrycia dachu oraz wadliwych obróbek w rejonie istniejącego komina przez wiele lat

dach przeciekał co powodowało bezpośrednie zalewanie tramu a w konsekwencji jego gnicie.

W trakcie prac związanych z wymianą przekrycia połaci dachowych po demontażu istniejącego pokrycia zewnętrznego należy dokonać dokładnego przeglądu odsłoniętych górnych krawędzi krokwi oraz namurnic, zakłada się, że ok. 20% elementów drewnianych trzeba będzie zakwalifikować do wymiany.



Fot. 3 Ogólny widok konstrukcji dachu



Fot. 4 Nieszczelności pokrycia

Podczas prac po demontażu istniejącego pokrycia zewnętrznego zaleca się również sprawdzenie gniazd oparcia tramów na murach zewnętrznych, celem stwierdzenia stanu ich końcówek.

5.0 Zalecenia konstrukcyjne

5.1 Fundamenty i ściany konstrukcyjne.

Nie stwierdzono oznak mogących świadczyć o złym stanie istniejących fundamentów. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne nośne parteru w stanie dobrym. Zgodnie z przewidywanymi pracami w budynku nie zakładane są żadne prace remontowe z wyjątkiem zmiany pokrycia dachu.

5.2 Konstrukcja i pokrycie dachu.

Obliczenia statyczne wykazały przekroczenie stanów granicznych nośności i użytkowania dla wszystkich tramów podpierających więźbę dachową w związku z czym przed wymianą pokrycia dachu należy przewidzieć ich wzmocnienie za pomocą przykładek drewnianych o grubości ok.12,0 cm i odpowiednio dostosowanej wysokości każdego tramu. Przykładki do tramów mocować za pomocą śrub M12 z obustronnymi nakrętkami kontrującymi, otwory w przykładkach oraz tramach wiercić wiertłem ośr. 14 mm.

Ze względu na znaczny stwierdzony ubytek belki tramu biegnącej równolegle do biegów schodowych należy przewidzieć bezwzględnie jego wymianę na nowy z zachowaniem istniejącego przekroju, tram oprzeć na podmurowanej ścianie I piętra z zastosowaniem przekładki hydroizolacyjnej z papy modyfikowanej SBS pomiędzy murem a nowym tramem, na czas wymiany tramu na nowy zastosować tymczasowe podparcie istniejących słupów na ścianie murowanej znajdującej się bezpośrednio pod nimi.

Poszycie dachu z dachówki ceramicznej na łątach drewnianych należy zdemontować. Przy demontażu nowych obróbek oraz rur spustowych zwraca się uwagę prowadzenie prac tak aby ich nie zniszczyć (ich wymiana nastąpiła w latach 2017-2018)

Wszystkie elementy więźby dachowej oczyścić oraz poddać szczegółowym oględzinom, uszkodzone elementy wymienić na nowe z zachowaniem aktualnych przekrojów. Wszystkie drewniane elementy więźby dachowej zarówno nowe jak i istniejące przeznaczone do zachowania należy zaimpregnować środkami ochrony biologicznej i przeciwogniowej.

Należy wykonać nowe szczelne pokrycie dachowe, w postaci membrany dachowej paroprzepuszczalnej bez deskowania, dachówkę na nowych łątach oraz obróbki blacharskie.

6.0 Uwagi ogólne.

Projekt remontu dachu budynku administracyjnego z kaplicą A-III należący do zespołu Krakowskiego Szpitala Specjalistycznego im. Jana Pawła II zlokalizowany przy ul. Prądnickiej 80 możliwy jest pod warunkiem sprawdzenia i dokonania wymiany (wzmocnienia) uszkodzonych elementów konstrukcji więźby.

Stan techniczny poszczególnych elementów konstrukcyjnych budynku objętych niniejszym opracowaniem pozwala po zrealizowaniu zawartych w niniejszej opinii zaleceń na dalszą bezpieczną jego eksploatację.

Wszystkie prace konstrukcyjne wykonywać na podstawie opracowanego projektu architektoniczno-budowlanego, pod stałym nadzorem osób uprawnionych. W przypadku stwierdzenia innych warunków, przy prowadzeniu prac remontowych należy bezwzględnie wezwać wydającego tę opinię.

