

1	DANE OGÓLNE	3
2	PODSTAWA OPRACOWANIA.....	3
1.5.	PRAWNA	3
1.6.	TECHNICZNA	3
3	PRZEDMIOT, LOKALIZACJA I FUNKCJA OBIEKTU	4
3.1	PRZEDMIOT I LOKALIZACJA.....	4
3.2	FUNKCJA OBIEKTU	4
4	WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.....	4
5	CHARAKTERYSTYKA STANU PROJEKTOWANEGO	5
6	ROZWIĄZANIA PROJEKTOWE	6
6.1	WAŁ ZIEMNY	6
6.2	POMOST ZWODZONY DREWNIANY	7
6.3	WIATA DREWNIANA	8
6.4	MUR OPOROWY.....	9
7	REMONT, RENOWACJA I PRZEBUDOWA ISTNIEJĄCEGO BUDYNKU REDUTY...BŁĄD! NIE ZDEFINIOWANO ZAKŁADKI.	

II. CZĘŚĆ OBLICZENIOWA

III . CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Nr rys	nazwa	skala
01	Plan sytuacyjny	1:500
02	Przekrój charakterystyczny A-A	1:50
03	Przekrój charakterystyczny B-B	1:50
04	Przekrój charakterystyczny C-C	1:50
05	Przekrój charakterystyczny D-D	1:50
06	Pomost zwodzony drewniany	1:50
07	Wiata drewniana	1:50
08	Mur oporowy	1:50

OPIS TECHNICZNY

1 Dane ogólne

1.1 Inwestor	Zarząd Portu Morskiego Kołobrzeg Sp. z o.o. ul. Portowa 41 78-100 Kołobrzeg
1.2 Obiekt	Rewaloryzacja, rewitalizacja i adaptacja dla funkcji kulturalno-turystycznych Reduty Morast w porcie morskim Kołobrzeg
1.3 Branża	Konstrukcje
1.4 Faza	Projekt budowlany
1.5 Lokalizacja :	dz. 173/3 - obręb 4 78-100 Kołobrzeg

2 Podstawa opracowania

1.5. Prawna

- Umowa z Inwestorem
- Upoważnienie Inwestora

1.6. Techniczna

- Ustawa Prawo budowlane, z dnia 07 lipca 1994 r., Dz. U. z 1994 r. nr 89 poz. 414, z późniejszymi zmianami;
- Dz. U. Nr 63 poz. 735 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
- Dz. U. Nr 43 poz. 430 Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.
- Aktualna mapa do celów projektowych w skali 1:500
- Projekt archiwalny z 1849 r.
- Dokumentacja archiwalna dostarczona przez jednostkę projektową Compono sp. z o.o.
- Ekspertyza budowlana opracowana przez mgr inż. Bartosza Januszewskiego.
- Program prac konserwatorskich, fort Morast w Kołobrzegu opracowany przez mgr Romana Borkowskiego.
- Katalog Detali Mostowych. Transprojekt Warszawa 2002 r.
- Opinia o geotechnicznych warunkach posadowienia.
- Uzgodnienia wykonywane w trakcie sporządzania dokumentacji projektowej.
- Inwentaryzacja obiektu przeprowadzona we wrześniu 2010 r.
- Obowiązujące normy projektowania.

3 Przedmiot, lokalizacja i funkcja obiektu

3.1 Przedmiot i lokalizacja

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany w branży konstrukcyjnej dla zadania: *Rewaloryzacja, rewitalizacja i adaptacja dla funkcji kulturalno-turystycznych Reduty Morast w porcie morskim Kołobrzeg* na działce nr dz. nr 173/3 - obręb 4.

Obiekt zlokalizowany jest przy ul. Warzelniczej w Kołobrzegu.

Zakres robót objętych dokumentacją projektową obejmuje:

- remont, renowację i przebudowę istniejącego budynku reduty;
- odtworzenie w historycznej formie wału ziemnego;
- odtworzenie historycznej kładki pieszej zwodzonej;
- budowę wiaty drewnianej z pomostem-sceną;
- budowę muru oporowego żelbetowego wykończonego materiałem ceramicznym.

Projekt obejmuje swym zakresem rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe opracowane w zakresie pozwalającym na uzyskanie pozwolenia na budowę. Prawidłowe prowadzenie prac będzie możliwe na podstawie projektu wykonawczego, stanowiącego uszczegółowienie niniejszej dokumentacji.

3.2 Funkcja obiektu

Wiodącą funkcją terenu jest funkcja rekreacyjno-wypoczynkowa. Obecnie teren wykorzystywany jest na potrzeby morskiego portu jachtowego.

4 Warunki gruntowo-wodne

Na podstawie badań geotechnicznych z lutego/marca 2012 r. wyodrębniono następujące warstwy geotechniczne:

- **Warstwa Ia** w jej skład wchodzi piaszczyste grunty organiczne z domieszkami piasków mineralnych (namuły piaszczyste i piaski próchnicze wg. Starych klasyfikacji). Występują one bezpośrednio poniżej nasypów lub poniżej dna kanału. Znajdują się w stanie bardzo luźnym. o wartości charakterystycznej stopnia zagęszczenia $ID < 0,20$ (<20,0%). Charakteryzują się niską nośnością i wysoką odkształcalnością;
- **Warstwa Ib** zbudowana z gruntów organicznych – namulów gliniastych, słabo rozłożonych torfów oraz gytii. Grunty te charakteryzują się wysoką ściśliwością $M_o=400\text{kPa}$ i niską wytrzymałością na ścinanie $S_u=30\text{kPa}$. Nie są zalecane jako bezpieczne podłoże budowlane;
- **Warstwa IIb** składa się z piasków średnich oraz piasków drobnych, znajdujących się w stanie średnio zagęszczonym do zagęszczonego, o wartości charakterystycznej stopnia zagęszczenia $ID = 0,62$ (62%). Występuje w postaci ciągłej warstwy poniżej gruntów organicznych;

- **Warstwa IIIb** zbudowana jest się z twardoplastycznych ilów pylastych, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności $IL = 0,13$ ($IC = 0.87$). Charakteryzuje się wysoką nośnością i odkształcalnością;
- **Warstwa IVa** składa się z piasków ilastych, ilów piaszczystych oraz glin ilastych z kamieniami. Znajdują się one w stanie plastycznym, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności $IL = 0,34$ ($IC = 0.66$). Charakteryzuje się przeciętną nośnością i odkształcalnością;

Szczegółowe informacja na temat gruntów przedstawiono w opracowaniu geotechnicznym wykonanym przez GEOPROGRAM Wojciech Andrzejewski, ul. Fordońska 110, 85-739 Bydgoszcz.

