

PROJEKT TECHNICZNO- WYKONAWCZY

**BUDOWY BUDYNKU UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ WRAZ Z INFRASTRUKTURĄ
TECHNICZNĄ ORAZ BUDOWĄ PARKINGU, ZLOKALIZOWANEGO NA DZIAŁCE NR 838/2
W SOŁECTWIE ŻABNICA, GMINA WĘGIERSKA GÓRKA.**

KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO „IX”

ADRES INWESTYCJI: Żabnica, ul. Szkolna
Działka nr 838/2,
Jednostka ewidencyjna: Węgierska Górka
Obręb: 0004 Żabnica

INWESTOR: Urząd Gminy Węgierska Górka
ul. Zielona 143, 43-430 Węgierska -Górka

DANE DOTYCZĄCE PROJEKTANTÓW:

Jednostka autorska projektu: AK INŻYNIERIA BUDOWLANA ANDRZEJ KRZUS,
UL. WESOŁA 189, 34-326 PIETRZYKOWICE

BRANŻA : Konstrukcja

AUTORZY PROJEKTU KONSTRUKCJI:

Projektant: mgr inż. **Grzegorz Przysiał**
Upr. bud. bez ograniczeń
Nr **SLK/9363/PWBKb/20**

Sprawdzający: mgr inż. **Andrzej Krzus**
Upr. bud. bez ograniczeń
Nr **SLK/4827/PWOK/13**

PAŹDZIERNIK, 2021

A. CZĘŚĆ OPISOWA

- I. Opis techniczny konstrukcji budynku
- II. Obliczenia statyczne i wymiarowanie przekrojów

B. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. K-01	Rzut płyty fundamentowej	1:75
Rys. K-02	Szczegół posadowienia płyty fundamentowej	1:20
Rys. K-03	Zbrojenie krawędziowe płyty fun.	1:75
Rys. K-04	Zbrojenie dolne płyty fun.	1:75
Rys. K-05	Zbrojenie górne płyty fun.	1:75
Rys. K-06	Dozbrojenie płyty fun.	1:75
Rys. K-07	Schemat konstrukcji parteru	1:75
Rys. K-08	Schemat konstrukcji poddasza	1:75
Rys. K-09	Rzut stropu parteru	1:75
Rys. K-10	Zbrojenie dolne płyty stropowej parteru	1:75
Rys. K-11	Zbrojenie górne płyty stropowej parteru	1:75
Rys. K-12	Rzut więźby dachowej	1:75
Rys. K-13	Przekroje więźby dachowej	1:75
Rys. K-14	Schemat konstrukcji ścian szczytowych	1:50

I. Opis techniczny konstrukcji

1. Podstawa opracowania.

- [1] - Projekt architektoniczno - budowlany budynku mieszkalnego jednorodzinnego
- [2] - Opinia geotechniczna z listopada 2021 r. autorstwa „Geologia Jolanta Michoń”
ul. Modrzewiowa 53, 43-340 Kozy
- [3] - PN-EN 1990 – EC0: Podstawy projektowania konstrukcji
- [4] - PN-EN 1991 – EC1: Oddziaływanie na konstrukcję
- [5] - PN-EN 1992 – EC2: Projektowanie konstrukcji betonowych
- [6] - PN-EN 1995 – EC5: Projektowanie konstrukcji drewnianych
- [7] - PN-EN 1996 – EC6: Projektowanie konstrukcji murowych
- [8] - PN-EN 1997 – EC7: Projektowanie geotechniczne

2. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego.

Projektowany budynek jest obiektem parterowym z poddaszem użytkowym, niepodpiwniczony. Budynek posadowiono bezpośrednio na ocieplonej płycie fundamentowej gr. 20cm. Płyta fundamentowa osadzona zostanie a kolumnach wierconych CFA (ang. Continuous Flight Auger) o średnicy 400 mm. Ściany nośne zewnętrzne i wewnętrzne grubości 240 mm z bloczków z betonu komórkowego Np. Solbet, ściany działowe grubości 120 mm, wykonane z bloczków z betonu komórkowego. Ściany zewnętrzne izolowane styropianem grubości 200 mm. Strop zaprojektowano jako żelbetowy monolityczny gr. 22 cm. Więźbę dachową zaprojektowano w konstrukcji drewnianej, jako więźbę płasko-szczytową opartą na murłatach leżących na ścianach parteru i płatwiach pośrednich opartych na ścianach i słupach. Dach dwuspadowy o nachyleniu 33°, kryty dachówką cementową / ceramiczną. Do dachu przyłączona jest lukarna wykonana w postaci więźby krokwiowych opartych na płatwi kalenicowej i krokwiach kosзовych. Dach dwuspadowy o nachyleniu 38°, kryty dachówką cementową / ceramiczną.

3. Kategoria geotechniczna obiektu budowlanego.

- kategoria geotechniczna (wg. Dz.U. 2012 nr 0 poz. 463) **2**
- warunki gruntowe- wodne (wg. Dz.U. 2012 nr 0 poz. 463) **proste**
(kategorię geotechniczną i warunki gruntowe przyjęto na w oparciu o opinie geotechniczną z listopada 2021 r. autorstwa pracowni Geologia Jolanta Michoń” ul. Modrzewiowa 53, 43-340 Kozy)
- kategoria konstrukcji murowanych: (wg. PN-EN 1996-1-1:2005+AC:2009)
elementów murowych **I**
wykonania robót **A**

4. Stopień agresywności środowiska.

W materiałach przekazanych przez Inwestora do opracowania, brak danych o agresywnych czynnikach środowiska. Konstrukcję zaprojektowano tak, aby przez cały przewidywany okres użytkowania w zadanych warunkach środowiska i przy zadanej konserwacji odpowiadała założonemu przeznaczeniu.

5. Klasa odporności pożarowej.

Dwukondygnacyjny budynek kwalifikowany od kategorii ZL III zagrożenia ludzi w klasie odporności pożarowej D. Szczegół związany z klasą odporności pożarowej oraz klasa odporności ogniowej i stopień rozprzestrzeniania ognia elementów budowlanych zawarte w projekcie architektoniczno- budowlanym.

6. Warunki gruntowe.

Pod względem morfologicznym omawiana działka znajduje się w obrębie doliny potoku Żabniczanka. Jest to teren płaski. Deniwelacja terenu pomiędzy najwyższą i najniższą położonym otworem badawczym wynosi ok 0,41 m. W chwili wykonywania prac terenowych omawiany teren stanowił park z placem zabaw. Omawiany obszar należy do zlewni rzeki Wisła. Na podstawie analizy wyników uzyskanych z badań laboratoryjnych oraz prac polowych, kameralnych oraz materiałów archiwalnych, stwierdza się, że na omawianym terenie do głębokości osiągniętej wykonanymi wyrobiskami występują utwory wiekowe:

- **Czwartorzędowego (holocen)** w miejscu wykonanych wyrobisk wykształcone w postaci:
 - Żwirów i otoczków z domieszką gliny;
 - Żwirów i otoczków.

Teren inwestycji przykrywa warstwa nasypu niekontrolowanego.

W podłożu terenu inwestycji do głębokości osiągniętej wykonanymi wyrobiskami występuje woda gruntowa w postaci czwartorzędowego, holocenijskiego poziomu wodonośnego. Kolektorem dla w/w poziomu wodonośnego jest warstwa czwartorzędowych, holocenijskich utworów niespoistych wykształconych jako żwiry i otoczaki z domieszką gliny. Stwierdzony lokalny poziom wodonośny posiada zwierciadło o charakterze napiętym. Takie występowanie wody gruntowej będzie miało znaczenia na sposób posadowienia oraz późniejszą eksploatację projektowanej inwestycji. W warstwie nasypów niekontrolowanych stwierdzono występowanie śródwarstwowych sączeń wody **o dużej intensywności**. Podczas opadów deszczu oraz roztopów może pojawić się znacznie większa ilość śródwarstwowych sączeń wody i mogą być one jeszcze bardziej intensywne. Takie występowanie wody gruntowej będzie miało znaczenie dla realizowanej inwestycji a w późniejszym czasie również na jej eksploatację.

7. UWAGI

- Podstawą do rozpoczęcia robót jest otrzymanie uprawomocnionej decyzji o pozwoleniu na budowę.
- Na każdym etapie budowy należy zapewnić stateczność wbudowanych elementów.
- Wszystkie prace prowadzić pod nadzorem pracowników uprawnionych do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych na budowie.
- Należy stosować wyłącznie materiały i elementy konstrukcyjne, które posiadają wymagane atesty, certyfikaty i świadectwa dopuszczenia (zgodnie z Ustawą z dnia 16 kwietnia 2004r. o wyrobach budowlanych – Dz.U.02.92.881).
- Roboty budowlane wykonywać zgodnie z „warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych”.
- W przypadku stwierdzenia, podczas wykonywania robót budowlanych, rozbieżności pomiędzy stanem faktycznym, a dokumentacją należy o tym fakcie poinformować projektanta. Prace prowadzić po zapoznaniu się z projektami wszystkich branż.
- Przy stosowaniu materiałów budowlanych należy bezwzględnie stosować się do instrukcji i wytycznych producentów.
- Należy stosować wyłącznie szalunki inwentaryzowane, systemowe.
- Przerwy robocze w betonowaniu konsultować z projektantem (w projekcie nie opisano)
- Przed wykonaniem elementów żelbetowych lokalizację i gabaryty otworów oraz przepustów zweryfikować z dokumentacją architektoniczną i opracowaniami branżowymi. Ewentualnie rozbieżności konsultować z projektantem.

8. Przyjęte rozwiązania konstrukcyjne.

8.1. Fundamenty.

8.1.1. Płyta fundamentowa

Przyjęto posadowienie budynku na ocieplonej płycie fundamentowej grubości 250 mm, miejscowo płyta została pogrubiona do 350 mm. Przyjęto zbrojenie krzyżowo siatką stalową zgrzewaną Q524 o prętach żebrowanych #10 w obu kierunkach i oczku 150x150mm, dozbrojoną miejscowo górą elementu oraz siatką stalową zgrzewaną Q335 o prętach żebrowanych #8 w obu kierunkach i oczku 150x150mm, dozbrojoną miejscowo dołem elementu. Dodatkowo zaprojektowano w płycie żebra ukryte dosztywniające konstrukcję w miejscach oparcia jej na palach. Płyta fundamentowa osadzona zostanie na kolumnach wierconych CFA (ang. Continous Flight Auger) o średnicy 400 mm- projekt palowania stanowi odrębne opracowanie. Izolację z płyt styropianowych ułożonych na płycie fundamentowej. Do wykonania płyty fundamentowej zastosowano beton klasy C25/30 (B-30) oraz stal klasy A-IIIIN. Płytę wykonać na warstwie zagęszczonej podbudowy piaskowo-żwirowej (wskazane kruszywo pochodzące z przekruszenia o ostrych krawędziach ziaren) o zmiennej miąższości, dostosowanej do poziomu posadowienia budynku i poziomu terenu oraz na warstwie chudego betonu (B5), zgodnie z rysunkiem szczegółowym K-02.

8.1.2. Prowadzenie prac fundamentowych.

Prace fundamentowe rozpocząć od usunięcia z powierzchni terenu warstwy nasypu niekontrolowanego do głębokości zgodnej planowanym poziomem posadowienia obiektu. Po obwodzie wykop pogłębić do głębokości ~1,2m. Wykop pod płytę wykonać na szerokość co najmniej 1,00 m na zewnątrz od krawędzi budynku. Dno wykopu uformować z lekkim spadkiem ok.1% poczynając od środka budynku ku jego zewnętrznym krawędziom. U podstawy nasypu wykonać drenaż opaskowy odprowadzający wody opadowe które mogą przedostać się pod fundament budynku.

Wykonany wykop wypełnić gruntem niewysadzinowym, dobrze przepuszczalnym, naturalnym lub pochodzącym z przekruszenia skał naturalnych o uziarnieniu odpowiadającym żwirom, piaskom grubym oraz średnim lub mieszaninie tych gruntów, pod warunkiem że zawartość cząstek o średnicy

zastępczej 0,02mm nie przekroczy 10%. Podbudowę zagęścić mechanicznie do osiągnięcia wskaźnika zagęszczenia min. $I_s = 0,98$ (zagęszczać warstwami nie większymi niż 30 cm). W miejscach gdzie nasyp podbudowy przekroczy wysokość 0,5m (do zweryfikowania po ostatecznym ustaleniu poziomu posadowienia budynku. Wszelkie prace ziemne prowadzić w okresach suchych, nie dopuszczając do zalania wykopu.

Kolejnym etapem prac fundamentowych jest wykonanie płyty nośnej budynku. Zbrojenie i prace betoniarские wykonać zgodnie z załączonymi rysunkami konstrukcyjnymi. Układanie mieszanki betonowej należy przeprowadzić starannie zagęszczając ją za pomocą wibratorów pograżalnych. Powierzchnię górną płyty zawibrować przy użyciu wibrołaty dla uzyskania równej powierzchni. Beton należy pielęgnować zgodnie z ogólnymi zasadami, nie dopuszczając do jego przemarznięcia lub przedwczesnego wysuszenia / przegrzania. Przy wykonywaniu płyt fundamentowych należy pamiętać o wyprowadzeniu przepustów i króćców wszystkich instalacji, które są projektowane poniżej poziomu posadowienia. Średnica przepustów winna zapewnić niezbędne luzy dla pracy konstrukcji (min. 25mm luzu między krawędzią przyłącza a przepustem).

Płyta fundamentowa wykonana zostanie na uprzednio przygotowanych kolumnach wierconych CFA (ang. Continuous Flight Auger) o średnicy 400 mm, których projekt jest przedmiotem niniejszego opracowania.

8.1.3. Odwodnienie fundamentów.

U podstawy podbudowy należy umieścić drenaż opaskowy z odprowadzeniem wody do instalacji melioracyjnej, kanalizacji deszczowej lub studni chłonnej. **Do drenażu opaskowego nie wolno odprowadzać wody opadowej z instalacji odwodnienia dachu budynku i innych powierzchni wokół budynku.** Wokół całego budynku należy zachować na szerokości min. 1,0 m pas gruntu z zapewnieniem spadku o nachylenia około 5% na zewnątrz budynku w celu szybkiego odprowadzenia wody opadowej poza obszar posadowienia budynku.

8.2. Ściany.

8.2.1. Ściany zewnętrzne.

Projektuje się ściany zewnętrzne warstwowe – warstwę nośną stanowi elementy drobnowymiarowe z bloczków z betonu komórkowego grubości 240 mm, warstwę izolacji cieplnej styropian o grubości 20 cm, a warstwę zewnętrzną tynk strukturalny (warstwa fakturowa).

8.2.2. Ściany wewnętrzne.

Ściany wewnętrzne projektuje się jako jednowarstwowe. warstwę nośną stanowi elementy drobnowymiarowe z bloczków z betonu komórkowego 240 mm.

8.2.3. Ścianki działowe.

Ściany działowe projektuje się jako jednowarstwowe. warstwę nośną stanowi elementy drobnowymiarowe z bloczków z betonu komórkowego 120 mm.

8.3. Strop.

Nad parterem zaprojektowano strop żelbetowy, płytowy monolityczny o wysokości konstrukcyjnej 22 cm oparty na ścianach zewnętrznych oraz podciągu żelbetowym wykonany z betonu C20/25, stal zbrojeniowa konstrukcyjna klasy A-IIIN (BSt500S)

8.4. Wieńce.

Wieńce żelbetowe monolityczne wykonane na wszystkich ścianach nośnych, materiały - beton C20/25, stal zbrojeniowa konstrukcyjna klasy A-IIIN (BSt500S). Wieńce parteru wykonane zostaną jaką część stropu żelbetowego parteru z betonu C25/30.

8.5. Nadproża okienne i drzwiowe.

Nadproża w ścianach murowanych w poziomie parteru, piętra nad otworami okiennymi i drzwiowymi zaprojektowano jako żelbetowe monolityczne z betonu C25/30 zbrojone stalą A-IIIN. Schematy statyczne – belka swobodnie podparta jednoprzęsłowa

8.6. Więźba dachowa.

Budynek przekryto dachem w konstrukcji drewnianej, wykonanym w postaci wiązarów płatwiowo-kleszczowych o krokwiach 80x200mm, opartych na murlatach 140x140 mm leżących na ścianach kolankowych i płatwi pośrednich drewnianych 200x280 oraz na odcinku stalowych w postaci profilu HEA320. Płatwie oparte na ścianach i słupach. Dach dwuspadowy o nachyleniu 33°, kryty dachówką cementową / ceramiczną. Do dachu przyłączona jest lukarna wykonana w postaci wiązarów krokwiowych opartych na płatwi kalenicowej 140x240mm i krokwiach kosзовych. Dach dwuspadowy o nachyleniu 38°, kryty dachówką cementową / ceramiczną.