6.1 Warunki gruntowe

Z uwagi na fakt, że prace konstrukcyjne będą wykonywane wewnątrz budynku i nie występuje ingerencja w podłoże gruntowe, a także nie występuje ingerencja w fundamenty oraz nie zwiększa się obciążenie całkowite fundamentów ani ciężar własny orzeka się, że planowana przebudowa nie wymaga opinii geotechnicznej, ani badania podłoża gruntowego.

Pasym, październik 2021 r.

Opracował:

mgr inż. Daniel Kędzior
upr. MAP/0335/PWOK/10

Sprawdził:

inż. Jan Kowalski
upr. nr GP.IV-63/377/76

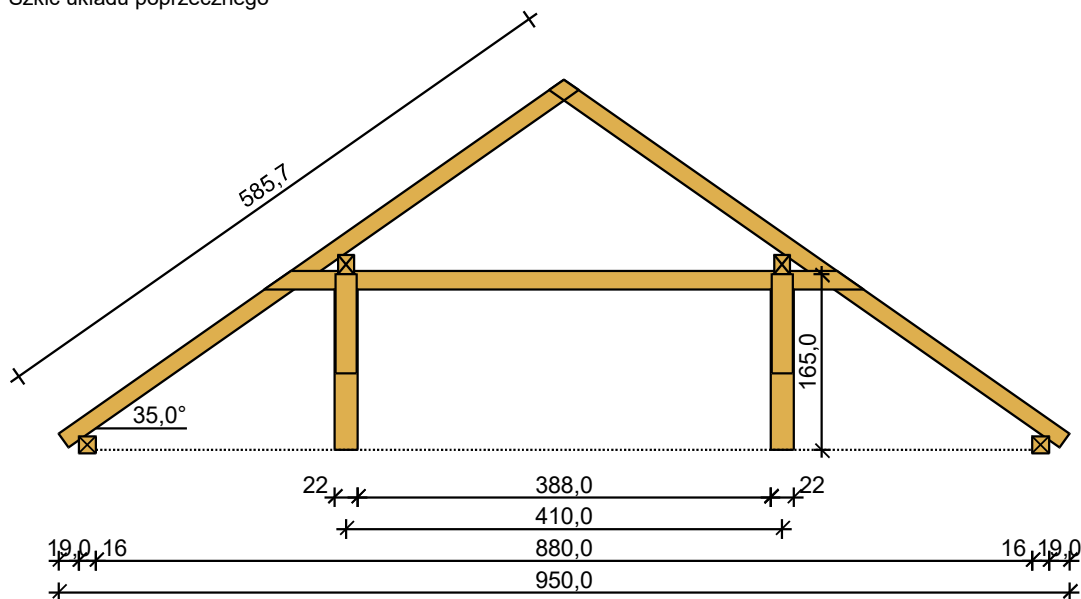
Załącznik 1

OBLICZENIA STATYCZNE

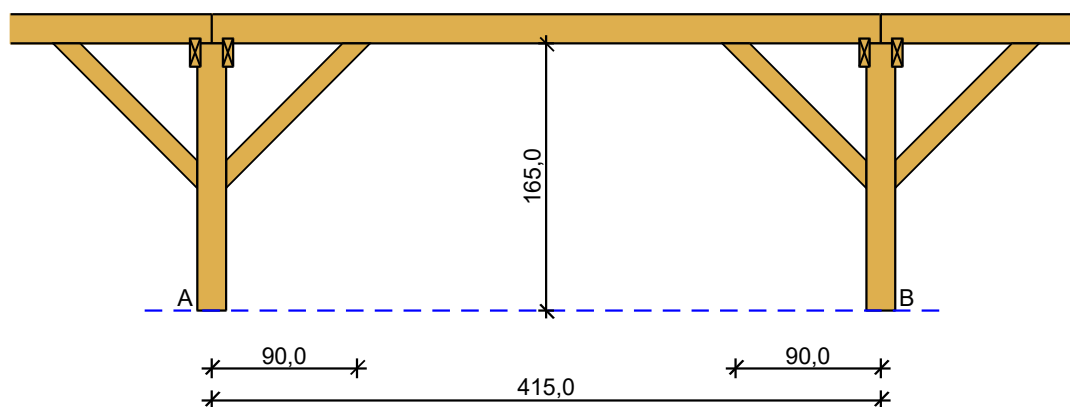
Poz. 1.0 Wiązary z dwoma płatwiami pośrednimi