Przed przestąpieniem do prac fundamentowych zapoznać się z OPINIĄ GEOTECHNICZNĄ OPRACOWANĄ DLA PRZEDMIOTOWEGO TERENU.

5 Charakterystyka stanu projektowanego

5.1. Wał ziemny

W miejscu istniejących skarp, odtworzono zgodnie z historycznymi rysunkami geometrię i rzędne wysokościowe obwałowań. Skarpy zabezpieczono przed osuwaniem geosiatkami.

Parametry techniczne projektowanego obiektu:

Konstrukcja obiektu:	wał ziemny zbrojony
Minimalna rzędna korpusu wału:	+2,20 mnpm
Maksymalna rzędna korpusu wału:	+7,20 mnpm
Nachylenie głównej skarpy od strony odwodnej:	1:0,9

5.2. Pomost zwodzony drewniany

W miejscu projektowanego ciągu pieszego do fortu historycznego, zaprojektowano pomost zwodzony drewniany. Przyczółki żelbetowe posadowione pośrednio na palach drewnianych. Rzędne posadowienia wg rys.

Parametry techniczne projektowanego obiektu:

Konstrukcja obiektu:	jednoskrzydłowa konstrukcja zwodzona
Długość pomostu w osi podpór:	2,99m
Długość pomostu :	3,31m
Szerokość pomostu w osi podpór:	2,40m
Szerokość pomostu w świetle:	2,58m
Kąt ukosu konstrukcji:	90°

5.3. Wiata drewniana

W miejscu istniejącej wiaty przeznaczonej do rozbiórki zaprojektowano nową wiatę drewnianą z dachem jednospadowym wraz ze sceną. Stopy żelbetowe posadowione bezpośrednio. Rzędne posadowienia wg rys.

Parametry techniczne projektowanego obiektu:

Konstrukcja obiektu:	drewniana szkieletowa otwarta
Długość obiektu :	3,31m
Szerokość obiektu:	2,40m
Kąt pochylenia dachu:	90°
Najwyższa rzędna dachu:	+6,96 mnpm

5.4. Mur oporowy

W celu zabezpieczenia wejść do budynku przed masami ziemnymi obwałowań zaprojektowano mur oporowy żelbetowy wykończony materiałem kamiennym i ceramicznym. Mur oporowy posadowione bezpośrednio. Rzędne posadowienia wg rys.

Parametry techniczne projektowanego obiektu:

Konstrukcja obiektu:	żelbetowa monolityczna
Długość muru:	3,20 m
Grubość ściany (część żelbetowa):	0,30 m
Szerokość płyty:	1,80 m
Rzędna góry ściany:	+5,13 mnpm

6 Rozwiązania projektowe

6.1 Wał ziemny

Analizując warunki gruntowo – wodne, obliczenia stateczności skarpy nasypu, warunki terenowe oraz pomiary geodezyjne projektuje się naprawić przedmiotową skarpe nasypu przez jej zbrojenie geosiatkami.

W przedmiotowej skarpie, po wycince i karczowaniu drzew wykonać wykop roboczy wg do linii pokazanej na przekroju. Następnie należy zabudować skarpe nasypu poprzez ułożenie geosiatek o sztywnych węzłach zakotwionych w korpusie nasypu. Geosiatki rozstawione będą w korpusie nasypu w odległościach co 0,6m. Wytrzymałość geosiatek na rozciąganie w obydwu kierunkach musi wynosić nie mniej niż 30 kN/m. Łączenie geosiatek w obrębie jednego poziomu wykonać „na zakład” minimum 50cm. Materiał mineralny zaprojektowany do zabudowy skarpy nasypu to mieszanka gruntu rodzimego z piaskiem o parametrach: $\phi=30^\circ$ i $C_u=5kPa$. Mieszanka gruntowa musi być wymieszana w sposób zapewniający jej jednorodność.

Materiał wbudowywany w nasyp zagęszczać warstwami o miąższości 30÷40cm (2 warstwy pomiędzy poszczególnymi geosiatkami) do uzyskania stopnia zagęszczenia $I_d=0,75$.

Po wykonaniu wykopu roboczego należy ułożyć warstwę o miąższości 30÷40cm i zagęścić mechanicznie. Na tak uzyskane podbudowie ułożyć geosiatkę. Następnie zasypać ją pospółką (30cm) i zagęszczać mechanicznie. Powyżej dosypać i zagęszczać następną warstwę materiału i ułożyć kolejną geosiatkę. Czynności te powtórzyć jeszcze 9 razy dochodząc do poziomu górnej płaszczyzny wykopu roboczego. Podstawę najwyższej skarpy od strony odwodnej, o nachyleniu 1:0,9, zabezpieczyć przed niszczącym działaniem spływającej wody poprzez wykonanie przyzmy z tłucznia kamiennego o frakcji 16-32 mm.

Na koniec pokryć zabudowaną skarpe warstwą ziemi urodzajnej oraz wykonać na skarpie nawierzchnię trawiastą za pomocą tak zwanego „hydrosiewu” oraz pielęgnować ją przez okres do uzyskania darniny. Skarpy o pochyleniu mniejszym niż 1:1 wzmocnić geosiatką do zazieleniania.

Całość robót wykonać zgodnie z przekrojem przedstawionym w części rysunkowej opracowania.