II. Obliczenia statyczne i wymiarowanie przekrojów

1. Obciążenia.

1.1. Obciążenia stałe PN-EN1991-1-1.

C- Ociążenie stałe od pokrycia dachu:	g_k [kN/m ²]
dachówka cementowa, zakładkowa	0,580
Łaty, kontrłaty	0,050
folia wstępnego krycia, paroizolacja etc.	0,020
Σ:	0,65
C- Ocieplenie dachu:	g_k [kN/m ²]
włna mineralna (mata) [0,30*0,60 kN/m3]	0,180
instalacje, paroizolacja etc.	0,030
plyta G-K 12,5mm [0,012*12,0 kN/m3]	0,150
gładź gipsowa [0,003*12,0 kN/m3]	0,036
Σ:	0,40
B – Strop parteru (bez ciężaru płyty stropowej)	g_k [kN/m ²]
plytki ceramiczne/gres/panele/wykładziny	0,320
wylewka cementowa [0,06*21,0kN/m3]	1,260
izol. termiczna (styropian) [0,07 x 0,45kN/m3]	0,032
plyta stropowa żelbetowa 22cm	
instalacje, paroizolacja etc.	0,050
plyta G-K 12,5mm [0,0125*12,0 kN/m3]	0,150
gładź gipsowa [0,003*12,0 kN/m3]	0,036
Σ:	1,85
A – Podłoga na gruncie:	g_k [kN/m ²]
plytki ceramiczne/gres/ panele/ wykładziny	0,320
wylewka cementowa [0,06*21,0kN/m3]	1,260
izol. termiczna (styropian) [0,15 x 0,45kN/m3]	0,068
papa termozgrzewalna (izolacja przeciwilgociowa)	0,150
Σ:	1,80
1– Ściana zewnętrzna 240mm:	g_k [kN/m ²]
tynk mineralny + klej [0,020 x 19,0 kN/m3]	0,380
izolacja styropian 20cm [0,20x 0,45 kN/m3]	0,090
Bloczki z bet. Kom. 24cn [0,24 x 10,0k kN/m3]	2,400
tynk cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m3]	0,380
Σ:	3,25
2– Ściana zewnętrzna 240mm:	g_k [kN/m ²]
tynk mineralny + klej [0,020 x 19,0 kN/m3]	0,380
izolacja styropian 30cm [0,30x 0,45 kN/m3]	0,135
Bloczki z bet. Kom. 24cn [0,24 x 10,0k kN/m3]	2,400
tynk cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m3]	0,380
Σ:	3,30
3– Ściana zewnętrzna- okładzina kamień 240mm:	g_k [kN/m ²]
okładzinna kamienna [0,05 x 28,0 kN/m3]	1,400
izolacja styropian 20cm [0,20x 0,45 kN/m3]	0,090
Bloczki z bet. Kom. 24cn [0,24 x 10,0k kN/m3]	2,400
tynk cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m3]	0,380
Σ:	4,27
4– Ściana zewnętrzna- okładzina drewn. 240mm:	g_k [kN/m ²]
deski elewacyjne [0,03 x 7,0 kN/m3]	0,210
izolacja styropian 20cm [0,20x 0,45 kN/m3]	0,090
Bloczki z bet. Kom. 24cn [0,24 x 10,0k kN/m3]	2,400
tynk cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m3]	0,380
Σ:	3,08
5– Ściana wewnętrzna- 240mm:	g_k [kN/m ²]
tynk cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m3]	0,380
Bloczki z bet. Kom. 24cn [0,24 x 10,0k kN/m3]	2,400
tynk cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m3]	0,380
Σ:	3,16

6- Ściana wewnętrzna- 120mm:	g_k [kN/m ²]
plytki ściennie	0,32
tynek cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m ³]	0,380
Bloczki z bet. Kom. 12cn [0,12 x 10,0k kN/m ³]	1,200
tynek cem-wap. [0,020x 19,00 kN/m ³]	0,380
plytki ściennie	0,320
Σ:	2,60

SCH1 – Schody:	g_k [kN/m ²]
plytki ceramiczne/ panele/ wykładziny	0,320
plyta 15cm + stopnie [(0,15+0,5*0,18)m * 25,0 kN,m ³]	6,000
Σ:	6,32

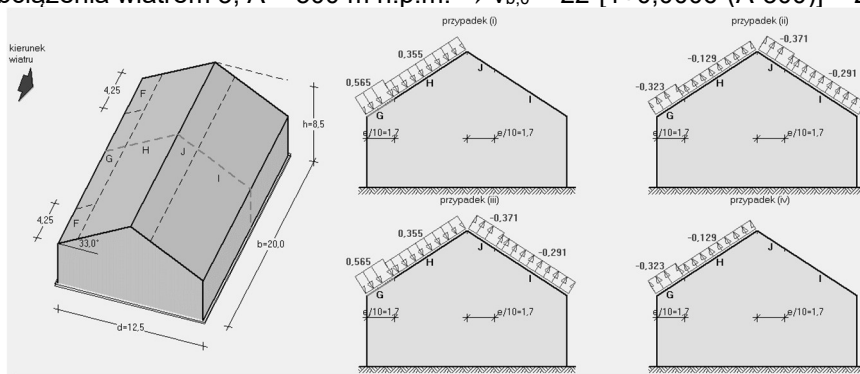
1.2. Obciążenia zmienne.

Obiekt inwestycji znajduje się w wsi Żabnica . Teren inwestycji znajduje się na wysokości ok.500 m n.p.m. w 3 strefie obc. śniegiem oraz w 3 strefie obc. wiatrem.

1.2.1. Obciążenie wiatrem PN-EN1991-1-4.

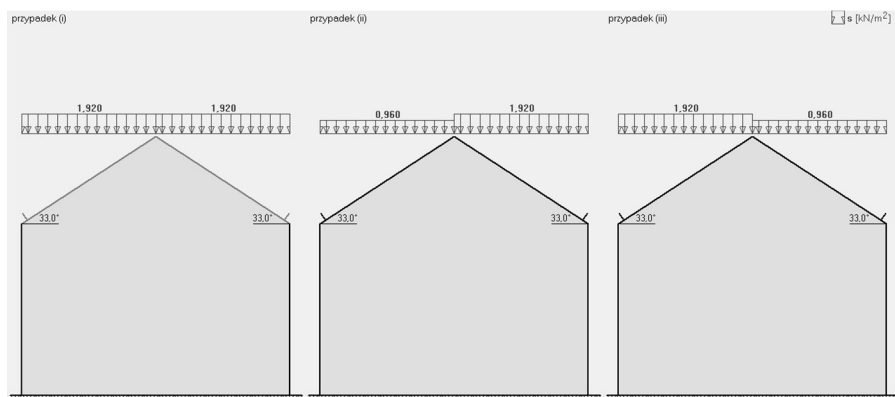
- 3 strefa ob. wiatrem (H = 500 m n.p.m.)
- kategoria terenu II
- wysokość budynku h=8,50 m
- dach dwuspadowy; $\alpha = 33^\circ$

- strefa obciążenia wiatrem 3; A = 500 m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22 \cdot [1 + 0,0006 \cdot (A - 300)] = 24,64$ m/s



1.2.2. Obciążenie śniegiem PN-EN1991-1-3.

- 3 strefa ob. śniegiem (H =500 m n.p.m.)
- teren normalny
- warunki lokalizacyjne: przypadek A
- dach dwuspadowy; $\alpha = 33^\circ$



- strefa obciążenia śniegiem 3; A = 500 m n.p.m. $\rightarrow s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 2,400$ kN/m²

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,400 = 1,920 \text{ kN/m}^2$$

1.2.3. Obciążenie użytkowe PN-EN1991-1-1.

- Pow. kategorii C1 (czytelnia,): $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Pow. kategorii E1 (np. składowanie książek): $q_k = 7,50 \text{ kN/m}^2$
- Pow. kategorii C4 (np. sale tańca): $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- Schody: $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- Zastępcze od ścianek dz.: $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

UWAGA:

- Szczegółowe obliczenia konstrukcyjne do wglądu w archiwum projektanta.

2. Dach drewniany budynku- 33°

Drewno:

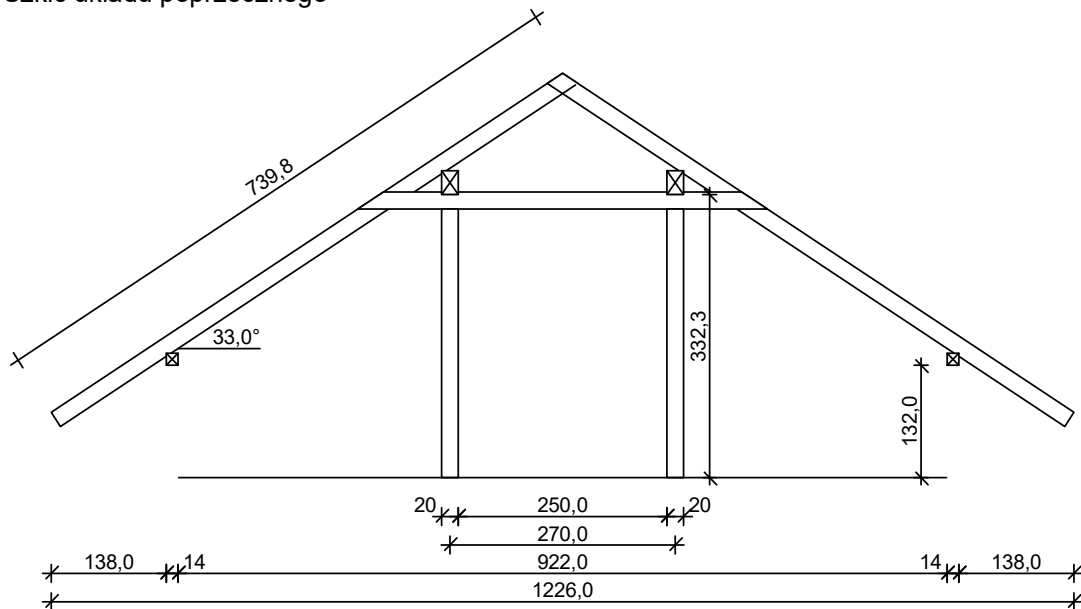
drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

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

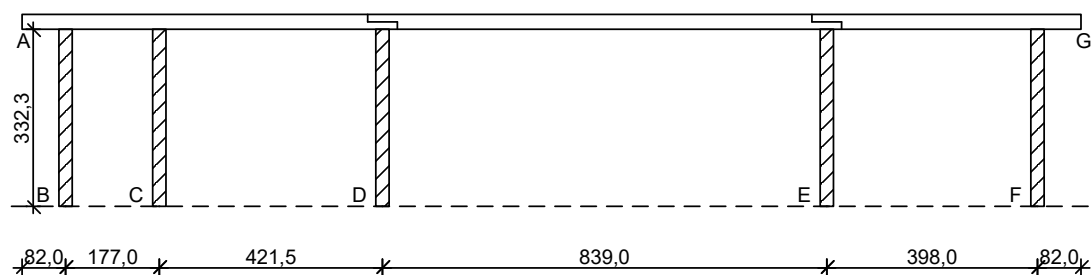
2.1. WIĄZAR DACHOWY GŁÓWNY

DANE

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 33,0^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 0,35$ m

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,00$ m

Wysięg wspornika murłaty $l_{mw} = 0,82$ m

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

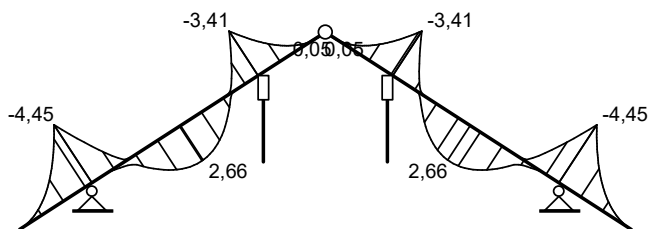
- pokrycie dachu : $g_k = 0,650$ kN/m²,
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem :
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,920$ kN/m²,
 - na połaci prawej $s_{kp} = 1,920$ kN/m²,
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem :
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = 0,355$ kN/m²,
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = -0,129$ kN/m²,
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,291$ kN/m²,
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,400$ kN/m²,

Założenia obliczeniowe:

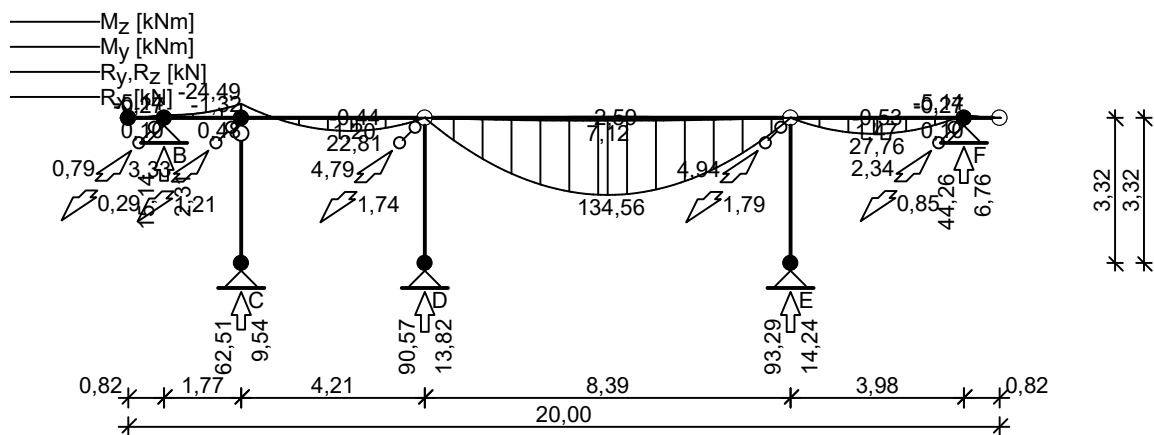
- klasa użytkowania konstrukcji: 1

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYNIKI

Krokiew 8/20 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 68,8 < 150$$

$$\lambda_z = 15,2 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

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

$$M_y = 2,66 \text{ kNm}, \quad N = 6,43 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,98 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,593$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,390 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,237 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (murlacie)

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

$$M_y = -4,45 \text{ kNm}, \quad N = 9,93 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 11,55 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,786 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

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

$$u_{fin} = 4,59 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 300 = 3971 / 300 = 13,24 \text{ mm} \quad (34,7\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

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

$$u_{fin} = 2,53 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1729 / 200 = 17,29 \text{ mm} \quad (14,7\%)$$

Płatew 20/28 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 11,1 < 150$$

$$\lambda_z = 15,6 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,29 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,81 \text{ kN/m}$$

Odcinek A - B:

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = -5,14 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,24 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 1,97 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,139 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,102 < 1$$

Maksymalne ugięcie wspornika

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

$$u_{fin} = 1,44 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (17,5\%)$$

Odcinek B - C:

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = -24,93 \text{ kNm}, \quad M_z = -1,19 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 9,54 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,676 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,495 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

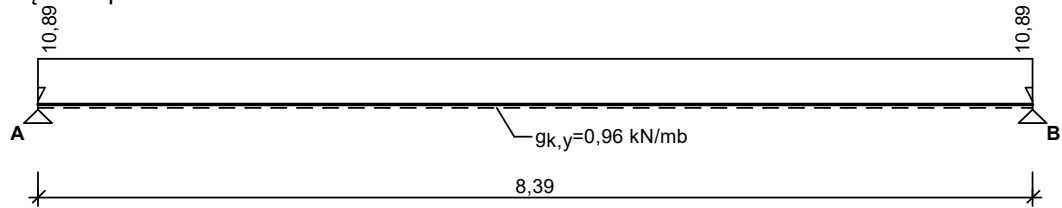
$$u_{fin} = 0,90 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 300 = 5,90 \text{ mm} \quad (15,2\%)$$

Odcinek C - D:

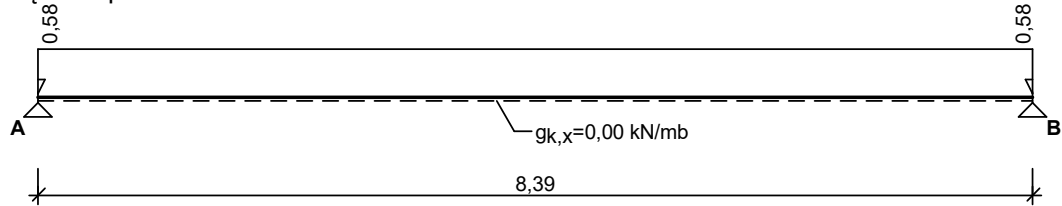
Płatew drewniana została zamieniona na płatew stalową:

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Obciążenie pionowe

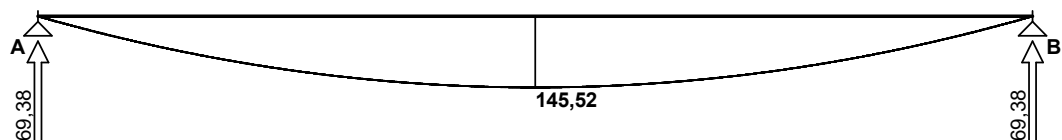


Obciążenie poziome

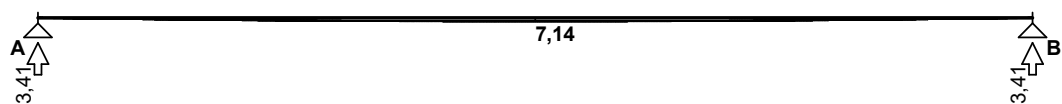


WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

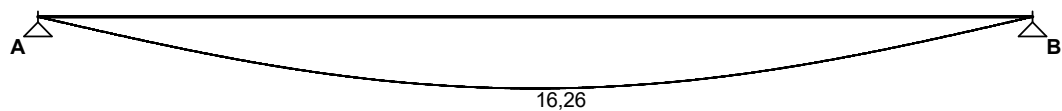
Momenty zginające M_x [kNm]:



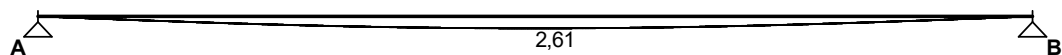
Momenty zginające M_y [kNm]:



Ugięcia $f_{k,y}$ [mm]:



Ugięcia $f_{k,x}$ [mm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Belka zginana dwukierunkowo

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE

Przekrój: **HE 320 A**

$A_{vy} = 27,9 \text{ cm}^2$, $A_{vx} = 93,0 \text{ cm}^2$, $m = 97,6 \text{ kg/m}$

$J_x = 22930 \text{ cm}^4$, $J_y = 6990 \text{ cm}^4$, $J_\omega = 1512000 \text{ cm}^6$, $J_T = 108 \text{ cm}^4$, $W_x = 1480 \text{ cm}^3$, $W_y = 466 \text{ cm}^3$,

Stal: St3

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: dla $M_x \rightarrow$ klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,050$) $M_{Rx} = 334,11 \text{ kNm}$
dla $M_y \rightarrow$ klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,250$) $M_{Ry} = 125,24 \text{ kNm}$
- ścinanie: dla $V_y \rightarrow$ klasa przekroju 1 $V_{Ry} = 347,91 \text{ kN}$
dla $V_x \rightarrow$ klasa przekroju 1 $V_{Rx} = 1159,71 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój $z = 4,20 \text{ m}$ (**K1: 1,0·P1**)

Współczynnik zwichrzenia $\varphi_L = 0,756$

Momenty maksymalne $M_{x,max} = 145,52 \text{ kNm}$, $M_{y,max} = 7,14 \text{ kNm}$

$$(54) \quad M_{x,max} / (\varphi_L \cdot M_{Rx}) + M_{y,max} / M_{Ry} = 0,576 + 0,057 = 0,633 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 0,00 \text{ m}$ (**K1: 1,0·P1**)