DANE

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 35,0^\circ$

Rozpiętość wiarzara $l = 9,50$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 8,80$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 4,10$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,00$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatw pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 4,15$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią $h_s = 1,65 \text{ m}$

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 14/16cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatw 15/18 cm z drewna C24
- słup 22/18 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (p):

$$g_k = 0,950 \text{ kN/m}^2, \quad g_o = 1,140 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny wiażara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połąć bardziej obciążona, strefa 3, $A=300 \text{ m n.p.m.}$, nachylenie połąć $35,0^\circ$ st.):

$$\text{- na połąć lewej } s_{kl} = 1,200 \text{ kN/m}^2, \quad s_{ol} = 1,800 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połąć prawej } s_{kp} = 0,800 \text{ kN/m}^2, \quad s_{op} = 1,200 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0 \text{ m}$):

$$\text{- na połąć nawietrznej } p_{kl I} = -0,122 \text{ kN/m}^2, \quad p_{ol I} = -0,182 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połąć nawietrznej } p_{kl II} = 0,176 \text{ kN/m}^2, \quad p_{ol II} = 0,263 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na stronie zawietrznej } p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2, \quad p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$$

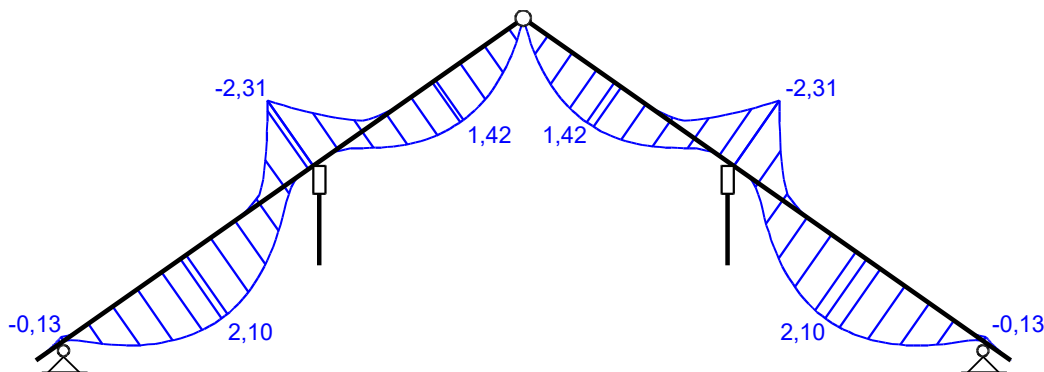
$$\text{- ocieplenie dolnego odcinka krokwi } g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2, \quad g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Założenia obliczeniowe:

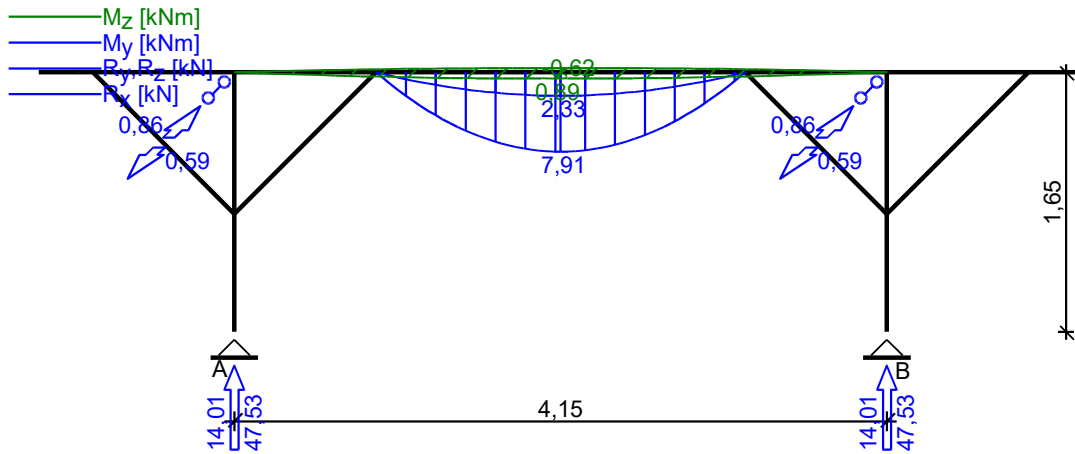
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
 - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
 - w płaszczyźnie wiażara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 14/16 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 64,2 < 150$$