6.2 Pomost zwodzony drewniany

6.2.1 Posadowienie

Pomost posadowiony w gruntach rodzimych w sposób pośredni na palach drewnianych. W miejscu nasypów grunty stabilizować warstwami 30cm.

Jeżeli prace będą prowadzone w okresie wzmożonych opadów atmosferycznych należy bezwzględnie zabezpieczyć teren wykopów przed wodą opadową. Zaleca się wykonanie tymczasowych przykryć na całej powierzchni fundamentu. Dodatkowo należy wykonać rowki na dnie zbierające wodę do wkopanej wcześniej cembrowiny. Nie dopuszcza się aby grunt w poziomie posadowienia został rozluźniony.

Fundament: zaprojektowano fundament jako pale drewniane, z drewna klasy D40, o długości 6,0 m, pogrążone do głębokości -5,00 m. Ilość pali – 2 szt. pod każdym przyczółkiem.

Przyczółki: przyczółki zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne z betonu C30/37 (B37) W8.

Wszystkie powierzchnie stykające się z gruntem (oraz 20 cm powyżej linii naziomu) należy zabezpieczyć preparatem bitumicznym, pozostałe powierzchnie ścian należy pokryć powłokami ochronnymi do zabezpieczania betonu.

6.2.2 Ustrój nośny

Konstrukcja przęsła pomostu drewniana montowana na połączenia ciesielskie z wykorzystaniem okuć stalowych wykonywana bezpośrednio na placu budowy. Drewno klasy C30. Belki podłużne B1(B1') zaprojektowano z profili 18x18cm, osadzone za pomocą sztab metalowych w łożyskach obrotowych. Belki stężące pomostu S1 zaprojektowano z profili 18x9 cm, zaś element B3 z profili 18x18cm. Przęsło przykryte deskami o szerokości 10cm i wysokości 3,5 cm, ułożonymi na belkach B1(B1').

Belka B2 o wymiarach 18x25 cm pełni funkcję oparcia pomostu na podporach, jednocześnie kończy się zawieszami pod mechanizmy zwodzące.

Zaprojektowano łożyska oraz przeguby wg opracowania mechanicznego. Łożyska osadzić zgodnie z wymaganiami Specyfikacji Technicznej. Zmiana typu łożysk wymaga uzgodnienia projektanta. Łożyska należy osadzić po całkowitym scaleniu konstrukcji stalowej na montażu i odbiorze zespolonych styków montażowych przez Inwestora.

Podpory zaprojektowano w formie drewnianych klocków przytwierdzonych za pomocą blach stopowych do korpusu przyczółka.

Wszystkie elementy drewniane zaimpregnować impregnatem ognioochronnym FOBOS 3 do uzyskania stanu nierozprzestrzeniającego ognia.

6.2.3 Elementy mechaniczne

Elementy mechaniczne wg odrębnego opracowania.

6.3 Wiata drewniana

6.3.1 Posadowienie

Wiatę posadowiono na fundamentach stopowych bowiem obciążenia od ciężaru konstrukcji budowli, a także zmienne (śnieg, wiatr) przekazywane są do gruntu punktowo poprzez słupy.

Przyjęto fundamenty stopowe o wym. 60x70 cm z trzonem 30x40 cm pod oparcie słupów. Stopy zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne z betonu C30/37 (B37) W8. W górnej części trzonu osadzić blachę startową pod mocowanie słupów.

Wszystkie powierzchnie stykające się z gruntem (oraz 20 cm powyżej linii naziomu) należy zabezpieczyć preparatem bitumicznym, pozostałe powierzchnie ścian należy pokryć powłokami ochronnymi do zabezpieczania betonu.

6.3.2 Ustrój nośny

Konstrukcja wiaty zaprojektowany z elementów drewnianych klasy C30. Przekrój słupów zaprojektowano jako kwadratowy o wym. 18x18 cm. Długość słupa S1 355 cm, długość słupa S2 374 cm. Słupy osadzić na trzonach stóp fundamentowych za pomocą blach startowych.

Na trzonach stóp fundamentowych posadowionych na jednym poziomie, na podwójnej papie, ułożyć belki L2 o przekroju (S x H) 11x23cm. Belki L2 połączyć ze słupami i blachą startową za pomocą śrub. Długość elementów L2 492 cm.

Połączenie nośnych elementów pomostu- sceny, belek L1 o przekroju 6x12 cm, z belkami L2 wykonać na nakładkę prostą. Długość belek L1 341 cm. Scena wykonana z desek o szerokości 10cm i wysokości 3,5 cm. Deski ułożone na belkach L2 i przymocowane na kryty gwóźdź.

Elementy nośne konstrukcji dachu wiaty – belki K2 o przekroju 18x20 cm i długości 500 cm, oprzeć na koronie słupów. Rzędne osadzenia belek różne dla danego rzędu słupów. Dodatkowo każdy słup połączony z belką K2 za pomocą miecza M o przekroju kwadratowym 12x12 cm

Na belkach K2 oprzeć belki K1 pełniące funkcję krokwi dachu. Przekrój elementów K1 6x12 cm, długość 309 cm. Dach należy poszyć deskami na zakładkę.

Szkielet konstrukcji wiaty jest łączony przez połączenia ciesielskie, które nie przenoszą momentów węzłowych. Dlatego bardzo ważne w tej konstrukcji są stężenia przestrzenne. Cały ustrój należy usztywnić poprzez stężenia ST o przekroju 12x12 cm, połączone ze słupami w płaszczyźnie utworzonej przez słupy S1 i S2.

Przy budowie wiaty i jej konstruowaniu do wszelkich połączeń zastosować powszechnie znane połączenia ciesielskie wzmacniane wkrętami stalowymi do drewna, śrubami do drewna, gwoździami i stalowymi klamrami ciesielskimi.

Przed ustawianiem konstrukcji wiaty teren należy wyrównać i wypoziomować.

Wszystkie elementy drewniane zaimpregnować impregnatem ognioochronnym FOBOS 3 do uzyskania stanu nierozprzestrzeniającego ognia.