Maksymalne siły poprzeczne $V_{y,max} = 69,38 \text{ kN}$, $V_{x,max} = 3,41 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{y,max} / V_{Ry} = 0,199 < 1$$

$$(53) \quad V_{x,max} / V_{Rx} = 0,003 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

Przekrój $z = 0,00 \text{ m}$ (**K1: 1,0·P1**)

$V_{y,max} = 69,38 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_{Ry} = 208,75 \text{ kN} \rightarrow$ warunek niemiarodajny

Przekrój $z = 0,00 \text{ m}$ (**K1: 1,0·P1**)

$V_{x,max} = 3,41 \text{ kN} < V_o = 0,3 \cdot V_{Rx} = 347,91 \text{ kN} \rightarrow$ warunek niemiarodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 4,20 \text{ m}$ (**K1: 1,0·P1**)

Ugięcia maksymalne $f_{k,y,max} = 16,26 \text{ mm}$, $f_{k,x,max} = 2,61 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 350 = 8390 / 350 = 23,97 \text{ mm}$

$$f_{k,max} = (f_{k,y,max}^2 + f_{k,x,max}^2)^{0,5} = 16,47 \text{ mm} < f_{gr} = 23,97 \text{ mm} \quad (68,7\%)$$

Odcinek E - F:

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$M_y = 27,76 \text{ kNm}$, $M_z = 1,32 \text{ kNm}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 10,62 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 0,71 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,753 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,551 < 1$$

Maksymalne ugięcia

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

$$u_{fin} = 9,95 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 300 = 13,27 \text{ mm} \quad (75,0\%)$$

Odcinek F - G:

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$M_y = -5,14 \text{ kNm}$, $M_z = -0,24 \text{ kNm}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 1,97 \text{ MPa}$, $\sigma_{m,z,d} = 0,13 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,139 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,102 < 1$$

Maksymalne ugięcie wspornika

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

$$u_{fin} = 5,87 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (71,6\%)$$

Murlata 14/14 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\max} = 14,51 \text{ kN/m} \quad q_{y,\max} = 2,12 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,23 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,030 < 1$$

Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,\max} = 14,51 \text{ kN/m}, \quad q_{y,\max} = 2,12 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+wiatr+0,90·śnieg

$$M_y = 4,63 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,71 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 10,13 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 1,56 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,759 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,585 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 2,10 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 820 / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (25,6\%)$$

WYMIAROWANIE

- krokiew 8/20cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 20/28 cm z drewna C24

- płatew stalowa HEA320 ze stali St3

- jętki 6/20 cm (zacios 3 cm)

- murlata 14/14 cm z drewna C24

2.1.1. KROKIEW KOSZOWA KK1

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 12,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 24,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej A $\alpha_A = 33,0^\circ$

Kąt nachylenia połaci dachowej B $\alpha_B = 38,0^\circ$

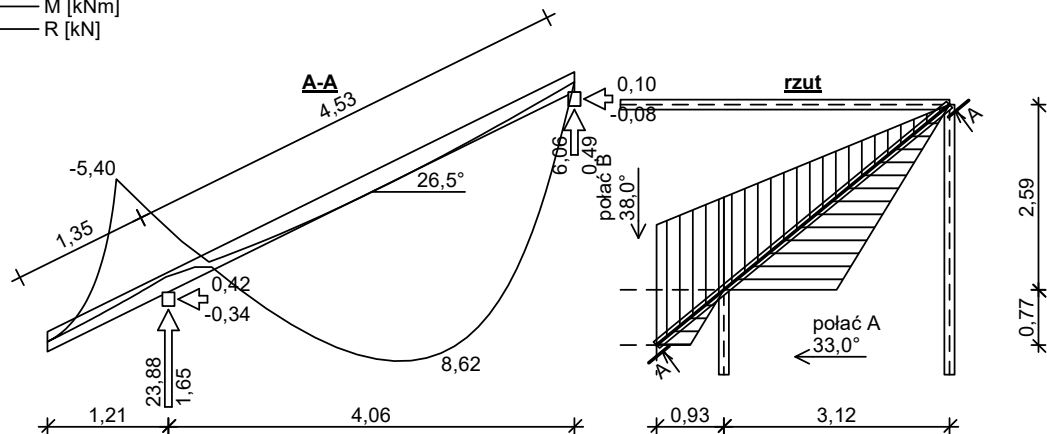
Długość rzutu poziomego wspornika połaci B $l_{w,x} = 0,93 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego połaci B $l_{d,x} = 3,12 \text{ m}$

WYNIKI:

— M [kNm]

— R [kN]



Zginanie:

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

Momenty obliczeniowe:

$$M_{\text{przęśł}} = 8,62 \text{ kNm}; \quad M_{\text{podp}} = -5,40 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - przęsło:

$$\sigma_{m,y,d} = 7,49 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,507 < 1$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 6,12 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,415 < 1$$

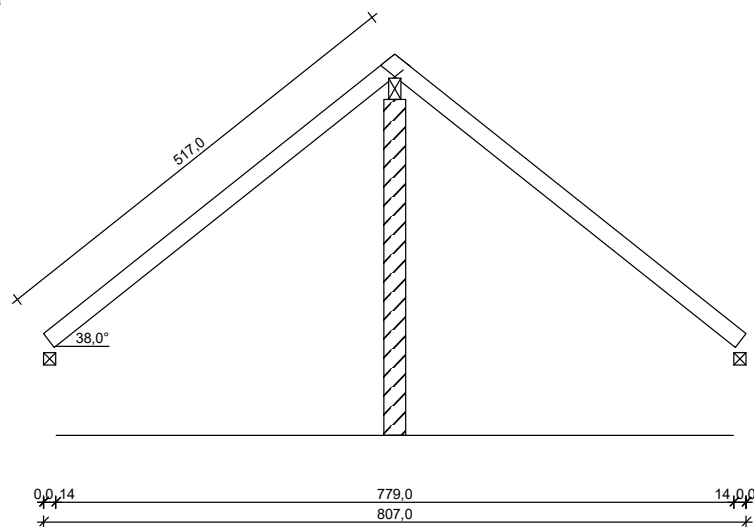
Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{\text{fin}} = 11,71 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = l / 200 = 22,67 \text{ mm} \quad (51,7\%)$$

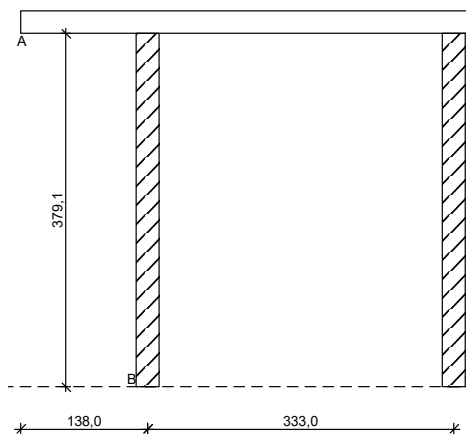
2.2. DACH LUKARNY

DANE:

Szkic więzara

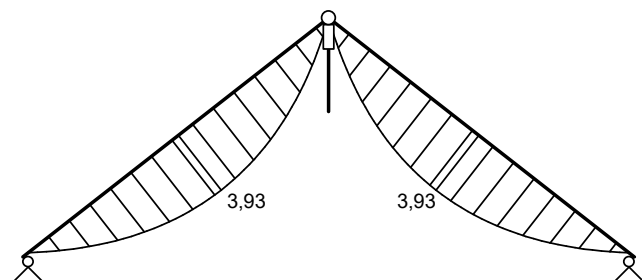


Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



WYNIKI

Krokiew 8/20 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 87,2 < 150$$

$$\lambda_z = 15,2 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$$M_y = 3,93 \text{ kNm}, \quad N = 2,06 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 7,37 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,399$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,524 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,349 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (murlacie)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 4,13 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,01 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,001 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi

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

$$u_{fin} = 14,82 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 300 = 5032 / 300 = 16,77 \text{ mm} \quad (88,4\%)$$

2.3. PŁATEW KALENICOWA PP1

Model obliczeniowy: Przyjęto model obliczeniowy w postaci belki 1-przęsłowej ze wspornikiem :

$$l_{eff} = 1,38 + 3,33 \text{ m}$$

OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

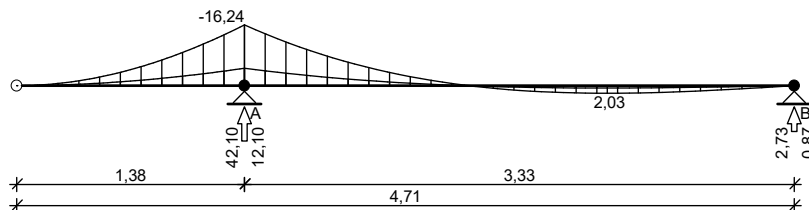
Stałe: 5,28 kN/m

Zmienne: 7,73 kN/m

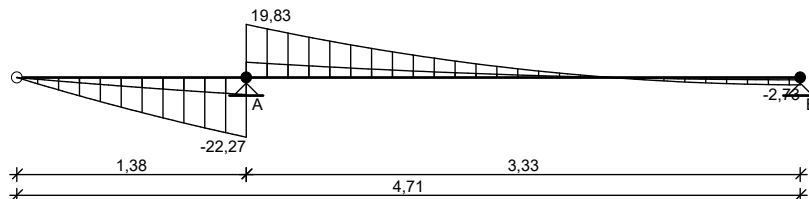
WYNIKI:

OBWIEDNIA EFEKTÓW ODDZIAŁYWAŃ dla kombinacji SGN podstawowa STR

Obwiednia momentów zginających:



Obwiednia sił poprzecznych:



DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 14,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 24,0 \text{ cm}$

Wytrzymałości obliczeniowe drewna:

$$f_{m,k} = 24,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,3; \quad k_{mod} = 0,80$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 14,77 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7,40 \text{ GPa}; \quad G_{0,05} = 0,46 \text{ GPa}$$

Zginanie:

$$M_{y,d} = 16,24 \text{ kNm}, \quad \sigma_{m,y,d} = 12,08 \text{ MPa}$$

Warunek nośności przekroju:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,818 < 1$$

Wytrzymałości obliczeniowe drewna:

$$f_{v,k} = 4,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,3; \quad k_{mod} = 0,80$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 2,46 \text{ MPa}$$

Ścinanie:

$$V_d = 22,27 \text{ kN}$$

$$S_y = 1008,00 \text{ cm}^3; \quad J_y = 16128,00 \text{ cm}^4; \quad b_y = 14,00 \text{ cm}$$

$$k_{cr} = 0,67$$

$$\tau_d = V_d \cdot S_y / [J_y \cdot (k_{cr} \cdot b_y)] = 1,48 \text{ MPa (wg wzoru Żurawskiego)}$$

$$\tau_d = 1,48 \text{ MPa} < f_{v,d} = 2,46 \text{ MPa} \quad (60,3\%)$$

3. Strop parteru.

3.1. Strop żelbetowy budynku mieszkalnego- parter.

Do przeprowadzenia obliczeń przyjęto następujące założenia:

Płyta stropowa gr. 250 mm,

Otulina zbrojenia dolnego: 20 mm, górnego: 20 mm

Beton: C25/30 (B-30), Stal : A-IIIIN (BST500)

3.2. Minimalne zbrojenie w elementach zginanych

$$h = 22 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad a_1 = 20 \quad d = h - a_1 = 22 - 2 = 19,00 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \text{ bd } f_{ctm} / f_{yk} = 0,26 \cdot 100 \cdot 19 \cdot 2,6 / 500 = 2,57 \text{ cm}^2$$

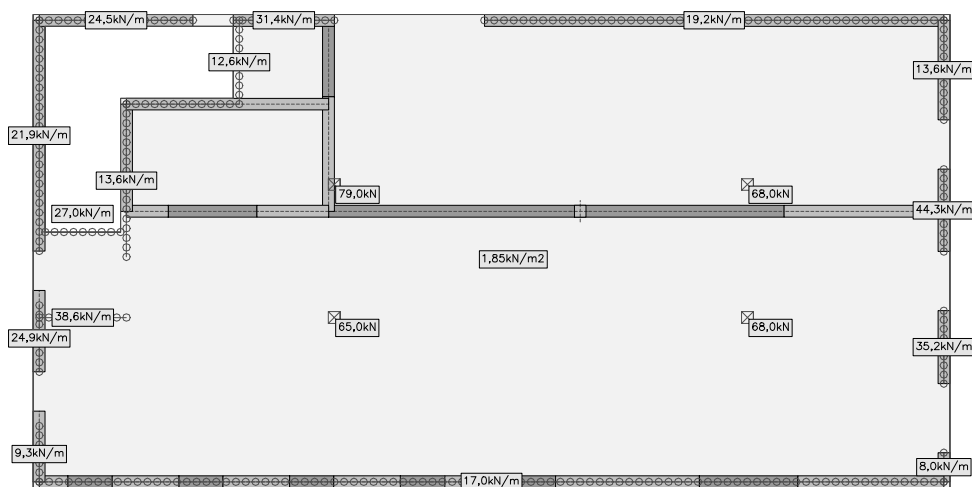
$$A_{s,min} = 0,0013 \text{ bd} = 0,0013 \cdot 100 \cdot 19,0 = \underline{2,47 \text{ cm}^2}$$

3.3. Zestawienie obciążeń charakterystycznych na płytę stropową.

Stale:

Obciążenie posadzką:

1,85 kN/m²



Zmienne:

Schemat B,C, D, E, F, G, H, I, J, K

(obciążenie użytkowe parteru)

Pow. kategorii C1 (czytelnia):

 $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Pow. kategorii C4 (np. sale tańca):

 $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

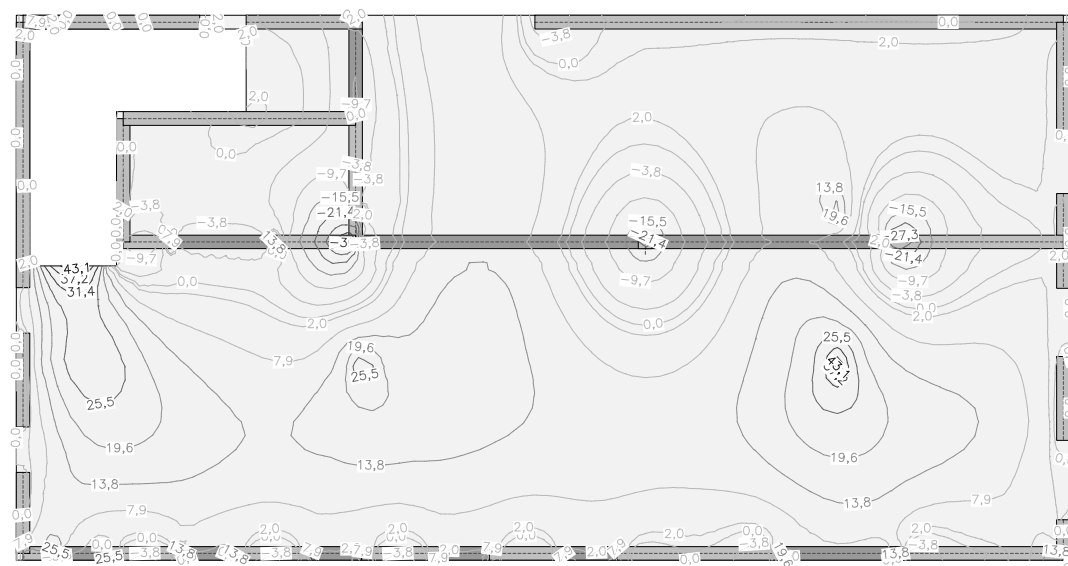
Schody:

 $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Zastępcze od ścianek dz.:

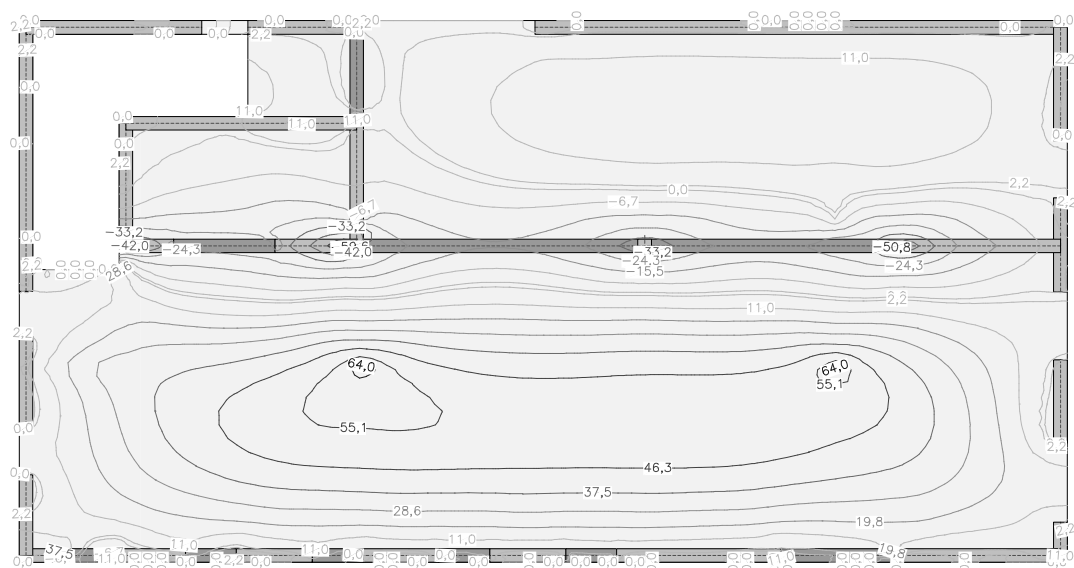
 $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ **3.4. Płyty - momenty zginające M_x**

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe)



3.5. Płyty - momenty zginające M_y

Wartości maksymalne [kNm/m] - (obc. obliczeniowe)



3.6. Zbrojenie zadane w płytach

Zbrojenie dolne

Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Pole pow.
1	A-IIIIN	#8/150	#8/150	66,77m ²
2	A-IIIIN	#12/150	#12/120	106,53m ²