$$\lambda_z = 73,4 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

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

$$M_y = 2,10 \text{ kNm}, N = 8,88 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 3,52 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,655, k_{c,z} = 0,535$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,285 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,295 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$$M_y = -2,31 \text{ kNm}, N = 6,09 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 5,85 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,397 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K22** stałe-min (podatność)+wiatr-wariant II (podatność)

$$u_{fin} = 5,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = l/200 = 5469/200 = 27,35 \text{ mm} \quad (19,8\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K22** stałe-min (podatność)+wiatr-wariant II (podatność)

$$u_{fin} = 1,61 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l/200 = 2 \cdot 330/200 = 3,30 \text{ mm} \quad (48,9\%)$$

Płatów 15/18 cm

Smukłość

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

$$\lambda_z = 23,1 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,45 \text{ kN/m}, q_{y,max} = 0,41 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = 7,91 \text{ kNm}, M_z = 0,80 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 9,76 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,717 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,543 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 5,90 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 11,75 \text{ mm} \quad (50,2\%)$$

Słup 22/18 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 41,0 < 150$$

$$\lambda_z = 26,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 47,53 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,934$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,099 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,009 < 1$$

Murlata 16/16 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 5,26 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,08 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,26 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

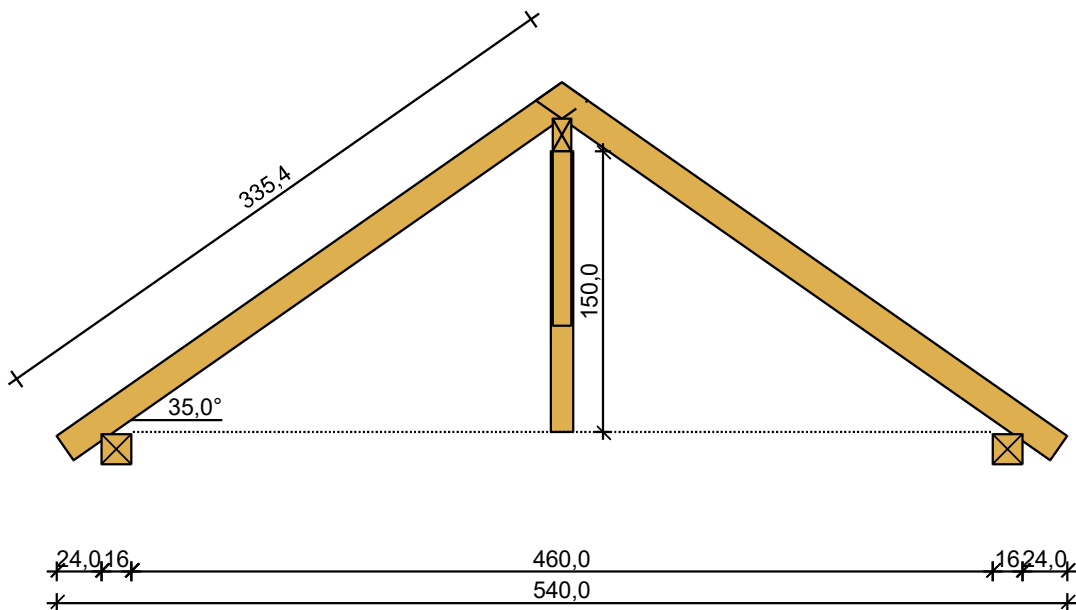
$$\sigma_{m,z,d} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,023 < 1$$