Oznakowanie i rozmieszczenia elementów ustroju nośnego zgodnie z opracowaniem rysunkowym.

6.4 Mur oporowy

6.4.1 Posadowienie

Mur oporowy posadowiony bezpośrednio na płycie, która została zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna z betonu C30/37 (B37) W8. Przyjęto wymiary elementu: szer: 180 cm, dł: 320 cm. Minimalna grubość płyty 30 cm. Płytę należy wykonać ze spadkiem w kierunku przeciwnym do ściany muru.

Wszystkie powierzchnie stykające się z gruntem (oraz 20 cm powyżej linii naziomu) należy zabezpieczyć preparatem bitumicznym, pozostałe powierzchnie ścian należy pokryć powłokami ochronnymi do zabezpieczania betonu.

6.4.2 Ściana oporowa

Konstrukcja muru oporowego w przekroju zaprojektowana została w kształcie litery L. Ścianę i płytę muru wykonać jako jeden element żelbetowy monolityczny. Klasa betonu C30/37 (B37) W8. Ścianę muru o grubości 30 cm i długości 320 cm przewidziano jako element o zmiennej wysokości, co podyktowane jest spadkiem skarpy nasypu. Rzędne góry części konstrukcyjnej muru podano w części rysunkowej opracowania.

Całość wykończyć cegłą ceramiczną i zwieńczyć gzymsem z piaskowca czerwonego.

Wszystkie elementy żelbetowe ściany oporowej są zasłonięte przez materiał wykończeniowy i skarpe wału.

7 Remont, renowacja i przebudowa istniejącego budynku reduty

Istniejący budynek reduty zostanie poddany remontowi, renowacji i przebudowie w zakresie:

- remont istniejących elementów ceglanych, kamiennych w tym odtworzenie zniszczonych elementów i wymiana współczesnych (betonowe zwieńczenie muru fasady, współczesne przemurowania)
- wymiana stolarki okiennej i drzwiowej
- remont istniejących pomieszczeń budynku reduty, w tym toalet i baru
- odtworzenie zaślepionych otworów strzelniczych i wstawienie przeszklenia,
- odtworzenie historycznego mostu zwodzonego,
- odtworzenie historycznego nasypu ziemnego na budynku reduty
- przebudowa istniejącej doziemnej sieci elektrycznej i wodociągowej,
- wykonanie iluminacji świetlnej dla budynku reduty i nasypu ziemnego,
- odtworzenie historycznych pomieszczeń w pomieszczeniach 01 i 06 oraz pomieszczenia baru 04. Projektowaną funkcją będzie funkcja ekspozycyjna (przy zachowaniu funkcji baru).
- roboty remontowe skarpy polegające na dosypaniu gruntu w miejscu ubytków gruntowych, doprowadzenie profilu skarpy do historycznego kształtu, wycinka drzew, pielęgnacja trawników.

Remont i renowacja istniejących elementów drewnianych, ceglanych i kamiennych zostanie wykonana na podstawie programu prac konserwatorskich oraz ekspertyzy stanu istniejącego, stanowiących integralną część projektu budowlanego.

Prace polegające na wzmacnianiu i naprawie elementów konstrukcyjnych bezwzględnie muszą być prowadzone pod nadzorem projektanta.

*mgr inż. **Katarzyna Wilkońska**
upr.bud. ZAP/0040/POOK/07*

*mgr inż. **Łukasz Matłowski**
upr.bud. ZAP/0005/POOK/08*

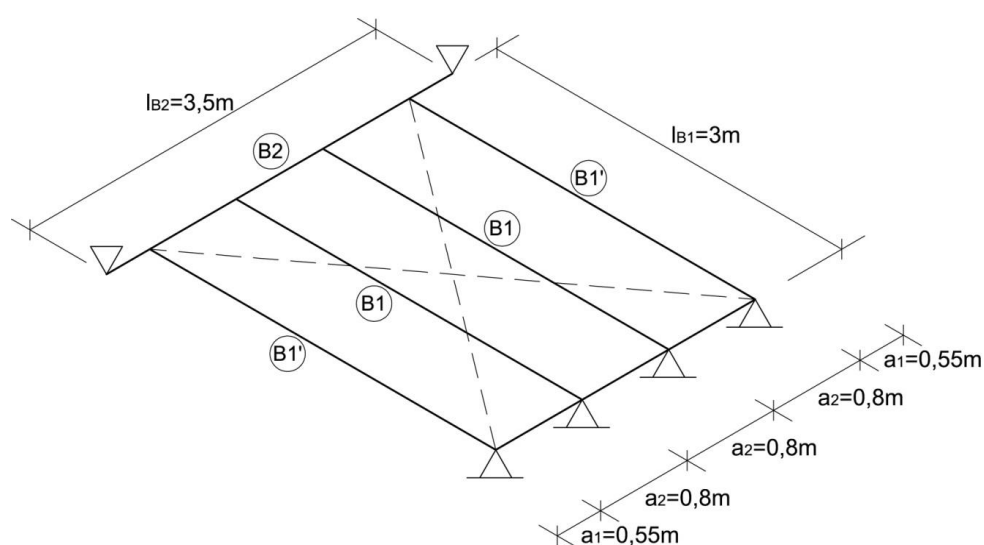
WYCIĄG Z OBLICZEŃ

1. Obliczenia pomostu zwodzonego

1.1. Zestawienie obciążeń.

	q_k	γ_f	q
I. Obciążenia stałe			
1. Poszycie pomostu – deski $h=3,5$ cm	0,21 kN/m ²	1,1	0,23 kN/m ²
2. Belka 180 x 180 [mm]	0,195 kN/m	1,1	0,215 kN/m
3. Belka 180 x 250 [mm]	0,27 kN/m	1,1	0,30 kN/m
II. Obciążenia zmienne			
1. Obciążenie tłumem – wariant 1	5 kN/m ²	1,4	7 kN/m ²
2. Obciążenie siłą skupioną – wariant 2	10 kN	1,4	14 kN

1.2. Schemat obliczeniowy



1.3. Obliczenia elementu B1 (B1').

1.3.1. Obliczenie maksymalnego momentu zginającego

Wariant 1 (obciążenie zmienne tłumem).