Zbrojenie górne

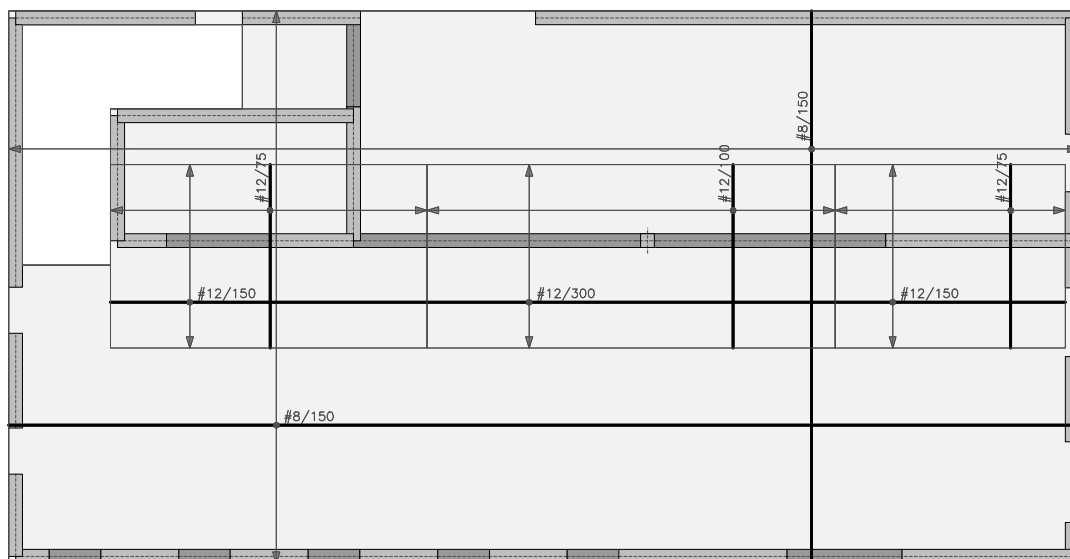
Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Pole pow.
3	A-IIIIN	#8/150	#8/150	168,83m ²
4	A-IIIIN	#12/300	#12/100	22,62m ²
5	A-IIIIN	#12/150	#12/75	17,54m ²
6	A-IIIIN	#12/150	#12/75	12,76m ²

3.7. Schemat rozmieszczenia zbrojenia zadanego w płytach

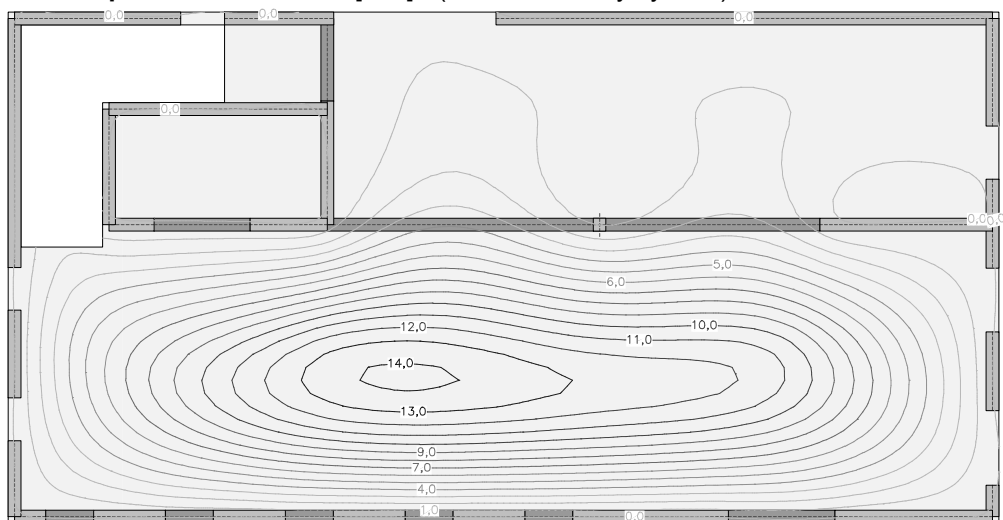
Zbrojenie dolne



Zbrojenie górne

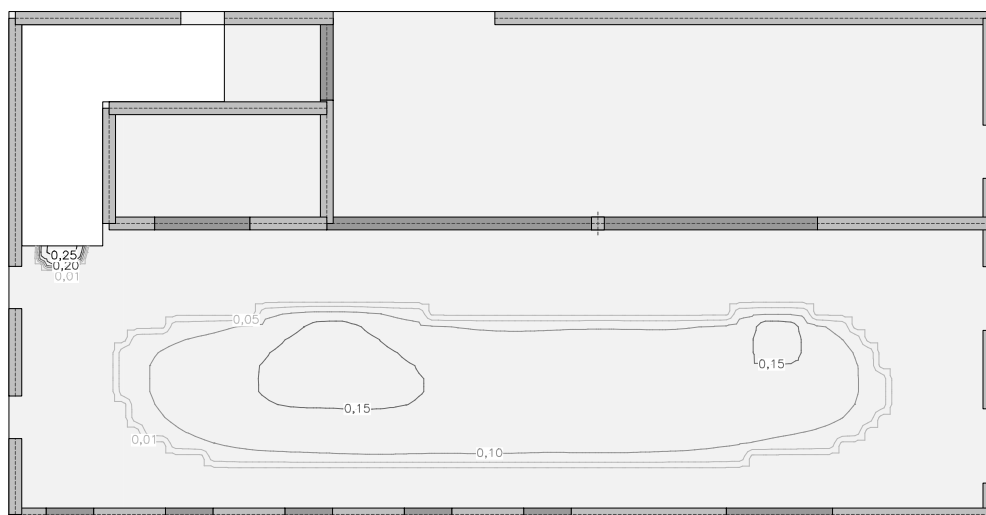


3.8. Płyty - SGU - przemieszczenia w [mm] - (obc. charakterystyczne)

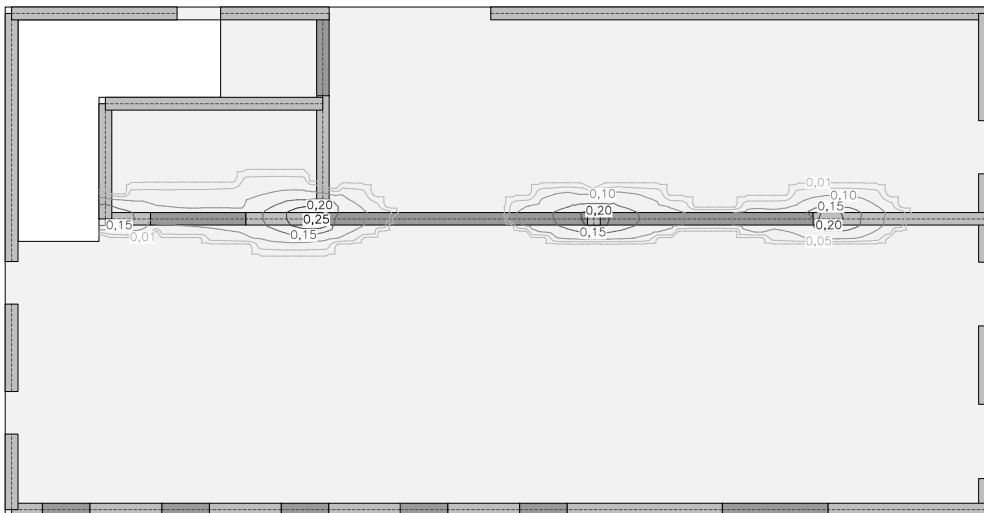


3.9. Płyty - SGU - zarysowanie w [mm] - (obc. charakterystyczne)

Dół:



Góra:



4. Fundamenty.

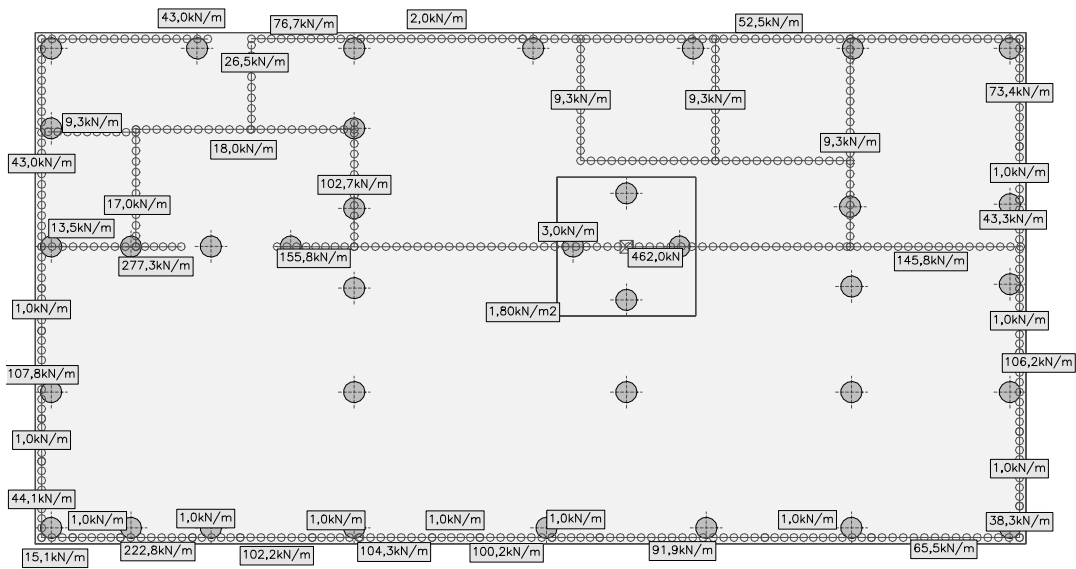
4.1. Płyta fundamentowa budynku mieszkalnego.

4.1.1. Model obliczeniowy płyty.

Przyjęto model płyty żelbetowej posadowionej na odkształcalnym podłożu o budowie warstwowej, scharakteryzowanego wsp. sprężystości C (według poniższych obliczeń).

4.1.2. Schematy obciążeń (obc. charakterystyczne).

Schemat A (obciążenia stałe i zmienne z dachu i stropu):
posadzka 1

 $1,80 \text{ kN/m}^2$ 

Zmienne:

Schemat B,C, D, E, F, G, H, I, J

(obciążenie użytkowe parteru)

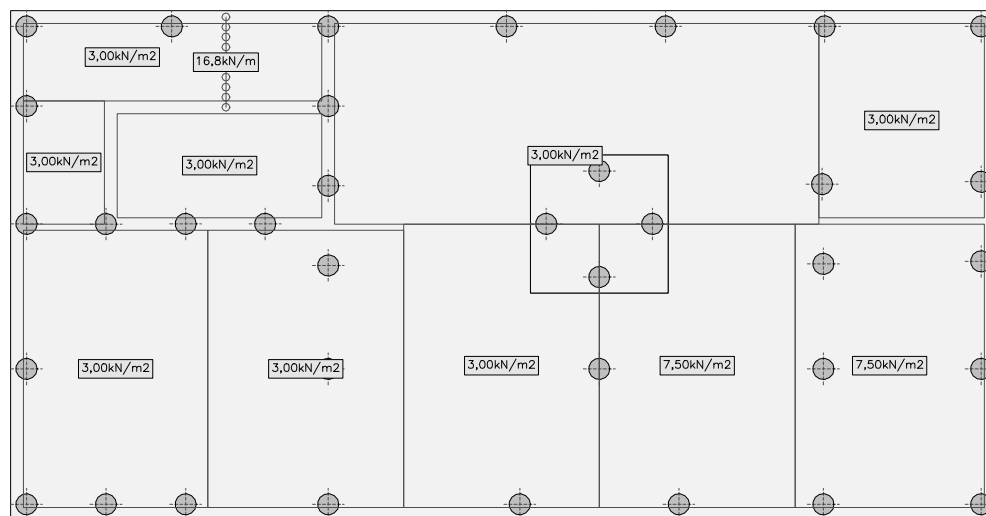
Pow. kategorii C1 (czytelnia,):

 $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Pow. kategorii E1 (np. składowanie książek):

 $q_k = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Schody:

 $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ **4.1.3. Kombinacje obciążeń.**

Kombinacja najbardziej niekorzystna ustalana jest automatycznie przez program.

4.1.4. Wyniki obliczeń - wymiarowanie zbrojenia wg. PN-EN-1920:2005

Do przeprowadzenia obliczeń przyjęto następujące założenia:

Płyta fundamentowa gr. 250 mm,

Otulina zbrojenia dolnego: 30 mm, górnego: 30 mm

Beton: C25/30 (B-30), Stal: A-IIIN (BST500)

4.1.5. Minimalne zbrojenie w elementach zginanych $h = 25 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad a_1 = 30 \text{ mm}; \quad d = h - a_1 = 25 - 3 = 22,00 \text{ cm}$ $A_{s,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0,26 \cdot 100 \cdot 22 \cdot 2,6 / 500 = 2,97 \text{ cm}^2$ $A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 22,0 = 2,86 \text{ cm}^2$ **4.1.6. Zbrojenie zadane w płytach****Zbrojenie dolne**

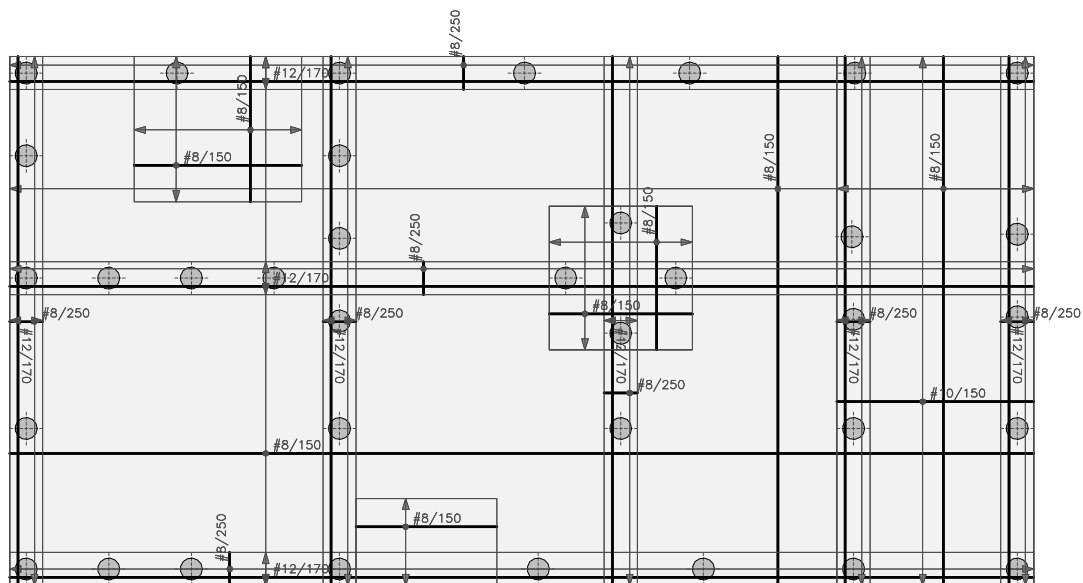
Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Otulina	Kąt	Pole pow.
2	A-IIIN	#8/150	#8/150	30mm	0,00°	178,56m2
3	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	0,00°	11,18m2
4	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	0,00°	11,18m2
5	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	-90,00°	5,77m2
6	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	-90,00°	5,77m2
7	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	-90,00°	5,77m2
8	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	-90,00°	5,77m2
9	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	0,00°	11,18m2
10	A-IIIN	#12/170	#8/250	46mm	-90,00°	5,77m2
11	A-IIIN	#8/150	#8/150	30mm	0,00°	6,76m2
13	A-IIIN	#8/150	#8/150	38mm	0,00°	8,00m2
24	A-IIIN	#10/150	#8/150	30mm	0,00°	34,31m2
25	A-IIIN	#8/150	-	38mm	0,00°	4,04m2

Zbrojenie górne

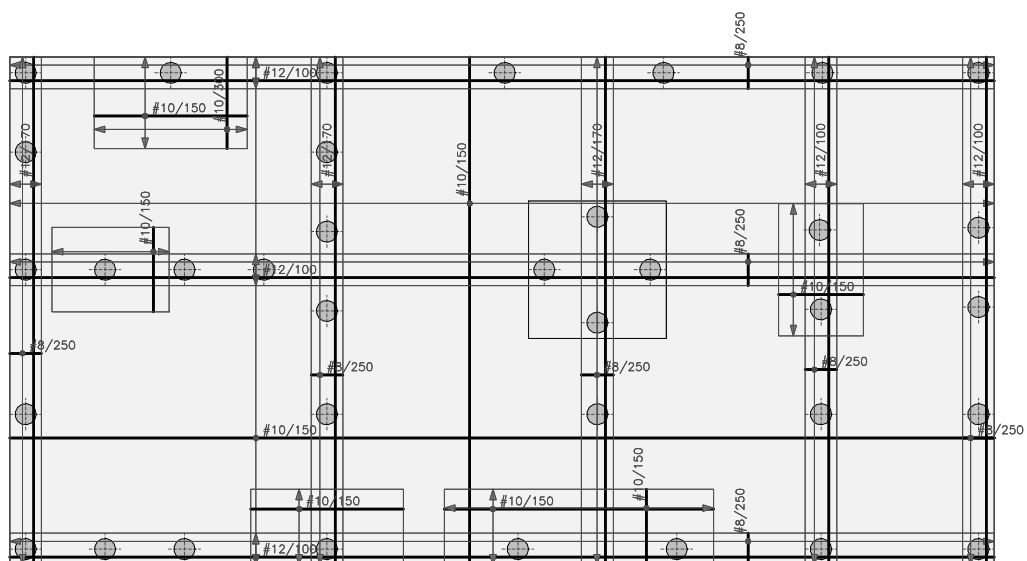
Symbol	Stal	Pręty na kier.1	Pręty na kier.2	Otulina	Kąt	Pole pow.
1	A-IIIN	#10/150	#10/150	30mm	0,00°	178,56m2
12	A-IIIN	#10/150	-	40mm	0,00°	4,13m2
14	A-IIIN	#12/100	#8/250	50mm	0,00°	11,18m2
15	A-IIIN	#12/100	#8/250	50mm	0,00°	11,16m2
16	A-IIIN	#12/100	#8/250	38mm	0,00°	11,16m2
17	A-IIIN	#8/250	#12/170	50mm	0,00°	5,76m2
18	A-IIIN	#8/250	#12/100	50mm	0,00°	5,76m2
19	A-IIIN	#8/250	#12/170	50mm	0,00°	5,76m2
20	A-IIIN	#8/250	#12/170	50mm	0,00°	5,76m2
21	A-IIIN	#8/250	#12/100	50mm	0,00°	5,76m2
22	A-IIIN	#10/150	-	30mm	0,00°	4,00m2
23	A-IIIN	#10/150	#10/150	40mm	0,00°	7,28m2
26	A-IIIN	#10/150	#10/300	40mm	0,00°	4,99m2
27	A-IIIN	#10/150	-	40mm	90,00°	3,54m2