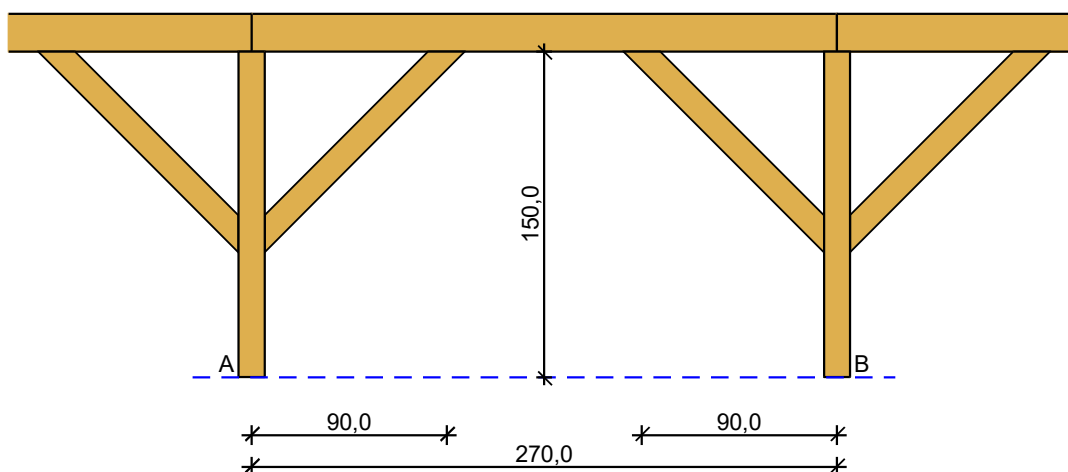
Poz. 2.0 Wiązar z płatwią kalenicową

DANE

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 35,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 5,40$ m

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 4,60$ m

Rozstaw krokwi $a = 1,00$ m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatów kalenicowa o długości osiowej między słupami $l = 2,70$ m

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90$ m

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90$ m

Wysokość całkowita słupów pod płatwą kalenicową $h_s = 1,50$ m

Rozstaw podparć poziomych murłat $l_{mo} = 1,50$ m

Dane materiałowe:

- krokiew $14/16$ cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatw kalenicowa $10/17,5$ cm z drewna C24

- słup kalenicowy $12/12$ cm z drewna C24

- murłata $16/16$ cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (p):

$$g_k = 0,950 \text{ kN/m}^2, \quad g_o = 1,140 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, A=300 m n.p.m., nachylenie połaci 35,0 st.):

$$\text{- na połaci lewej } s_{kl} = 1,200 \text{ kN/m}^2, \quad s_{ol} = 1,800 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci prawej } s_{kp} = 0,800 \text{ kN/m}^2, \quad s_{op} = 1,200 \text{ kN/m}^2$$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku z = 10,0 m):

$$\text{- na połaci nawietrznej } p_{kl I} = -0,122 \text{ kN/m}^2, \quad p_{ol I} = -0,182 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na połaci nawietrznej } p_{kl II} = 0,176 \text{ kN/m}^2, \quad p_{ol II} = 0,263 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- na stronie zawietrznej } p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2, \quad p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$$

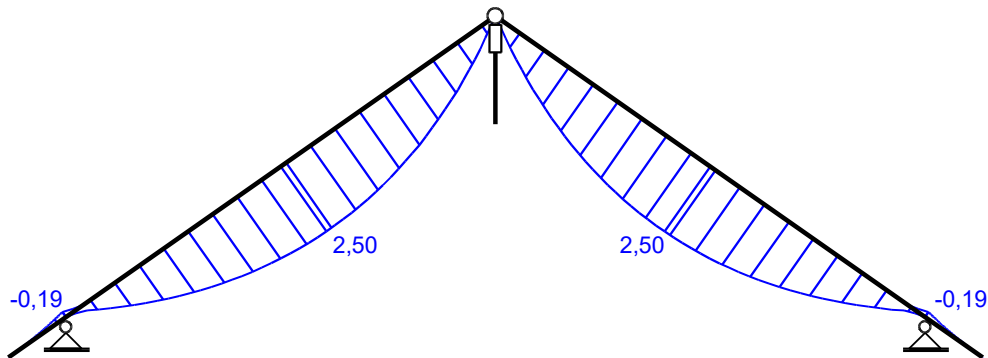
$$\text{- ocieplenie dolnego odcinka krokwi } g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2, \quad g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Założenia obliczeniowe:

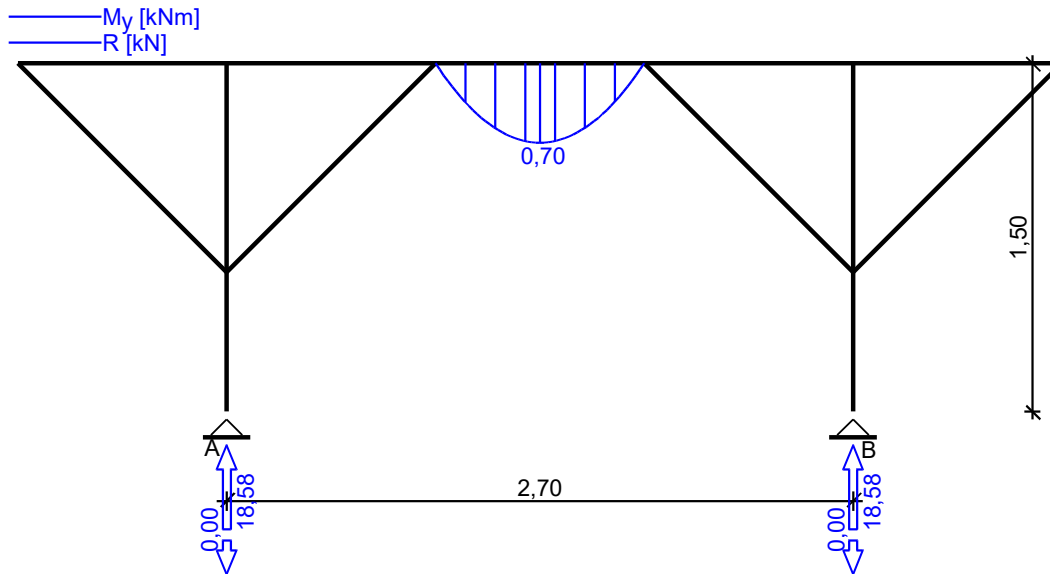
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 14/16 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 62,9 < 150$$

$$\lambda_z = 71,9 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

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

$$M_y = 2,50 \text{ kNm}, N = 2,26 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,18 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,673, k_{c,z} = 0,553$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,294 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,297 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (murlacie)

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

$$M_y = -0,19 \text{ kNm}, N = 4,51 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,47 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,033 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

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

$$u_{fin} = 4,26 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2905 / 200 = 14,53 \text{ mm} \quad (29,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 1,76 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 391 / 200 = 3,91 \text{ mm} \quad (45,1\%)$$

Płatew kalenicowa 10/17,5 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 19,8 < 150$$

$$\lambda_z = 34,6 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,88 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = 0,60 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_{m,z,d} \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,106 < 1$$

$$k_{m,y,d} \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,074 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 0,14 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4,50 \text{ mm} \quad (3,1\%)$$

Słup kalenicowy 12/12 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 52,8 < 150$$

$$\lambda_z = 43,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 18,58 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,814, \quad k_{c,z} = 0,915$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,123 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,109 < 1$$

Murłata 16/16 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 5,35 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,61 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,15 \text{ kNm}$$

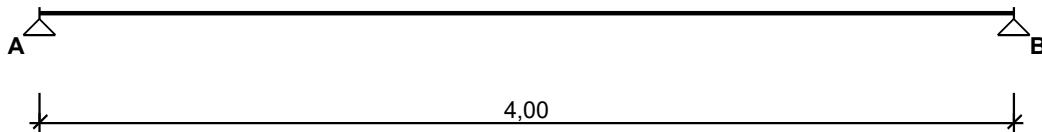
$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,013 < 1$$

Poz. 3.0 Tram pod wiadzem z dwoma płatwiami pośrednimi przy ścianie szczytowej

SCHEMAT BELKI



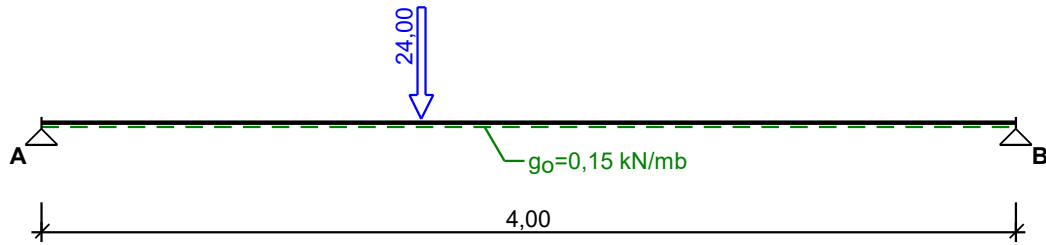
Parametry belki:

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

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

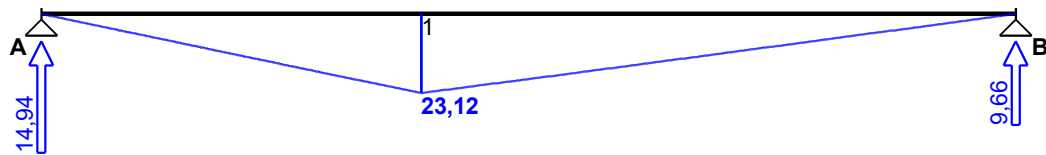
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