Wartość momentu maksymalnego $M_{\max} = 6,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

Wariant 2 (obciążenie zmienne siłą skupioną).

Wartość momentu maksymalnego $M_{\max} = 8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

1.3.2. Wskaźnik wytrzymałości przekroju.

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{180 \cdot 180^2}{6} = 0,972 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

1.3.3. Obliczenie naprężeń.

$$\sigma_{md} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{8 \cdot 10^6}{0,972 \cdot 10^6} = 8,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 8,23 \text{ MPa}$$

1.3.4. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej na zginanie $f_{m,d}$.

- dla drewna klasy C30 $f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$
- klasa trwania obciążenia – średiotrwale
- klasa użytkowania - 3
- częściowy współczynnik bezpieczeństwa
 $\gamma_m = 1,3$
- $k_{\text{mod}} = 0,65$

$$f_{md} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_m} = \frac{0,65 \cdot 30}{1,3} = 15 \text{ MPa}$$

1.3.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności.

- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien drewna $E_{0,\text{mean}} = 12000 \text{ MPa}$
- wartość średnia modułu odkształcenia postaciowego $G_{\text{mean}} = 750 \text{ MPa}$
- 5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 8000 \text{ MPa}$

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{l_d \cdot h \cdot f_{m,d}}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,\text{mean}}}{G_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 0,18 \cdot 15}{3,14 \cdot 0,18^2 \cdot 8000}} \cdot \sqrt{\frac{12000}{750}} = 0,2 \rightarrow k_{\text{crit}} = 1$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{md}} \leq 1$$
$$\frac{8,23}{1 \cdot 15} = 0,55 < 1$$

Warunek nośności spełniony.

1.3.6. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania.

$$U_{\text{fin}} \leq U_{\text{gr}}$$

Ugięcia graniczne.

$$U_{\text{gr}} = \frac{1}{300} \cdot l = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

Ugięcia rzeczywiste.

$$\frac{l}{h} = \frac{3000}{180} = 16,7 < 20$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,18 \cdot 0,18^3}{12} = 8,748 \cdot 10^{-5} m^4$$

Wariant 1 (obciążenie zmienne tłumem).

$$U_{fin} = \frac{5 \cdot q_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

$$U_{fin} = \frac{5 \cdot 4363 \cdot 3^4}{384 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 8,748 \cdot 10^{-5}} \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,18}{3} \right)^2 \right] = 4,7 mm$$

Wariant 2 (obciążenie zmienne siłą skupioną).

$$U_{fin} = \left[\frac{5 \cdot q_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} + \frac{P_k \cdot l^3}{48 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} \right] \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

$$U_{fin} = \left[\frac{5 \cdot 363 \cdot 3^4}{384 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 8,748 \cdot 10^{-5}} + \frac{10000 \cdot 3^3}{48 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 8,748 \cdot 10^{-5}} \right] \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,18}{3} \right)^2 \right] = 6,1 mm$$

$$U_{fin} = 6,1 mm > U_{gr} = 10 mm$$

Ugięcia nie są przekroczone.

1.4. Obliczenia elementu B2.

1.4.1. Obliczenie maksymalnego momentu zginającego

Wariant 1 (obciążenie zmienne tłumem).

Wartość momentu maksymalnego $M_{max} = 15,2 \cdot 10^6 Nmm$.

Wariant 2 (obciążenie zmienne siłą skupioną).

Wartość momentu maksymalnego $M_{max} = 13,8 \cdot 10^6 Nmm$.

1.4.2. Wskaźnik wytrzymałości przekroju.

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{180 \cdot 250^2}{6} = 1,875 \cdot 10^6 mm^3$$

1.4.3. Obliczenie naprężeń.

$$\sigma_{md} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{15,2 \cdot 10^6}{1,875 \cdot 10^6} = 8,11 \frac{N}{mm^2} = 8,11 MPa$$

1.4.4. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej na zginanie $f_{m,d}$

Projekt Budowlany

Rewaloryzacja, rewitalizacja i adaptacja dla funkcji kulturalno-turystycznych Reduty
Morast w porcie morskim Kołobrzeg.

Jak w pkt. 1.3.4 $\rightarrow f_{md} = 15 \text{ MPa}$.

1.4.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności.

- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien drewna $E_{0,\text{mean}} = 12000 \text{ MPa}$
- wartość średnia modułu odkształcenia postaciowego $G_{\text{mean}} = 750 \text{ MPa}$
- 5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 8000 \text{ MPa}$

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{l_d \cdot h \cdot f_{m,d}}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,\text{mean}}}{G_{\text{mean}}}} = \sqrt{\frac{3,5 \cdot 0,25 \cdot 15}{3,14 \cdot 0,18^2 \cdot 8000}} \cdot \sqrt{\frac{12000}{750}} = 0,25 \rightarrow k_{\text{crit}} = 1$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{md}} \leq 1$$

$$\frac{8,11}{1 \cdot 15} = 0,54 < 1$$

Warunek nośności spełniony.