4.1.7. Schemat rozmieszczenia zbrojenia zadanego w płytach

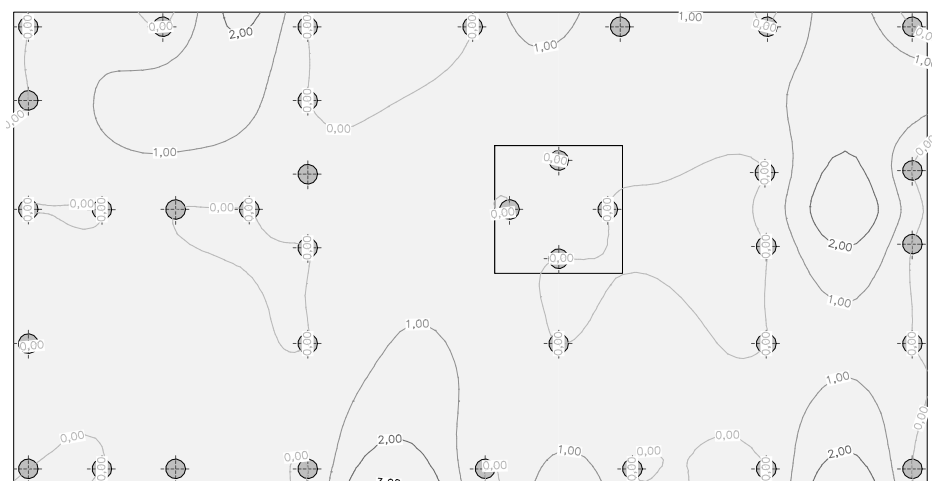
Zbrojenie dolne



Zbrojenie górne



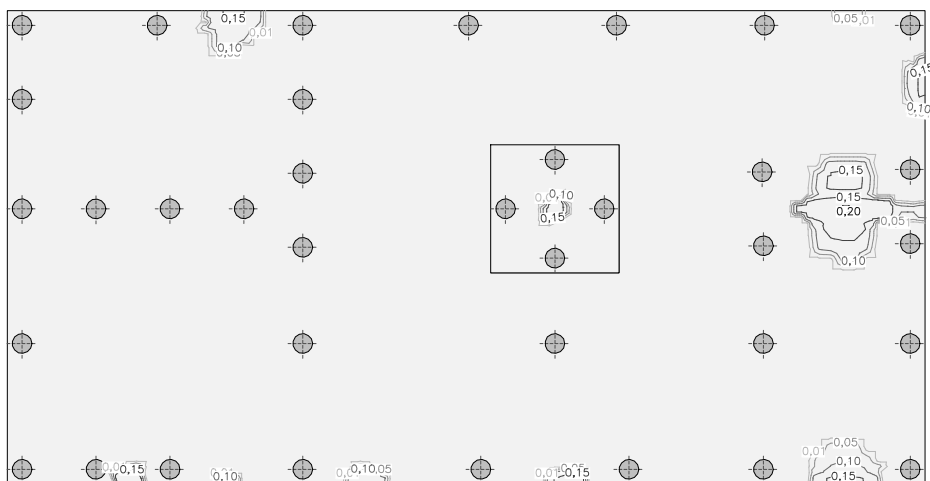
4.1.8. Płyty - SGU - przemieszczenia w [mm] - (obc. charakterystyczne, długotrwałe).



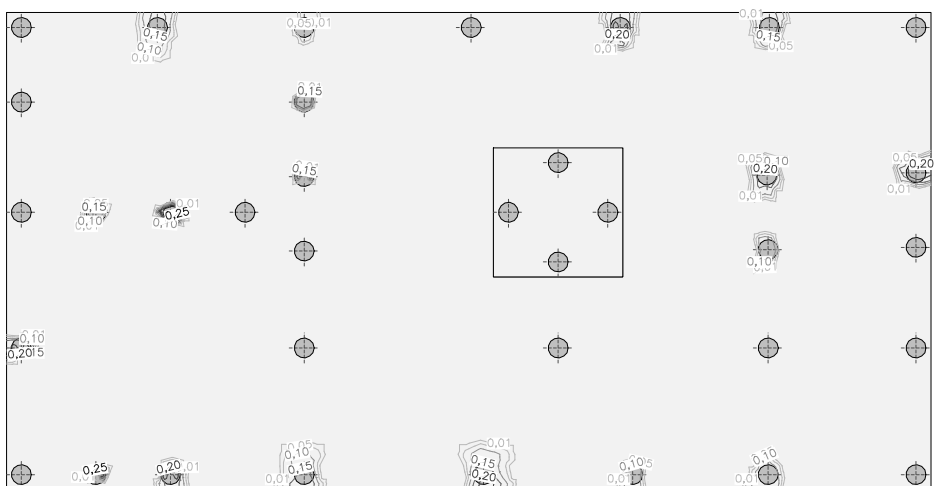
4.1.9. SGU - rozwarości rys [mm] - (obc. charakterystyczne, długotrwałe)

Dla przyjętego schematu i intensywności zbrojenia, zarysowanie lokalne nie przekroczy wartości 0,3 mm na powierzchni płyty.

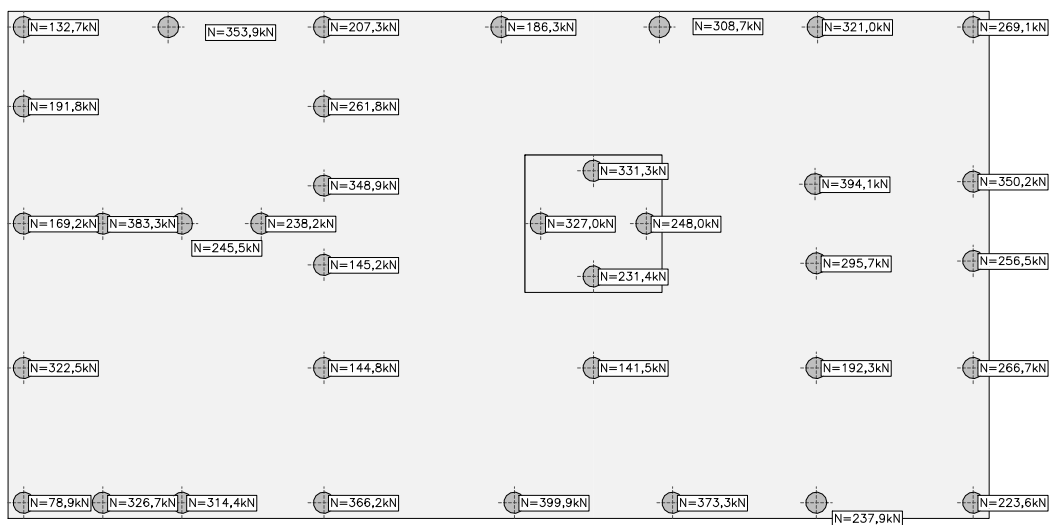
Dół:



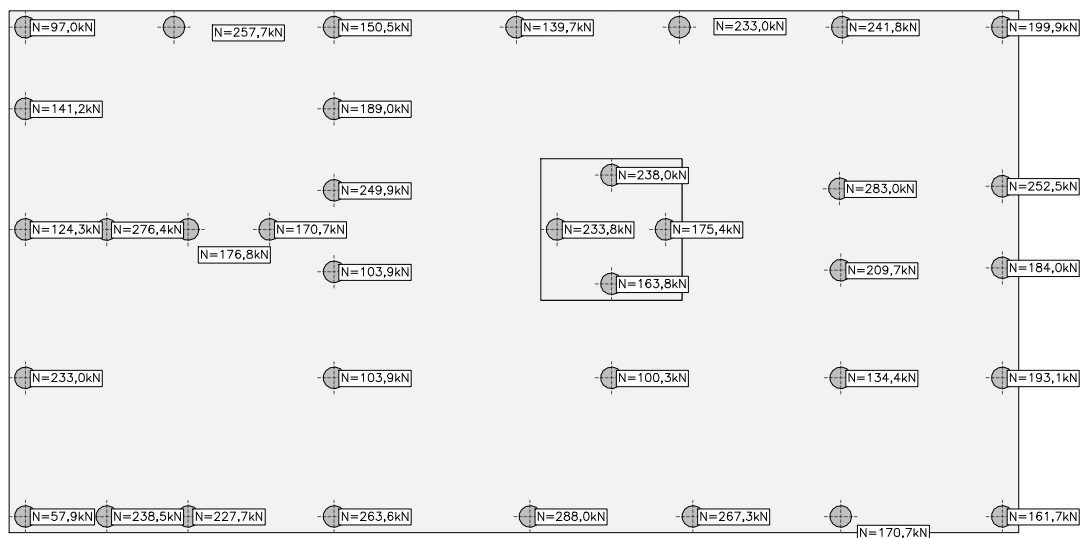
Góra:



4.1.10. Pale – reakcje z płyty fundamentowej (obc. obliczeniowe)



4.1.11. Pale – reakcje z płyty fundamentowej (obc. charakterystyczne)



5. Ściany

DANE:

Materiał:

Elementy murowe: Bloczki z betonu komórkowego odmiany 500

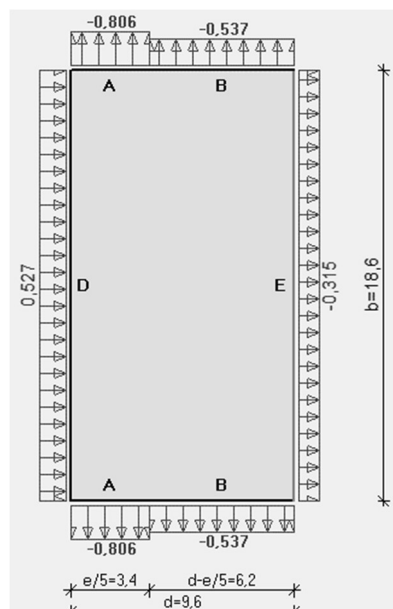
- element z autoklawizowanego betonu komórkowego
- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 2,50 \text{ MPa}$
- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M15, przepisana $\rightarrow f_m = 15,0 \text{ MPa}$

\rightarrow Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 1,93 \text{ MPa}$

Obciążenie wiatrem:

- strefa obciążenia wiatrem 3; $A = 500 \text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22 \cdot [1 + 0,0006 \cdot (A - 300)] = 24,64 \text{ m/s}$



5.1. Ściana zewnętrzna.

Ściana zewnętrzna w osi 1

Geometria:

- Ściana zewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany $t = 24,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany $h = 356,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż jednej krawędzi pionowej
- odległość krawędzi swobodnej od osi ściany usztywniającej $l = 150,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy
- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 18,80 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N_{sl,d} = 18,50 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru $\rho = 7,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,35$

→ ciężar własny ściany $G_s = 8,65 \text{ kN}$

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = -0,806 \text{ kN/m}$

Obciążenie poziome od parcia wiatru $w_d = 0,791 \text{ kN/m}$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,504, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 37,30 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 92,13 \text{ kN} \quad (40,5\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,272, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 41,63 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 49,74 \text{ kN} \quad (83,7\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,901, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 45,95 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 164,61 \text{ kN} \quad (27,9\%)$$

Ściana zewnętrzna w osi 3

Geometria:

- Ściana zewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany $t = 24,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany $h = 356,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż obu krawędzi pionowych
- odległość osi ścian usztywniających $l = 244,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy
- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 19,80 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N_{sl,d} = 26,30 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru $\rho = 7,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,35$

→ ciężar własny ściany $G_s = 8,65 \text{ kN}$

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = -0,806 \text{ kN/m}$

Obciążenie poziome od parcia wiatru $w_d = 0,791 \text{ kN/m}$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,445, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 46,10 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 81,24 \text{ kN} \quad (56,7\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,396, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 50,43 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 72,43 \text{ kN} \quad (69,6\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,901, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 54,75 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 164,61 \text{ kN} \quad (33,3\%)$$

Ściana zewnętrzna w osi A

Geometria:

- Ściana zewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany $t = 24,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany $h = 356,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż jednej krawędzi pionowej

- odległość krawędzi swobodnej od osi ściany usztywniającej $l = 254,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy

- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 25,30 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N_{sl,d} = 11,90 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru $\rho = 7,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,35$

→ ciężar własny ściany $G_s = 8,65 \text{ kN}$

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = -0,806 \text{ kN/m}$

Obciążenie poziome od parcia wiatru $w_d = 0,791 \text{ kN/m}$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy

Warunek nośności pod stropem:

$\Phi_1 = 0,645$, $A = 0,24 \text{ m}^2$, $f_d = 0,76 \text{ MPa}$

$N_{1d} = 37,20 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 117,86 \text{ kN}$ (31,6%)

Warunek nośności w strefie środkowej:

$\Phi_m = 0,245$, $A = 0,24 \text{ m}^2$, $f_d = 0,76 \text{ MPa}$

$N_{md} = 41,53 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 44,81 \text{ kN}$ (92,7%)

Warunek nośności nad stropem:

$\Phi_2 = 0,901$, $A = 0,24 \text{ m}^2$, $f_d = 0,76 \text{ MPa}$

$N_{2d} = 45,85 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 164,61 \text{ kN}$ (27,9%)

Ściana zewnętrzna w osi C

Geometria:

- Ściana zewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany $t = 24,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany $h = 356,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż jednej krawędzi pionowej

- odległość krawędzi swobodnej od osi ściany usztywniającej $l = 166,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy

- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 13,60 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N_{sl,d} = 14,60 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru $\rho = 7,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,35$

→ ciężar własny ściany $G_s = 8,65 \text{ kN}$

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = -0,806 \text{ kN/m}$

Obciążenie poziome od parcia wiatru $w_d = 0,791 \text{ kN/m}$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy

Warunek nośności pod stropem:

$\Phi_1 = 0,487$, $A = 0,24 \text{ m}^2$, $f_d = 0,76 \text{ MPa}$

$N_{1d} = 28,20 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 88,95 \text{ kN}$ (31,7%)

Warunek nośności w strefie środkowej:

$\Phi_m = 0,180$, $A = 0,24 \text{ m}^2$, $f_d = 0,76 \text{ MPa}$

$N_{md} = 32,53 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 32,97 \text{ kN}$ (98,6%)

Warunek nośności nad stropem:

$\Phi_2 = 0,901$, $A = 0,24 \text{ m}^2$, $f_d = 0,76 \text{ MPa}$

$N_{2d} = 36,85 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 164,61 \text{ kN}$ (22,4%)

5.2. Ściana wewnętrzna.

Ściana zewnętrzna w osi 2

Geometria:

- Ściana wewnętrzna najwyższej kondygnacji

Grubość ściany $t = 24,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany $h = 356,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu i usztywniona wzdłuż obu krawędzi pionowych

- odległość osi ścian usztywniających $l = 160,0 \text{ cm}$

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy

- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 31,20 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N^{(P)}_{sl,d} = 40,00 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N^{(L)}_{sl,d} = 60,00 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru $\rho = 7,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,35$

→ ciężar własny ściany $G_s = 8,65 \text{ kN}$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):

Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,779, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 131,20 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 142,34 \text{ kN} \quad (92,2\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,820, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 135,53 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 149,86 \text{ kN} \quad (90,4\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,901, A = 0,24 \text{ m}^2, f_d = 0,76 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 139,85 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 164,61 \text{ kN} \quad (85,0\%)$$

5.1.5. Rdzenie w ścianie w parteru

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 24,0 \text{ cm}$

Obciążenia charakterystyczne:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N = 220,0 \text{ kN}$ $\gamma_f = 1,35$

Moment od obciążenia wiatrem:

$$((0,537 \text{ kNm}^2 \times 2,50 \text{ m}) \times 3,56^2) / 8 = 2,12 \text{ kNm} \quad \gamma_f = 1,50$$

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości obliczeniowej $N_o = 5,78 \text{ kN}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Otulinie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali: A-IIIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 3,65 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji w płaszczyźnie obciążenia: nieprzesuwna (wykres prostoliniowy)

Rodzaj konstrukcji z płaszczyzny obciążenia: nieprzesuwna

Współczynnik długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia $\beta_x = 1,00$

Współczynnik długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 1,00$

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po 2 ϕ 12 o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po 2 ϕ 12 o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto 4 ϕ 12 o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,79\%$)

Warunek nośności:

- dla $N_d = 302,89 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 7,50 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 38,72 \text{ kNm}$

- dla $M_{d,x} = 7,50 \text{ kNm}$: $N_d = 302,89 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 880,11 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Przyjęto strzemiona pojedyncze $\phi 6$ w rozstawie co max. 18,0 cm

Przyjęto przekroje elementów R 1.1:

Przekrój wieńca: 240x 240 mm,

Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte $\phi 6$ co 15,0 cm, stal AIIIIN

Przyjęto przekroje elementów R 1.2:

Przekrój wieńca: 240x 470 mm,

Zbrojenie główne: dołem 3#12, stal AIIIIN; górą 3#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte $\phi 6$ co 15,0 cm, stal AIIIIN

6. Wienie, rdzenie poddasza.

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,10$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych $\phi_g = 16 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica strzemion $\phi_s = 6 \text{ mm}$

6.1. Wieniec zewnętrzny WZ1, WZ2

Zbrojenie z uwagi na wpływ oddziaływań wyjątkowych.