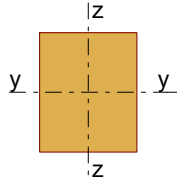
Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_d/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Belka w obiekcie starym, remontowanym
Ugięcie graniczne przęsła $u_{net,fin} = l_o / 250$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 18 / 22 cm

$$W_y = 1452 \text{ cm}^3, J_y = 15972 \text{ cm}^4, m = 13,9 \text{ kg/m}$$

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

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

Zginanie

Przekrój x = 1,56 m

Moment maksymalny $M_{max} = 23,12 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 15,92 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 1,44 > 1 \quad (!!!)$$

Warunek stateczności:

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

$$\sigma_{m,y,d} = 15,92 \text{ MPa} > k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (143,8\%) \quad (!!!)$$

Ścinanie

Przekrój x = 0,00 m

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 14,94 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,57 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (49,0\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_A = 14,94 \text{ kN}$

$$a_p = 10,0 \text{ cm}, \quad k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,83 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (71,9\%)$$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 1,87 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_V = 28,77 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = 1,5 \cdot l_o / 250 = 1,5 \cdot 4000 / 250 = 24,00 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 28,77 \text{ mm} > u_{net,fin} = 24,00 \text{ mm} \quad (119,9\%) \quad (!!!)$$

Poz. 4.0 Tram pod wiązarem z płytą kalenicową

SCHEMAT BELKI



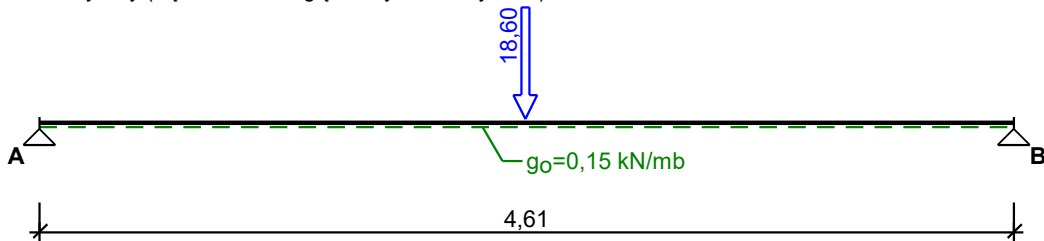
Parametry belki:

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

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

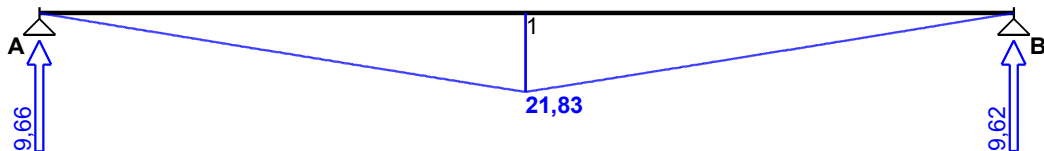
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

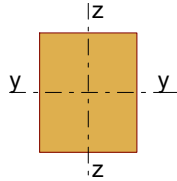
Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_d/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Belka w obiekcie starym, remontowanym

Ugięcie graniczne przęsła $u_{net,fin} = l_o / 250$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **18 / 22 cm**

$$W_y = 1452 \text{ cm}^3, J_y = 15972 \text{ cm}^4, m = 13,9 \text{ kg/m}$$

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

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

Zginanie

Przekrój $x = 2,30 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 21,83 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 15,04 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 1,36 > 1 \quad (!!!)$$

Warunek stateczności:

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

$$\sigma_{m,y,d} = 15,04 \text{ MPa} > k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (135,8\%) \quad (!!!)$$

Ścinanie

Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 9,66 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,37 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (31,7\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_A = 9,66 \text{ kN}$

$$a_p = 10,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,54 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (46,5\%)$$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 2,31 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = 34,64 \text{ mm}$

$$Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = 1,5 \cdot l_o / 250 = 1,5 \cdot 4610 / 250 = 27,66 \text{ mm}$$$

$$u_{fin} = 34,64 \text{ mm} > u_{net,fin} = 27,66 \text{ mm} \quad (125,2\%) \quad (!!!)$$

KONIEC OBLICZEŃ STATYCZNYCH