1.4.6. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania.

$$U_{\text{fin}} \leq U_{\text{gr}}$$

Ugięcia graniczne.

$$U_{\text{gr}} = \frac{1}{300} \cdot l = \frac{3500}{300} = 11,7 \text{ mm}$$

Ugięcie rzeczywiste.

$$\frac{l}{h} = \frac{3500}{250} = 14 < 20$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,18 \cdot 0,25^3}{12} = 2,344 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Wariant 1 (obciążenie zmienne tłumem).

$$U_{\text{fin}} = \left[\frac{5 \cdot q_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,\text{men}} \cdot I_x} + \frac{P_{1k} \cdot a_1 \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a_1^2)}{24 \cdot E_{0,\text{men}} \cdot I_x} + \frac{P_{2k} \cdot a_{1+2} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a_{1+2}^2)}{24 \cdot E_{0,\text{men}} \cdot I_x} \right] \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

$$U_{\text{fin}} = \left[\frac{5 \cdot 270 \cdot 3,5^4}{384 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} + \frac{3420 \cdot 0,55 \cdot (3 \cdot 3,5^2 - 4 \cdot 0,55^2)}{24 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} + \frac{6540 \cdot 1,35 \cdot (3 \cdot 3,5^2 - 4 \cdot 1,35^2)}{24 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} \right] \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,25}{3,5} \right)^2 \right] = 0,19 + 1 + 3,9 = 5,6 \text{ mm}$$

Wariant 2 (obciążenie zmienne siłą skupioną).

$$U_{fin} = \left[\frac{5 \cdot q_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} + \frac{P_{1k} \cdot a_1 \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a_1^2)}{24 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} + \frac{P_{2k} \cdot a_{1+2} \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a_{1+2}^2)}{24 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} + \frac{P_k \cdot l^3}{48 \cdot E_{0,men} \cdot I_x} \right] \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

$$U_{fin} = \left[\frac{5 \cdot 270 \cdot 3,5^4}{384 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} + \frac{420 \cdot 0,55 \cdot (3 \cdot 3,5^2 - 4 \cdot 0,55^2)}{24 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} + \frac{540 \cdot 1,35 \cdot (3 \cdot 3,5^2 - 4 \cdot 1,35^2)}{24 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} + \frac{10000 \cdot 3,5^3}{48 \cdot 12 \cdot 10^9 \cdot 2,344 \cdot 10^{-4}} \right] \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,25}{3,5} \right)^2 \right] = 0,19 + 1 + 3,9 = 5,1mm$$

$$U_{fin} = 5,6mm > U_{gr} = 11,7mm$$

Ugięcia nie są przekroczone.

1.4.7. Obliczenia nośności pali fundamentu pośredniego.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenie obliczeniowe pomostu z tłumem: 66,5 kN -> 33,25 kN na jeden przyczółek.

Obciążenie od przyczółka: 52,5 kN

Zaprojektowano 2 pale pod przyczółkiem co daje siłę 42,88 kN na jeden pal.

Wartość obciążenia obliczeniowego działającego wzdłuż pala po uwzględnienia części pograżonej w gruntach nienośnych:

$$Q_r = 44 \text{ kN}$$

Warstwa Pd, $\rho = 20,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 37,3^\circ$ $ID = 0,62$

L.p.	Rzędna	Warstwa	Długość pala	Nośność podstawy			Nośność pobocznicy							Nośność pala			
				qr	Sp	Np.	tr	Asi	hi	Ssi	Nsi	Ns	Tn	Nt	Ntg	m	mNtg
				kPa		kN	kPa	m ²	m		kN	kN	kN	kN	kN		kN
1	-4.50	Pd	1	1305.2	1	64.04	46.2	0.79	1	1	36.2	36.2	0	-	100.3	0.9	90.25
2	-5.50	Pd	2	1595.3	1	78.27	51.3	0.79	1	1	40.3	76.5	-	-	154.8	0.9	139.3
3	-6.50	Pd	3	1885.3	1	92.5	51.3	0.79	1	1	40.3	116.8	-	-	209.3	0.9	188.4
4	-7.30	Pd	3.8	2117.4	1	103.9	51.3	0.63	0.8	1	32.2	149.0	-	-	252.9	0.9	227.6

Warunek:

$$Q_r \leq mNtg$$

Zgodnie z tabelą z obliczeniami na głębokości -4,50 m n.p.m. warunek nośności jest spełniony, jednak zgodnie z normowymi zaleceniami pale pogrążyć 1,5 m w gruncie nośnym na głębokości -5,00 m n.p.m.

2. Obliczenia wiaty drewnianej.

2.1. Obliczenia elementów nośnych dachu.

2.1.1. Zestawienie obciążeń

	q_k	γ_f	q
I. Obciążenia stałe			
1. Deskowanie na zakładkę 4 cm	0,24 kN/m ²	1,2	0,29 kN/m ²
2. Belka K1 6x12 cm	0,043 kN/m	1,3	0,056 kN/m
II. Obciążenia zmienne			
1. Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego (Strefa II, $Q_k = 1,08 \text{ kN/m}^2$, nachylenie połaci 4,0 st. - > $C_1=0,8$)	0,864 kN/m ²	1,5	1,30 kN/m ²
2. Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej dachu - wariant II (strefa II, $q_k = 0,42 \text{ kN/m}^2$, teren B, $z=H=4,1 \text{ m}$, -> $C_e=0,65$, wiatra jednospadowa kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 4,0 \text{ st.}$ -> wsp. aerodyn. $C_a=2$, $C_b=1,16$, $\beta=1,80$) $[0,147 \text{ kN/m}^2]$	0,98 kN/m ² 0,57 kN/m ²	1,5	1,47 kN/m ² 0,86 kN/m ²

2.1.2. Obliczenia elementu K1.

2.1.2.1. Obliczenie maksymalnego momentu zginającego

Obciążenie zmienne śniegiem i wiatrem (parcie wiatru)

Wartość momentu maksymalnego $M_{\max} = 1,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

2.1.2.2. Wskaźnik wytrzymałości przekroju.

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{60 \cdot 120^2}{6} = 0,144 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

2.1.2.3. Obliczenie naprężeń.

$$\sigma_{md} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{1,7 \cdot 10^6}{0,144 \cdot 10^6} = 11,81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 11,81 \text{ MPa}$$

2.1.2.4. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej na zginanie $f_{m,d}$

- dla drewna klasy C 30 $f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$
- klasa trwania obciążenia – krótkotrwałe
- klasa użytkowania - 3
- częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_m = 1,3$

$$k_{m,o,d} = 0,7$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_m} = \frac{0,7 \cdot 30}{1,3} = 16,15 MPa$$

2.1.2.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności.

- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien drewna $E_{0,mean} = 12000 MPa$
- wartość średnia modułu odkształcenia postaciowego $G_{mean} = 750 MPa$
- 5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 8000 MPa$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_d \cdot h \cdot f_{m,d}}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{2,7 \cdot 0,12 \cdot 16,15}{3,14 \cdot 0,06^2 \cdot 8000}} \cdot \sqrt{\frac{12000}{750}} = 0,270 \rightarrow k_{crit} = 1$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_{crit} \cdot f_{md}} \leq 1$$

$$\frac{11,81}{1 \cdot 16,15} = 0,73 < 1$$

Warunek nośności spełniony.

2.1.3. Obliczenia elementu K2.

2.1.3.1. Obliczenie maksymalnego momentu zginającego

Obciążenie zmienne śniegiem i wiatrem (parcie wiatru).

Wartość momentu maksymalnego $M_{max} = 13,0 \cdot 10^6 Nmm$.

2.1.3.2. Wskaźnik wytrzymałości przekroju.

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{180 \cdot 200^2}{6} = 1,2 \cdot 10^6 mm^3$$

2.1.3.3. Obliczenie naprężeń.

$$\sigma_{md} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{13,0 \cdot 10^6}{1,2 \cdot 10^6} = 10,83 \frac{N}{mm^2} = 10,83 MPa$$

2.1.3.4. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej na zginanie $f_{m,d}$

- dla drewna klasy C 30 $f_{m,k} = 30 MPa$
- klasa trwania obciążenia – krótkotrwałe
- klasa użytkowania - 3
- częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_m = 1,3$

$$k_{m,o,d} = 0,7$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_m} = \frac{0,7 \cdot 30}{1,3} = 16,15 MPa$$

2.1.3.4. Sprawdzenie stanu granicznego nośności.

- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien drewna $E_{0,mean} = 12000 \text{ MPa}$
- wartość średnia modułu odkształcenia postaciowego $G_{mean} = 750 \text{ MPa}$
- 5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 8000 \text{ MPa}$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_d \cdot h \cdot f_{m,d}}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{4,4 \cdot 0,20 \cdot 16,15}{3,14 \cdot 0,18^2 \cdot 8000}} \cdot \sqrt{\frac{12000}{750}} = 0,26 \rightarrow k_{crit} = 1$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_{crit} \cdot f_{md}} \leq 1$$

$$\frac{10,83}{1 \cdot 16,15} = 0,67 < 1$$

Warunek nośności spełniony.

2.1.3.5. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania.

Ugięcia graniczne.

$$U_{gr} = \frac{1}{300} \cdot l = \frac{4400}{300} = 14,5 \text{ mm}$$

Ugięcie rzeczywiste

$$\frac{l}{h} = \frac{4400}{200} = 22 > 20$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{180 \cdot 200^3}{12} = 120 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Oddziaływanie sił skupionych od elementów K1 zamieniono na obciążenie ciągłe.

$$U_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot I_x}$$

$$U_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,2 \cdot 4400^4}{12000 \cdot 120 \cdot 10^6} = 14,2$$

$$U_{fin} = 14,2 \text{ mm} < U_{gr} = 14,5 \text{ mm}$$

Ugięcia nie są przekroczone, dodatkowo zaprojektowane miecze zmniejszą rozpiętość belki oraz jej ugięcie.

2.2 Obliczenia słupa.

2.2.1. Obciążenia słupa

Obciążenie słupa jako reakcję od belki K2: $N=13,6 \text{ kN}$

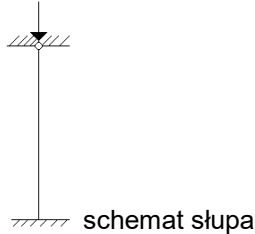
2.2.2. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej drewna na ściskanie ($f_{c,0,d}$)

- dla drewna klasy C 30 $f_{c,0,k} = 23 \text{ MPa}$
- klasa użytkowania konstrukcji – 3
- klasa trwania obciążenia krótkotrwałe
- częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_m = 1,3$

$$k_{m,o,d} = 0,7$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{m,o,d} \cdot f_{c,o,k}}{\gamma_m} = \frac{0,7 \cdot 23}{1,3} = 12,38 MPa$$

2.2.3. Obliczenie długości wyboczeniowej



$$\mu = 0,85$$

$$l = 3,5 \text{ m}$$

$$l_c = \mu \cdot l = 0,85 \cdot 3,5 = 2,975 \text{ m} = 2,975 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

2.2.4. Obliczenie powierzchni obliczeniowej przekroju poprzecznego

$$A_d = 180 \cdot 180 = 3,24 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

2.2.5. Obliczenie współczynnika wyboczeniowego

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

2.2.6. Smukłość słupa

$$\lambda = \frac{l_c}{i_{min}}$$

$$i_{min} = 0,289 \cdot 180 = 52,02 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{2,975 \cdot 10^3}{52,02} = 57,19$$

- naprężenia krytyczna dla drewna C30 $E_{0,05} = 8,0 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 8,0 \cdot 10^3}{57,19^2} = 24,12 \text{ MPa}$$

-smukłość sprowadzona:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{23}{24,12}} = 0,98$$

2.2.6. Współczynnik wyboczeniowy

Współczynnik k.

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,5) + \lambda_{rel}^2] = 0,5[1 + 0,2(0,98 - 0,5) + 0,98^2] = 1,028$$

Współczynnik wyboczeniowy.

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,028 + \sqrt{1,028^2 - 0,98^2}} = 0,747$$

2.2.7. Sprawdzenie naprężeń.

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N}{k_c \cdot A_d} \leq f_{c,o,d}$$

$$\sigma = \frac{13,6 \cdot 10^3}{0,747 \cdot 32400} = 0,56 MPa < 11,3 MPa$$

Naprężenia nie przekraczają dopuszczalnych.