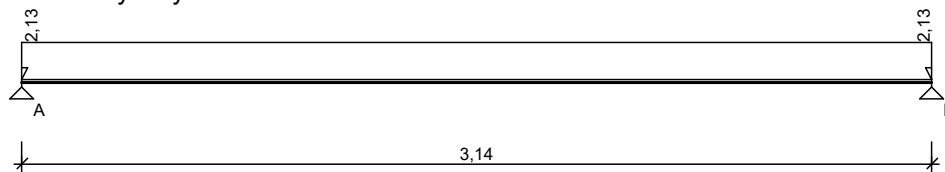
- minimalna powierzchnia przekroju poprzecznego wieńca $A = 250 \text{ cm}^2$ przyjęto: $24 \times 24,0 = 576 \text{ cm}^2$
- wieniec winien przenieść minimalną siłę rozciągającą równą $N = 150 \text{ kN}$
- przyjęto zbrojenie stalą AIIIIN średnicy $d = 12 \text{ mm}$
 $A_s = N / f_{yd} = 150 \times 10 / 420 = 3,57 \text{ cm}^2$ przyjęto $\rightarrow 4\#12$ $A_{s,prov} = 4,52 \text{ cm}^2$

Zbrojenie z uwagi na wpływ sił poziomych z dachu.

		γ_f	
obciążenie z dachu (rozpór)	=	1,42	1,50
	[kN/m]	1,42	1,50

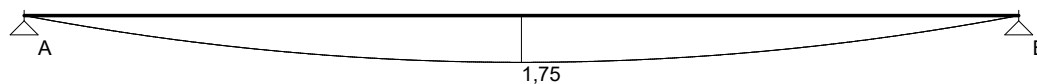
WIENIEC

Schemat statyczny belki



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 2,63 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,45\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 2,63 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18,35 \text{ kNm}$ (14,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 2,65 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 2,65 \text{ kN} < V_{Rd1} = 33,59 \text{ kN}$ (7,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 1,75 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 1,75 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,66 \text{ mm} < a_{lim} = 3140/300 = 10,47 \text{ mm}$ (6,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 2,06 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Przyjęto przekroje elementów:

Przekrój wieńca: 240x 250 mm,

Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte $\phi 6$ co 15,0 cm, stal AIIIIN

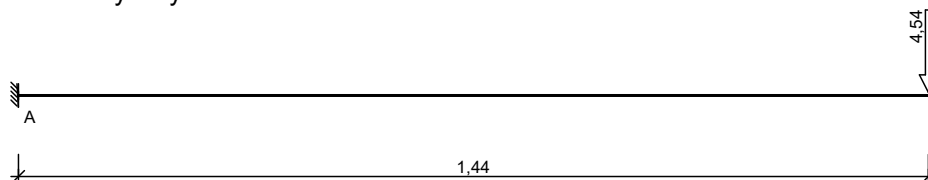
6.2. Rdzenie w ścianach kolankowych R 2.1.

Obciążenie charakterystyczne.

obciążenie z dachu (rozpór)	1,42	x	3,20	=	4,54	γ_f	
					4,54	1,50	6,82
			[kN/m]				6,82

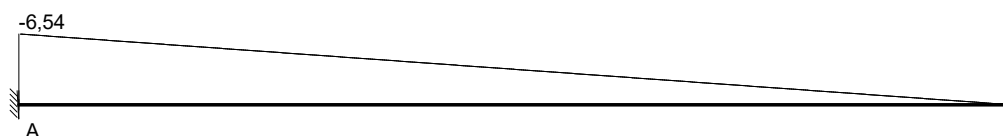
OBCIĄŻENIA NA BELCE

Schemat statyczny belki

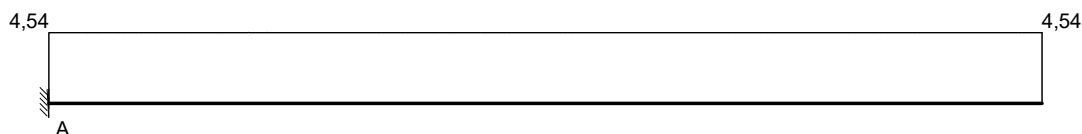


WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)6,54$ kNm

Przyjęto indywidualnie górą **4φ12** o $A_s = 4,52$ cm² ($\rho = 0,91\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)6,54$ kNm < $M_{Rd} = 33,88$ kNm (19,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 4,54$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 150 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 4,54$ kN < $V_{Rd1} = 38,00$ kN (11,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)6,54$ kNm

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)6,54$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,039$ mm < $w_{lim} = 0,3$ mm (13,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,99$ mm < $a_{lim} = 1440/300 = 4,80$ mm (41,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 4,54$ kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Przyjęto przekroje elementów:

- Przekrój wieńca: 240 x 240 mm, w rozstawie jak na rysunku technicznym.
- Zbrojenie główne: dołem 4#12, stal AIIIIN; górą 4#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte $\phi 6$ co 15,0 cm, stal AIIIIN

7. Nadproża, podciągi, słupy.

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B25** (C20/25) $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $f = 2,93$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

7.1. Parter.

7.1.1 Nadproże NZ 1.1

- Długość: 3040mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12+1#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIN

Uwaga: zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

7.1.2 Nadproże NZ 1.2

- Długość: 2000mm, Przekrój: 240 x 430 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #8 co 15,0 cm, stal A-IIIN

7.1.3 Nadproże NZ 1.3

- Długość: 1400mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIN

Uwaga: zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

7.1.4 Nadproże NZ 1.4

- Długość: 1200mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIN

Uwaga: zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

7.1.5 Nadproże NZ 1.5

- Długość: 1000mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIN

Uwaga: zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

7.1.6 Nadproże NZ 1.6

- Długość: 900mm, Przekrój: 240 x 430 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 15,0 cm, stal A-IIIN

7.1.7 Nadproże NZ 1.7

- Długość: 820/800mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIN

Uwaga: zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

7.1.8 Nadproże NW 1.1

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 40,0$ cm

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25$ mm

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Odległość środka zbr. od dolnej krawędzi przekroju $a_1 = 32$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12$ mm

Zbrojenie dolne: przyjęto $A_{s1, rzecz} = 5,65$ cm²

Odległość środka zbr. od górnej krawędzi przekroju $a_2 = 32$ mm

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm

Zbrojenie górne: przyjęto $A_{s2, rzecz} = 2,26$ cm²

Obciążenia (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy $M_{sd} = 58,00$ kNm

Moment charakterystyczny $M_{sk} = 42,00$ kNm

Moment charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 42,00$ kNm

Rozpiętość efektywna belki $l_{eff} = 1,80$ m

Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 1,00$

Siła poprzeczna obliczeniowa w licu podpory $V_{sd} = 145,00$ kN

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 103,00$ kN

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/500$

WYNIKI - ZGINANIE

Zginanie (metoda uproszczona):

Zbrojenie dolne potrzebne $A_s = 4,04$ cm². Przyjęto **$A_s = 5,65$ cm²** ($\rho = 0,64\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 58,00$ kNm $< M_{Rd} = 79,73$ kNm (72,7%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,168$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (56,0%)

Ugięcie od M_{sk} : $a(M_{sk}) = 1,73$ mm $< a_{lim} = 1800/500 = 3,60$ mm (47,9%)

Ścinanie:

Zbrojenie strzemionami czterociętymi **$\phi 6$ co 170 mm** na całej długości odcinka przypodporowego

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 145,00$ kN $< V_{Rd3} = 182,57$ kN (79,4%)

SGU:

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,255$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (84,9%)

Nadproże NW 1.1

- Długość: 1800mm, Przekrój: 240 x 400 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 5#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 4-cięte #6 co 17,0 cm, stal A-IIIN

7.1.9 Nadproże NW 1.2

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 40,0$ cm

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,01$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25$ mm

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Odległość środka zbr. od dolnej krawędzi przekroju $a_1 = 32$ mm

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 12$ mm

Zbrojenie dolne: przyjęto $A_{s1, rzecz} = 5,65$ cm²

Odległość środka zbr. od górnej krawędzi przekroju $a_2 = 32$ mm

Średnica prętów górnych $\phi_g = 12$ mm

Zbrojenie górne: przyjęto $A_{s2, rzecz} = 2,26$ cm²

Obciążenia (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy $M_{sd} = 32,00$ kNm

Moment charakterystyczny $M_{sk} = 42,00$ kNm

Moment charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 23,00$ kNm

Rozpiętość efektywna belki $l_{eff} = 1,46$ m

Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 1,00$

Siła poprzeczna obliczeniowa w licu podpory $V_{sd} = 90,00$ kN

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 64,00$ kN

WYNIKI - ZGINANIE

Zginanie (metoda uproszczona):

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,15$ cm². Przyjęto **$A_s = 5,65$ cm²** ($\rho = 0,64\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 32,00$ kNm $< M_{Rd} = 79,73$ kNm (40,1%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,079$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (26,4%)

Ugięcie od M_{sk} : $a(M_{sk}) = 1,04$ mm $< a_{lim} = 1460/500 = 2,92$ mm (35,8%)

Ścinanie:

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **$\phi 6$ co 140 mm** na całej długości odcinka przypodporowego (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 90,00$ kN $< V_{Rd3} = 110,85$ kN (81,2%)

SGU:

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,267$ mm $< w_{lim} = 0,3$ mm (88,9%)

Nadproże NW 1.2

- Długość: 1460mm, Przekrój: 240 x 400 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 5#12, stal AIIIN; górą 2#12, stal AIIIN
- Strzemiona: 4-cięte #6 co 14,0 cm, stal A-IIIN

7.1.10 Nadproże PŻ 1.1

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 53,0 \text{ cm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,96$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Odległość środka zbr. od dolnej krawędzi przekroju $a_1 = 60 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych $\phi_d = 16 \text{ mm}$

Zbrojenie dolne: przyjęto $A_{s1, rzecz} = 14,07 \text{ cm}^2$

Obciążenia (przekrój przęsłowy):

Moment obliczeniowy $M_{sd} = 122,00 \text{ kNm}$

Moment charakterystyczny $M_{sk} = 86,00 \text{ kNm}$

Moment charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 86,00 \text{ kNm}$

Rozpiętość efektywna belki $l_{eff} = 4,87 \text{ m}$

Współczynnik ugięcia $\alpha_k = (5/48) \times 0,80$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/500$

WYNIKI - ZGINANIE

Zginanie- przęsło (metoda uproszczona):

Zbrojenie potrzebne $A_s = 6,83 \text{ cm}^2$. Przyjęto **$A_s = 14,07 \text{ cm}^2$** ($\rho = 1,25\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 122,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 223,18 \text{ kNm}$ (54,7%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,097 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (32,3%)

Ugięcie od M_{sk} : $a(M_{sk}) = 7,29 \text{ mm} < a_{lim} = 4870/500 = 9,74 \text{ mm}$ (74,9%)

Zginanie- podpora (metoda uproszczona):

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s2} = 11,60 \text{ cm}^2$. Przyjęto **$A_{s2} = 14,07 \text{ cm}^2$** ($\rho = 1,27\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{sd} = 187,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 217,27 \text{ kNm}$ (86,1%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,158 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (52,7%)

Ścinanie:

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **$\phi 8$ co 90 mm** na całej długości odcinka przypodporowego (decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 277,00 \text{ kN} < V_{Rd,II} = 304,23 \text{ kN}$ (91,0%)

SGU:

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,254 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (84,6%)

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

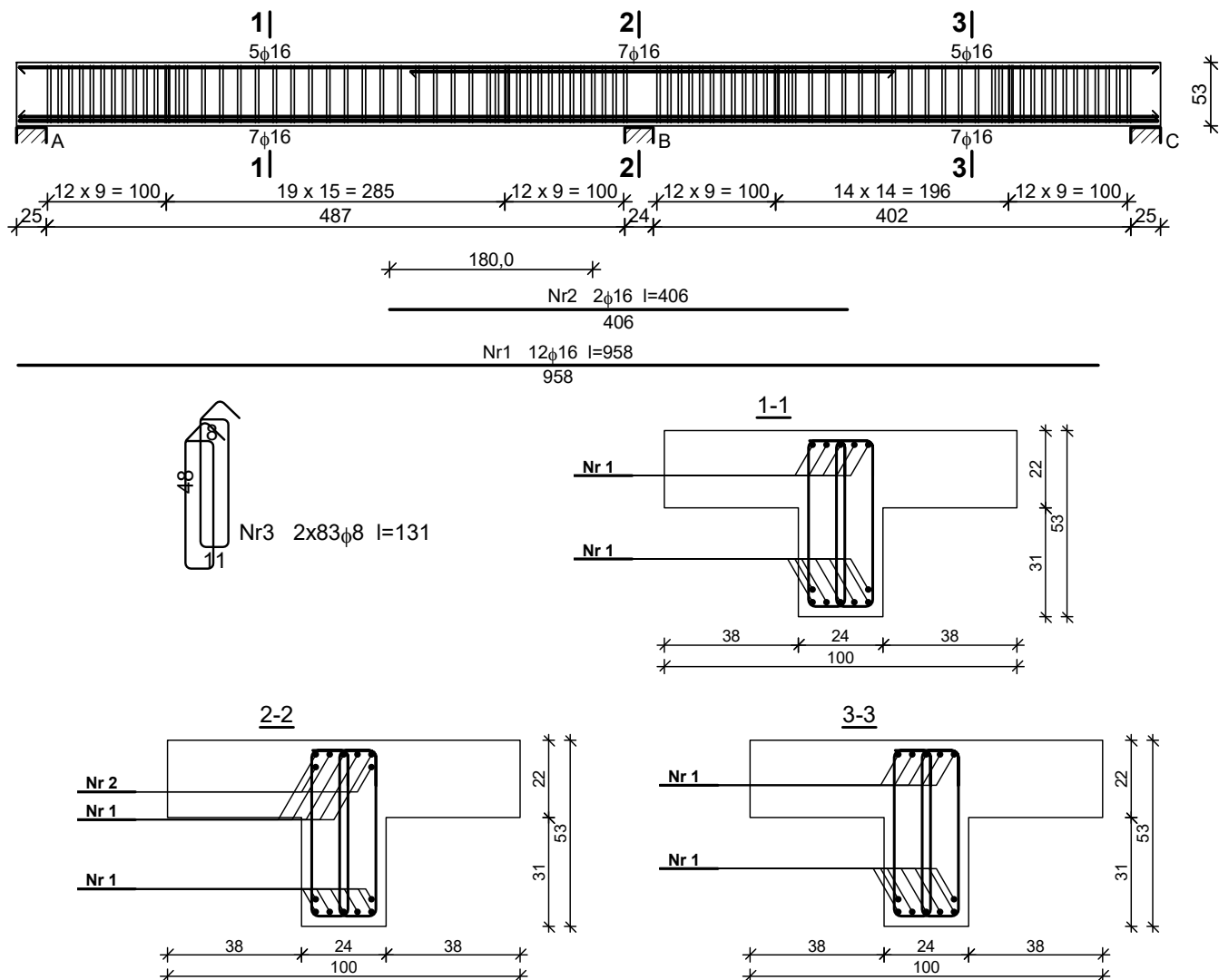
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/500$

Nadproże PŻ 1.1

- Długość: 4990+4140mm, Przekrój: 240 x 530 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 7#16, stal AIIIIN; górą 7#16, stal AIIIIN
- Strzemiona: 4-cięte #6 co 14,0 cm, stal A-IIIIN

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				RB500W	
				φ8	φ16
dla jednej belki					
1	16	958	12		114,96
2	16	406	2		8,12
3	8	131	166	217,46	
Długość całkowita wg średnic				[m]	
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	
Masa prętów wg średnic				[kg]	
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	
Masa całkowita				[kg]	
					281

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

7.1.11 Słup S 1.1

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 24,0 \text{ cm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,12$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Średnica $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Obciążenia obliczeniowe:

	N_{sd} [kN]
1.	615,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości obliczeniowej $N_o = 5,64 \text{ kN}$

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 3,56 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji w płaszczyźnie obciążenia: nieprzesuwna (wykres prostoliniowy)

Rodzaj konstrukcji z płaszczyzny obciążenia: nieprzesuwna

Współczynnik długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia $\beta_x = 1,00$

Współczynnik długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 1,00$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

WYNIKI - SŁUP (wg PN-B-03264:2002)

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **2 ϕ 12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto **4 ϕ 12** o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,79\%$)

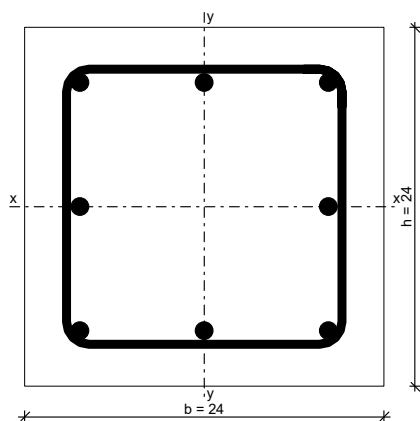
Warunek nośności:

- dla $N_d = 617,82 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 17,50 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 27,88 \text{ kNm}$

- dla $M_{d,x} = 17,50 \text{ kNm}$: $N_d = 617,82 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 773,51 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Przyjęto strzemiona pojedyncze $\phi 6$ w rozstawie co max. 18,0 cm



Przyjęto przekroje elementów:

Przekrój słupa: 240x 240 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą 3+3#12, stal AIIIIN; bok L. + P. 3+3#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 18,0 cm, stal AIIIIN

7.1.12 Słup S 1.2

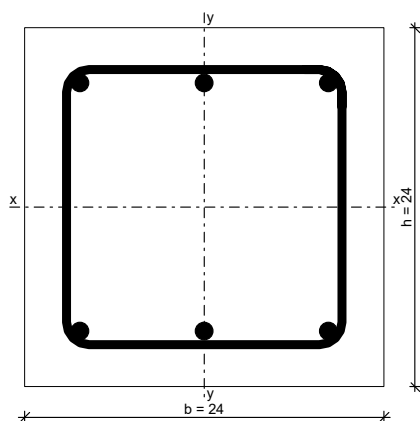
DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 24,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 24,0$ cm



Przyjęto przekroje elementów:

Przekrój słupa: 240x 240 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą: 3+3#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 18,0 cm, stal AIIIIN

7.2. Poddasze.

7.2.1 Nadproże NZ 2.1

- Długość: 3040mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12+1#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIIN

Uwaga: - zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

- długość zbrojenie dostosować do pochyłości nadproża

7.2.2 Nadproże NZ 2.2

- Długość: 1400mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12+1#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIIN

Uwaga: - zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

- długość zbrojenie dostosować do pochyłości nadproża

7.2.3 Nadproże NZ 2.3

- Długość: 1200mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12+1#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIIN

Uwaga: - zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

- długość zbrojenie dostosować do pochyłości nadproża

7.2.4 Nadproże NZ 2.4

- Długość: 1000mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIIN

Uwaga: - zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

- długość zbrojenie dostosować do pochyłości nadproża

7.2.5 Nadproże NZ 2.5

- Długość: 800/820mm, Przekrój: 240 x 250 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #806 co 20,0 cm, stal A-IIIIN

Uwaga: - zbrojenie belki stanowi zbrojenie wieńca ścian zewnętrznych.