2.3. Obliczenia elementów nośnych podestu.

2.3.1. Zestawienie obciążeń

	q_k	γ_f	q
I. Obciążenia stałe			
1. Poszycie pomostu – deski h=3,5 cm	0,21 kN/m ²	1,2	0,25 kN/m ²
2. Belka L1 6x12cm	0,043 kN/m	1,3	0,056 kN/m
3. Belka 2xL2 22x23cm	0,30 kN/m	1,3	0,39 kN/m
II. Obciążenia zmienne			
1. Obciążenie tłumem	5 kN/m ²	1,4	7 kN/m ²

2.3.2. Obliczenia elementu L1.

2.3.2.1. Obliczenie maksymalnego momentu zginającego.

Obciążenie zmienne tłumem.

Wartość momentu maksymalnego $M_{max} = 3,5 \cdot 10^6 Nmm$.

2.3.2.2. Wskaźnik wytrzymałości przekroju.

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{120 \cdot 120^2}{6} = 0,288 \cdot 10^6 mm^3$$

2.3.2.3. Obliczenie naprężeń.

$$\sigma_{md} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{3,5 \cdot 10^6}{0,288 \cdot 10^6} = 12,15 \frac{N}{mm^2} = 12,15 MPa$$

2.3.2.4. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej na zginanie $f_{m,d}$

- dla drewna klasy C 30 $f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$
- klasa trwania obciążenia – krótkotrwałe
- klasa użytkowania - 3
- częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_m = 1,3$
- $k_{m,o,d} = 0,7$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_m} = \frac{0,7 \cdot 30}{1,3} = 16,15 \text{ MPa}$$

2.3.2.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności.

- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien drewna $E_{0,mean} = 12000 \text{ MPa}$
- wartość średnia modułu odkształcenia postaciowego $G_{mean} = 750 \text{ MPa}$
- 5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 8000 \text{ MPa}$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_d \cdot h \cdot f_{m,d}}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{2,7 \cdot 0,12 \cdot 16,15}{3,14 \cdot 0,12^2 \cdot 8000}} \cdot \sqrt{\frac{12000}{750}} = 0,240 \rightarrow k_{crit} = 1$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_{crit} \cdot f_{md}} \leq 1$$

$$\frac{12,15}{1 \cdot 16,15} = 0,75 < 1$$

Warunek nośności spełniony.

2.3.2.6 Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania.

$$U_{fin} \leq U_{gr}$$

Ugięcia graniczne

$$U_{gr} = \frac{1}{300} \cdot l = \frac{2700}{300} = 9 \text{ mm}$$

Ugięcie rzeczywiste

$$\frac{l}{h} = \frac{2700}{120} = 22,5 > 20$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{120 \cdot 120^3}{12} = 17,28 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$U_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot I_x}$$

$$U_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,75 \cdot 2700^4}{12000 \cdot 17,28 \cdot 10^6} = 9,17$$

$$U_{fin} = 9,2 \text{ mm} > U_{gr} = 9 \text{ mm}$$

Dopuszczalne ugięcia są przekroczone, więc podparcie belek L1 wykonano w sposób zmniejszający rozpiętość elementów.

2.3.3. Obliczenia elementu L2.

2.3.3.1. Obliczenie maksymalnego momentu zginającego

Obciążenie zmienne obciążenie tłumem.

Wartość momentu maksymalnego $M_{\max} = 24,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

2.3.3.2. Wskaźnik wytrzymałości przekroju.

Przekrój złożony z dwóch belek L2

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{220 \cdot 230^2}{6} = 1,94 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

2.3.3.3. Obliczenie naprężeń.

$$\sigma_{md} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{24,3 \cdot 10^6}{1,94 \cdot 10^6} = 12,53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 12,53 \text{ MPa}$$

2.3.3.4. Ustalenie wytrzymałości obliczeniowej na zginanie $f_{m,d}$

- dla drewna klasy C 30 $f_{m,k} = 30 \text{ MPa}$
- klasa trwania obciążenia – krótkotrwałe
- klasa użytkowania - 3
- częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_m = 1,3$
- $k_{m,o,d} = 0,7$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_m} = \frac{0,7 \cdot 30}{1,3} = 16,15 \text{ MPa}$$

2.3.3.5. Sprawdzenie stanu granicznego nośności.

- średni moduł sprężystości wzdłuż włókien drewna $E_{0,mean} = 12000 \text{ MPa}$
- wartość średnia modułu odkształcenia postaciowego $G_{mean} = 750 \text{ MPa}$
- 5% kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,05} = 8000 \text{ MPa}$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_d \cdot h \cdot f_{m,d}}{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} = \sqrt{\frac{4,4 \cdot 0,23 \cdot 16,15}{3,14 \cdot 0,22^2 \cdot 8000}} \cdot \sqrt{\frac{12000}{750}} = 0,23 \rightarrow k_{crit} = 1$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_{crit} \cdot f_{md}} \leq 1$$
$$\frac{12,53}{1 \cdot 16,15} = 0,78 < 1$$

Warunek nośności spełniony.

2.3.3.6. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowania.

Ugięcia graniczne.

$$U_{gr} = \frac{1}{300} \cdot l = \frac{4400}{300} = 14,5mm$$

Ugięcie rzeczywiste

$$\frac{l}{h} = \frac{4400}{230} = 19,1 < 20$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{220 \cdot 230^3}{12} = 223,1 \cdot 10^6 mm^4$$

Oddziaływanie sił skupionych od elementów L1 zamieniono na obciążenie ciągłe

$$U_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{E_{0,mean} \cdot I_x} \cdot \left[1 + 19,2 \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]$$
$$U_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,65 \cdot 4400^4}{12000 \cdot 223,1 \cdot 10^6} \cdot \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{230}{4400} \right)^2 \right] = 14,67 mm$$

$$U_{fin} = 14,67 mm > U_{gr} = 14,5 mm$$

Dopuszczalne ugięcia są nieznacznie przekroczone, więc podparcie belek L2 wykonstruowano w sposób zmniejszający rozpiętość elementów.

*mgr inż. **Katarzyna Wilkońska**
upr.bud. ZAP/0040/POOK/07*

*mgr inż. **Łukasz Matłowski**
upr.bud. ZAP/0005/POOK/08*