- długość zbrojenie dostosować do pochyłości nadproża

7.2.6 Nadproże NW 2.1

- Długość: 1000mm, Przekrój: 240 x 240 mm,
- Beton lekki klasy: C20/25
- Zbrojenie główne: dołem 2#12, stal AIIIIN; górą 2#12, stal AIIIIN
- Strzemiona: 2-cięte #6 co 20,0 cm, stal A-IIIIN

7.2.7 Słup S 2.1

DANE

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b = 25,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju $h = 25,0 \text{ cm}$

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25** (B25) $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 3,12$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali: A-IIIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Strzemiona:

Średnica $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Obciążenia obliczeniowe:

	N_{Sd} [kN]	$M_{1Sd,x}$ [kNm]	$M_{2Sd,x}$ [kNm]
1.	100,00	5,00	5,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości obliczeniowej $N_o = 5,70 \text{ kN}$

Słup:

Wysokość słupa $l_{col} = 3,60 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji w płaszczyźnie obciążenia: nieprzesuwana (wykres prostoliniowy)

Rodzaj konstrukcji z płaszczyzny obciążenia: nieprzesuwana

Współczynnik długości wybocheniowej w płaszczyźnie obciążenia $\beta_x = 1,00$

Współczynnik długości wybocheniowej z płaszczyzny obciążenia $\beta_y = 1,00$

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

WYNIKI - SŁUP

Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto **4φ12** o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,79\%$)

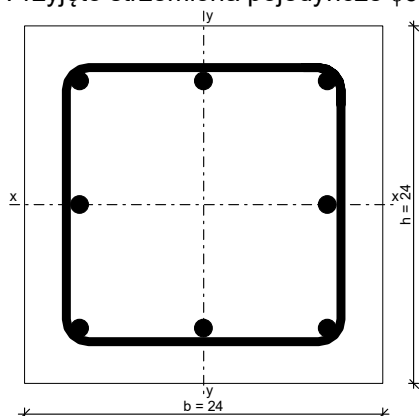
Warunek nośności:

- dla $N_d = 102,85 \text{ kN}$: $M_{d,x} = 6,80 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 26,39 \text{ kNm}$

- dla $M_{d,x} = 6,06 \text{ kNm}$: $N_d = 105,70 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 891,24 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Przyjęto strzemiona pojedyncze φ6 w rozstawie co max. 18,0 cm



Przyjęto przekroje elementów:

Przekrój słupa: 250x 250 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą 3+3#12, stal AIIIIN; bok L. + P. 3+3#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 18,0 cm, stal AIIIIN

7.2.8 Słup S 2.2

Przekrój słupa: 240x 350 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą: 3+3#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 18,0 cm, stal AIIIIN

7.2.9 Słup S 2.3

Przekrój słupa: 240x 250 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą: 2+2#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 18,0 cm, stal AIIIIN

7.2.10 Rdzeń R 2.2

Przekrój słupa: 240x 240 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą: 2+2#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 15,0 cm, stal AIIIIN

7.2.11 Rdzeń R 2.3

Przekrój słupa: 240x 470 mm,

Zbrojenie główne: dołem + górą: 3+3#12, stal AIIIIN

Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 15,0 cm, stal AIIIIN

7.2.12 Rdzeń R 2.4

Przekrój słupa: 240x 430 mm,
Zbrojenie główne: dołem + górą: 3+3#12, stal AIIIIN
Strzemiona: 2-cięte Ø6 co 15,0 cm, stal AIIIIN

8. Schody SZ1.

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPa

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Otulenie:

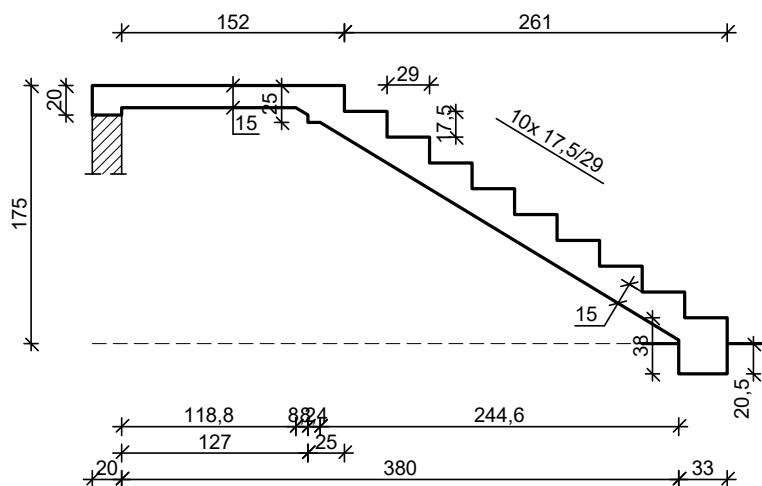
Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki $\Delta c = 5$ mm
→ nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 20$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm
Graniczne ugięcie w przęsłach $a_{lim} = l_{eff}/300$

8.1. Bieg dolny.



Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,46 m

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy

Belka górna podpierająca bieg schodowy

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 24,0$ cm

Płyta

Obciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.
Obciążenie zmienne (wszelkiego rodzaju budynki mieszkalne, szpitalne, więzienia)	[3,0kN/m ²] 4,00

Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

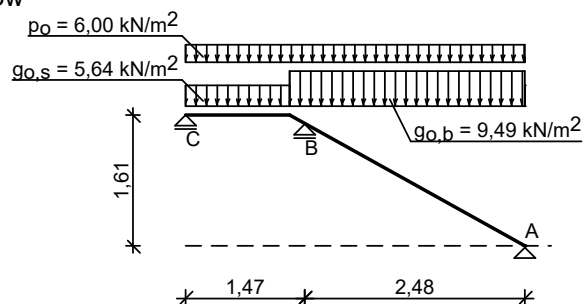
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.
1.	Okładzina górna biegu (Granit, sjenit [28,0kN/m ³] grub.3 cm $0,57 \cdot (1+17,5/29,0)$	1,35
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.15 cm + schody 17,5/29	6,57
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,33

$\Sigma: 8,25$

Obciążenia stałe na spoczniku górnym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.
1.	Okładzina górna spocznika (Granit, sjenit [28,0kN/m ³]) grub.3 cm	0,84
2.	Płyta żelbetowa spocznika górnego grub.15 cm	3,75
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³]) grub.1,5 cm	0,28
		$\Sigma: 4,88$

Schemat statyczny schodów

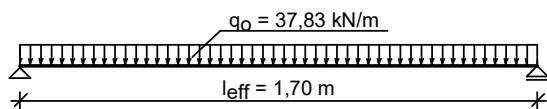


Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	29,36	1,26
2.	Ciężar własny belki	1,56	1,10
		$\Sigma: 30,92$	1,26

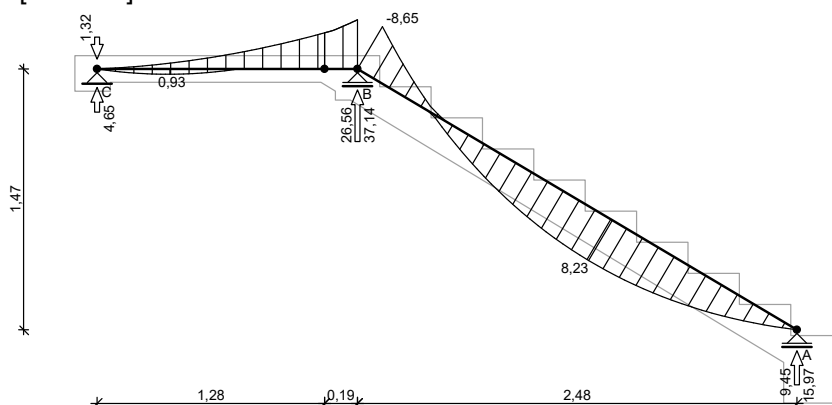
Schemat statyczny belki



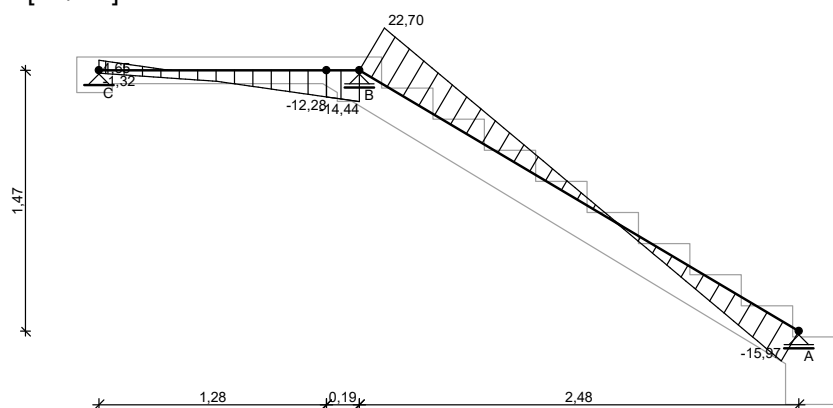
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

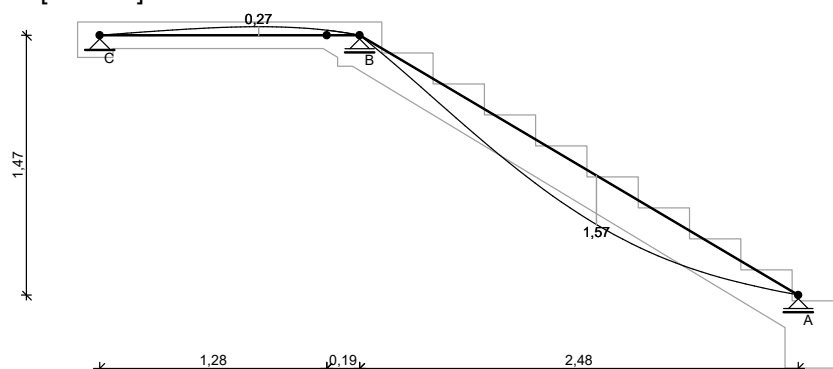
Momenty zginające [kNm/mb]:



Siły poprzeczne [kN/mb]:



Przemieszczenia [mm/mb]:



OBLICZENIA

Przęsło A-B- sprawdzenie

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 8,23 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10 \text{ co } 15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$)

(rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 8,23 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,68 \text{ kNm/mb}$ (32,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 20,14 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 20,14 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,94 \text{ kN/mb}$ (36,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,50 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,50 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,57 \text{ mm} < a_{lim} = 2480/300 = 8,27 \text{ mm}$ (19,0%)

Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 8,65 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,17 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto górą $\phi 10 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 4,36 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 8,65 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 29,28 \text{ kNm/mb}$ (29,5%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 6,84 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 6,84 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,93 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10 \text{ co } 18,0 \text{ cm}$ o $A_s = 4,36 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,35\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,93 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 21,65 \text{ kNm/mb}$ (4,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{sd} = 12,52 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{sd} = 12,52 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,53 \text{ kN/mb} \quad (23,0\%)$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,73 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,73 \text{ kNm/mb}$

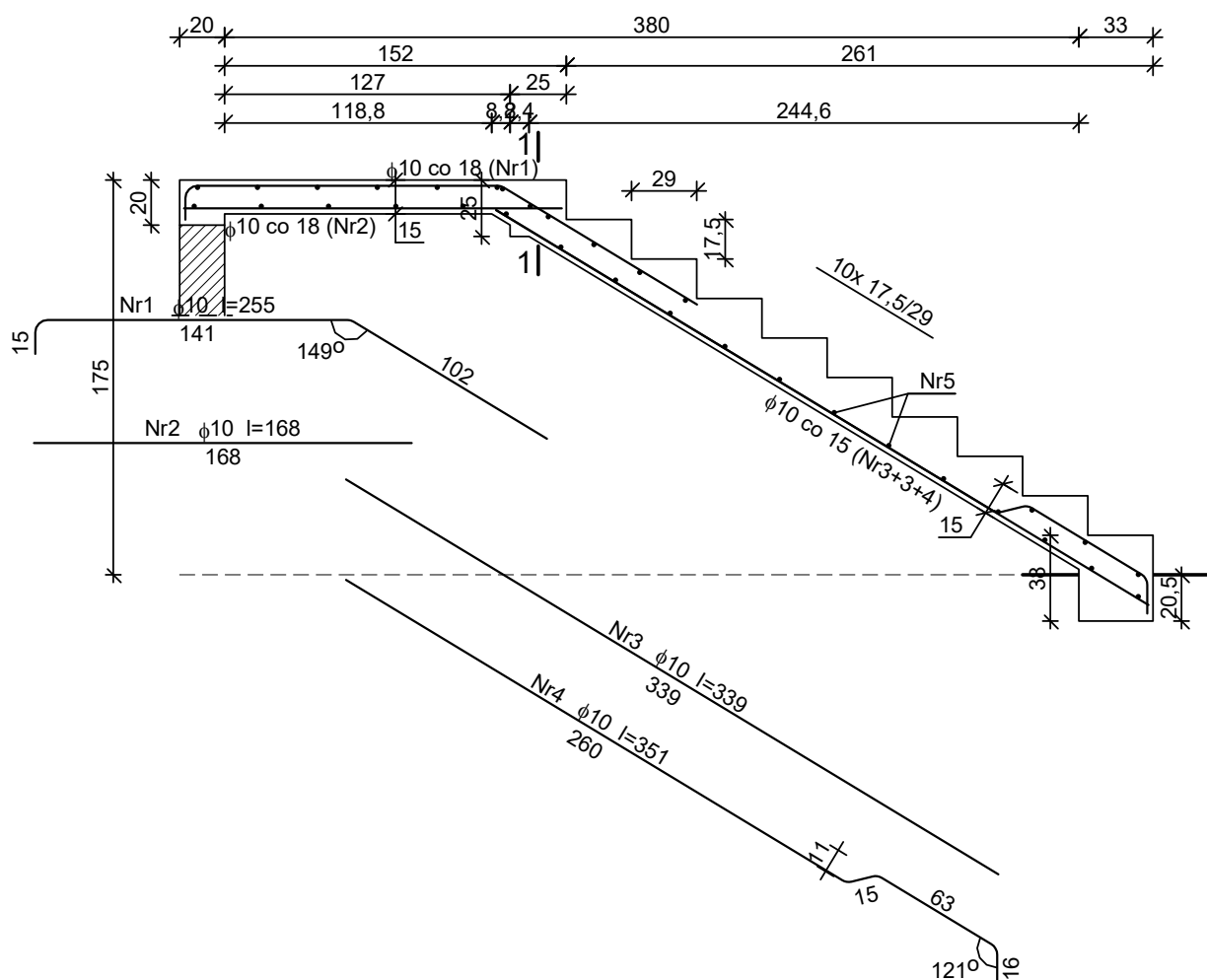
Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk, podp} = 6,84 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt, podp} = 6,84 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt, podp}) = (-) 0,27 \text{ mm} < a_{lim} = 1470/300 = 4,90 \text{ mm} \quad (5,6\%)$

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

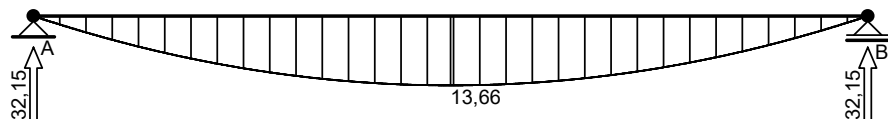
Nr pręt a	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				RB500W		
				φ6	φ10	
dla jednego biegu						
1	10	2548	9		22,93	
2	10	1680	9		15,12	
3	10	3389	7		23,72	
4	10	3512	3		10,54	
5	6	1420	33	46,86		
Długość całkowita wg średnic				[m]	46,9	72,4
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	0,617
Masa prętów wg średnic				[kg]	10,4	44,7
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	55,1	
Masa całkowita				[kg]	56	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

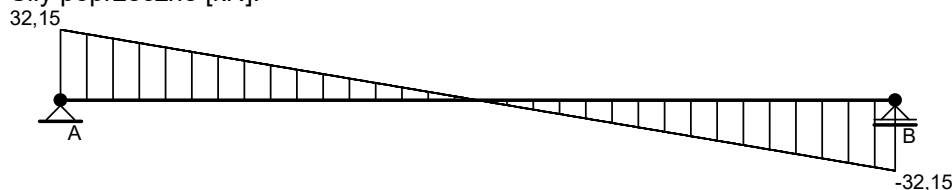
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

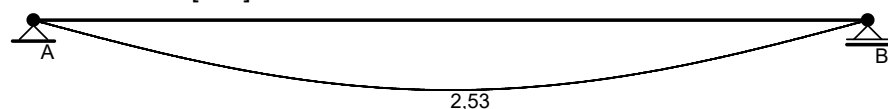
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Przemieszczenia [mm]:



WYMIAROWANIE

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 24 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 13,66 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 13,66 \text{ kNm} < M_{Rd} = 19,36 \text{ kNm}$ (70,6%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 27,61 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 160 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 27,61 \text{ kN} < V_{Rd1} = 36,01 \text{ kN}$ (76,7%)

Rozstaw poprzeczny ramion strzemion nie spełnia warunku (211) normy PN-B-03264:2002

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 10,73 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 10,73 \text{ kNm}$

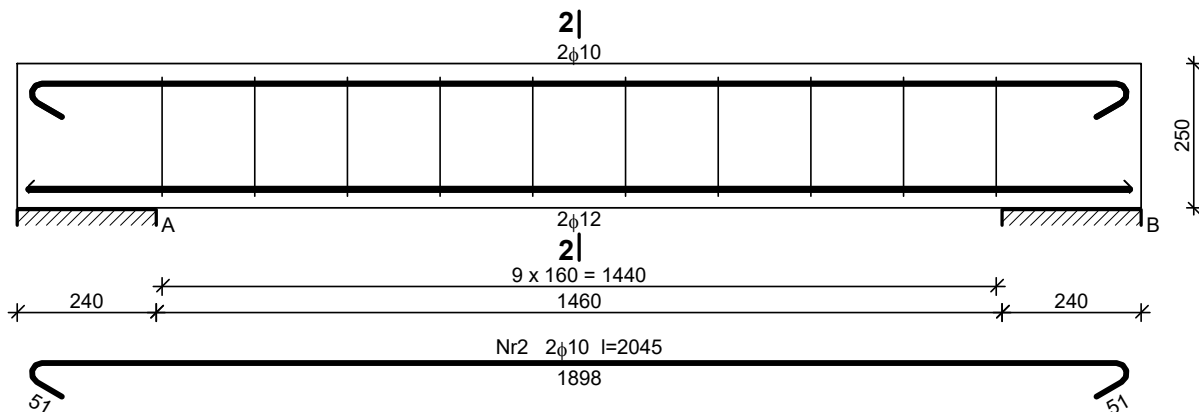
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,225 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (75,1%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,53 \text{ mm} < a_{lim} = 1700/300 = 5,67 \text{ mm}$ (44,7%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 21,69 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

SKIC ZBROJENIA

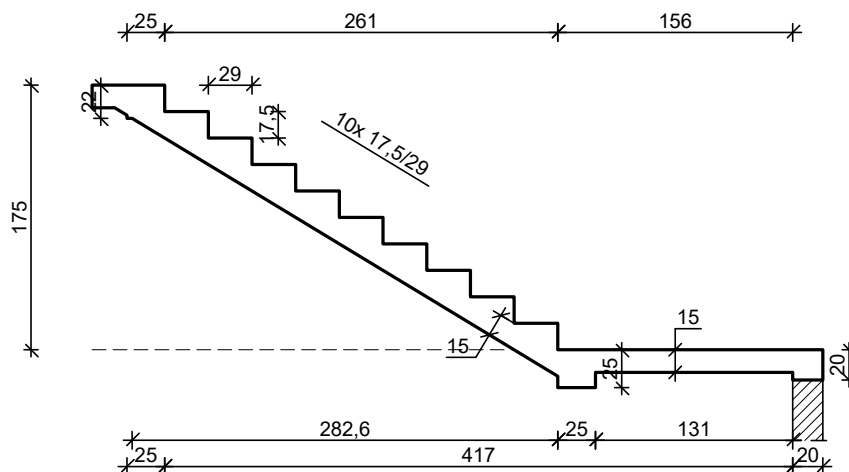




Nr pręt a	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b	RB500W	
				φ10	φ6	φ12
dla jednej belki						
6	12	1900	2			3,80
7	10	2045	2	4,09		
8	6	950	10		9,50	
Długość całkowita wg średnic [m]				4,1	9,5	3,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,617	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				2,5	2,1	3,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,5	5,4	
Masa całkowita [ka]				8		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

SZKIC SCHODÓW



Wymiary poprzeczne:

- Schody jednobiegowe

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny

Belka dolna podpierająca bieg schodowy

Belka górna podpierająca bieg schodowy

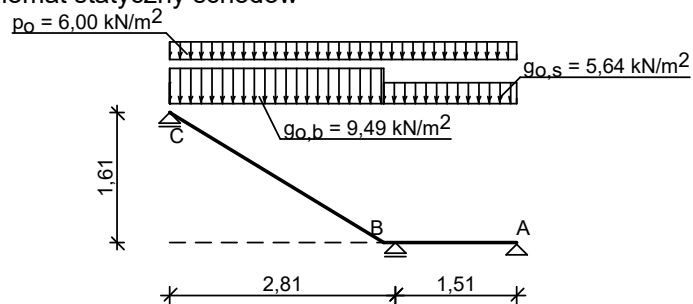
Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 24,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej $t_P = 24,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

Schemat statyczny schodów

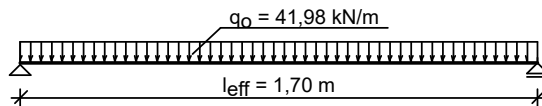


Belka B

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	32,64
2.	Ciężar własny belki	1,56
Σ :		34,21

Schemat statyczny belki

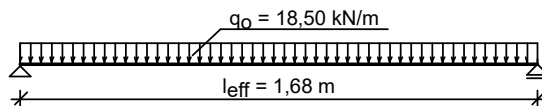


Belka C

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	14,25
2.	Ciężar własny belki	1,38
Σ :		15,62

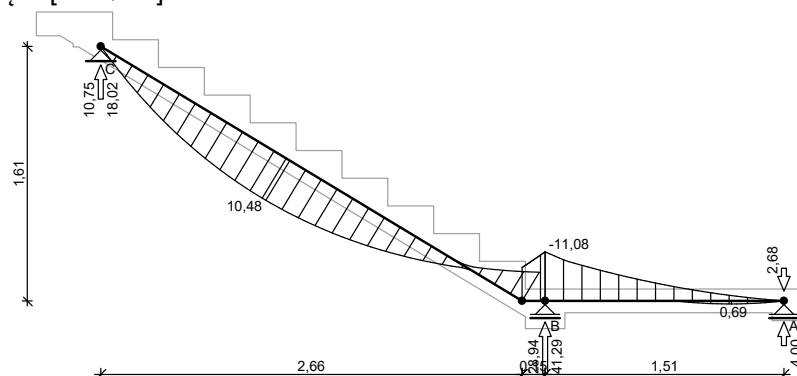
Schemat statyczny belki



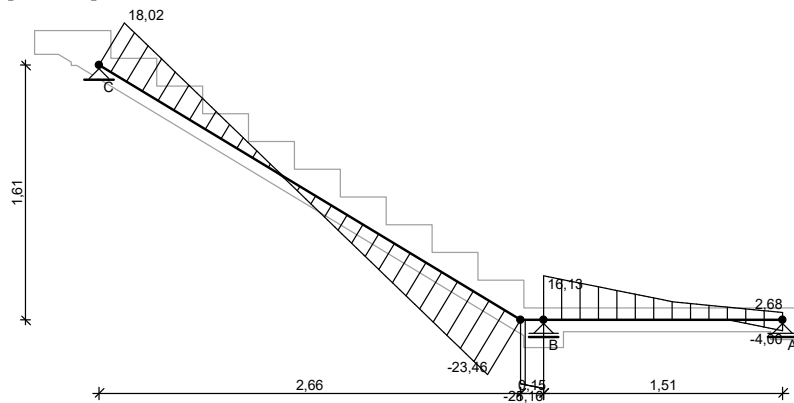
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

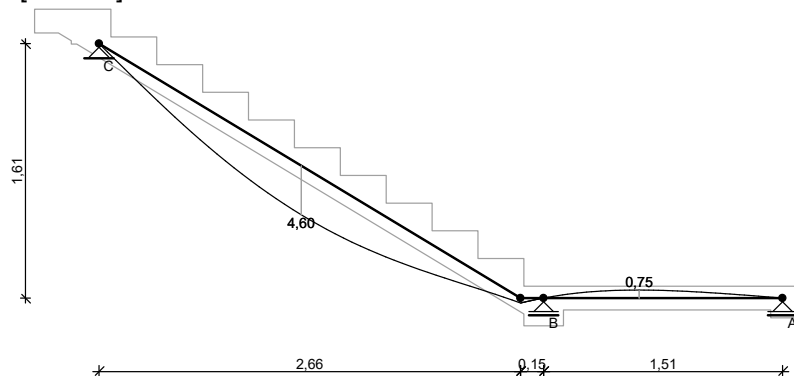
Momenty zginające [kNm/mb]:



Siły poprzeczne [kN/mb]:



Przemieszczenia [mm/mb]:



SPRAWDZENIE

Przęsło A-B- sprawdzenie

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,69 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$) (rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,69 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,68 \text{ kNm/mb}$ (2,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 14,67 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 14,67 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,94 \text{ kN/mb}$ (26,7%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 0,54 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,54 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk,podp} = 8,76 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt,podp} = 8,76 \text{ kNm/m}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,75 \text{ mm} < a_{lim} = 1510/300 = 5,03 \text{ mm}$ (14,9%)

Podpora B- sprawdzenie

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = 11,08 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 2,17 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto góra $\phi 10$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ (rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-) 11,08 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 34,84 \text{ kNm/mb}$ (31,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,76 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,76 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,084 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (27,9%)

Przęsło B-C- sprawdzenie

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 10,48 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,05 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co $15,0 \text{ cm}$ o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,42\%$) (rozstaw prętów przyjęty przez użytkownika)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 10,48 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 25,68 \text{ kNm/mb}$ (40,8%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 23,71 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 23,71 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 54,94 \text{ kN/mb} \quad (43,2\%)$

SGU:

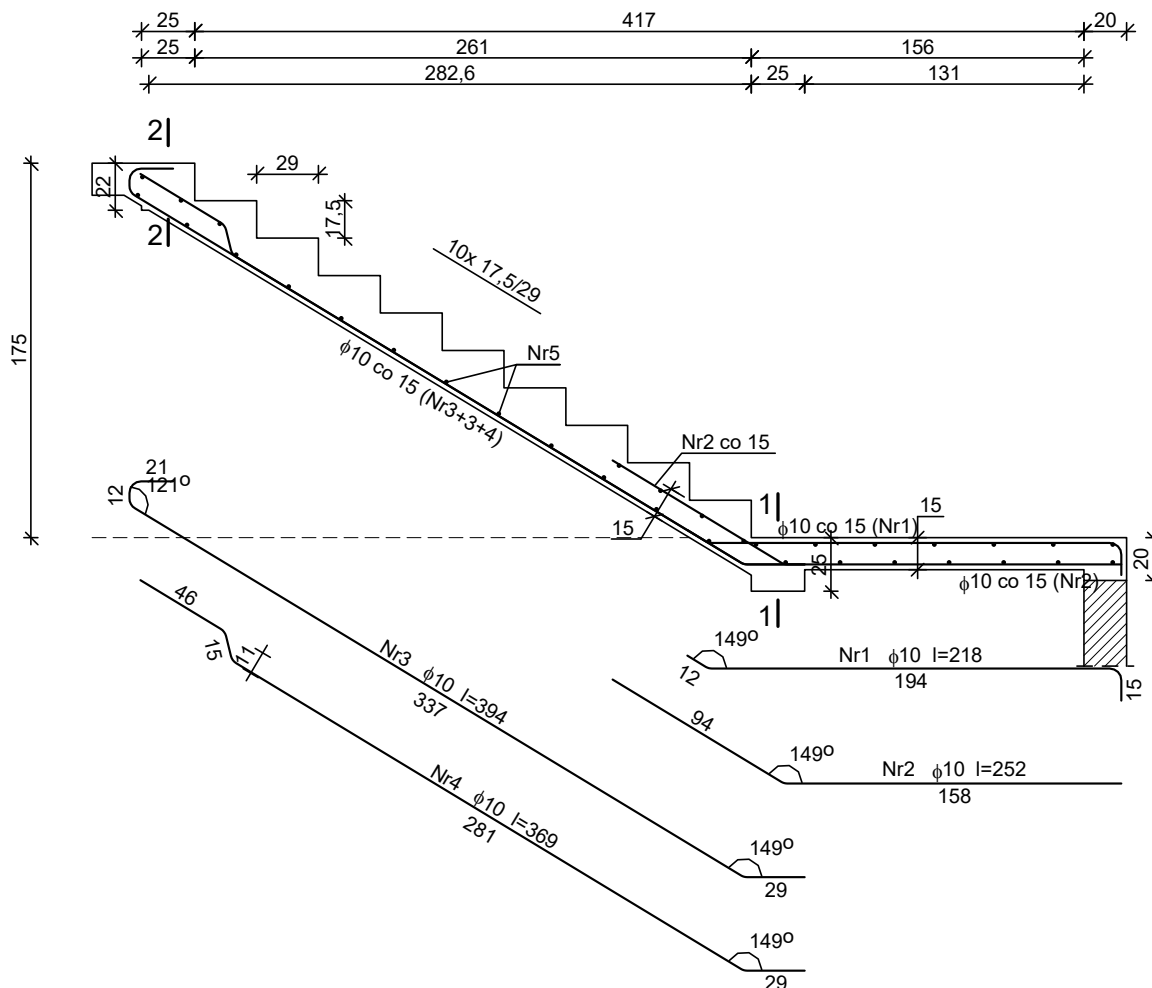
Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 8,29 \text{ kNm/mb}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 8,29 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,072 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \quad (23,9\%)$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,60 \text{ mm} < a_{lim} = 2810/300 = 9,37 \text{ mm} \quad (49,1\%)$

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

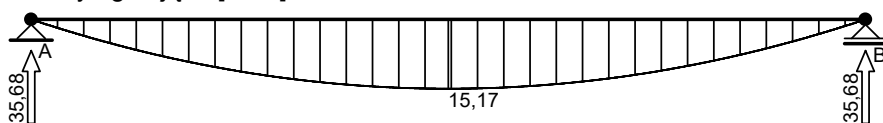
Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				RB500W		
				φ6	φ10	
dla jednego biegu						
1	10	2177	10		21,77	
2	10	2520	10		25,20	
3	10	3936	7		27,55	
4	10	3687	3		11,06	
5	6	1420	33	46,86		
Długość całkowita wg średnic				[m]	46,9	85,6
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	0,617
Masa prętów wg średnic				[kg]	10,4	52,8
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	63,2	
Masa całkowita				[kg]	64	

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

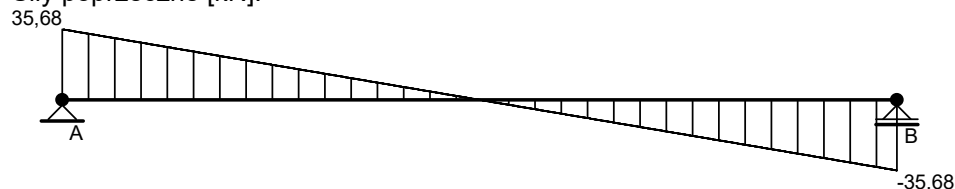
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

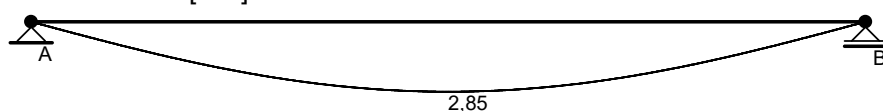
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Przemieszczenia [mm]:



WYMIAROWANIE

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 25,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 24 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 15,17 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,74 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,42\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 15,17 \text{ kNm} < M_{Rd} = 19,36 \text{ kNm}$ (78,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 30,64 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 160 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 30,64 \text{ kN} < V_{Rd1} = 36,01 \text{ kN}$ (85,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 11,90 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 11,90 \text{ kNm}$

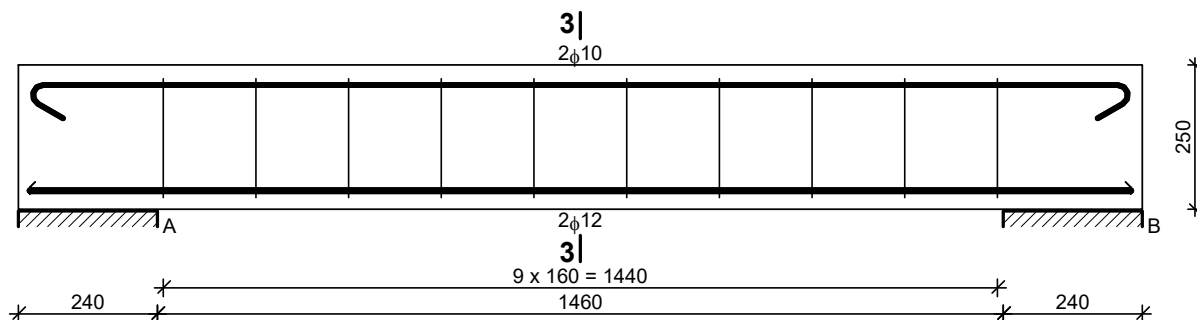
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,258 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (85,9%)

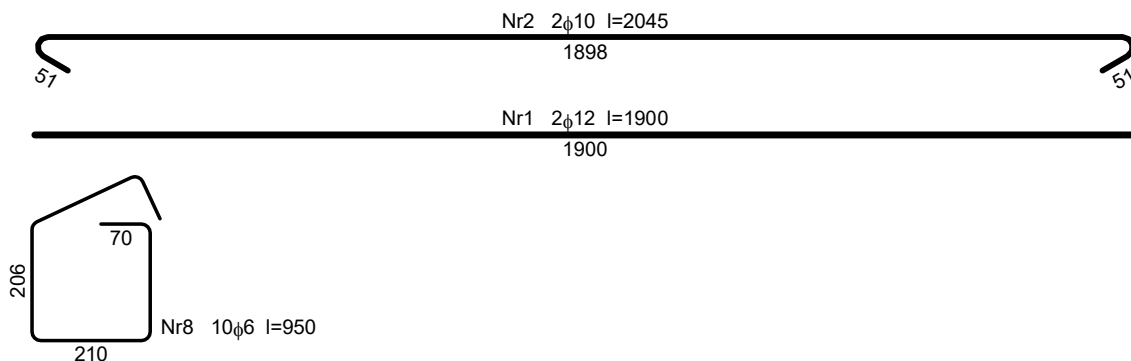
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 2,85 \text{ mm} < a_{lim} = 1700/300 = 5,67 \text{ mm}$ (50,3%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{Sk,lt} = 24,04 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

SZKIC ZBROJENIA





WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręt a	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b	RB500W	
				φ10	φ6	φ12
dla jednej belki						
6	12	1900	2			3,80
7	10	2045	2	4,09		
8	6	950	10		9,50	
Długość całkowita wg średnic [m]				4,1	9,5	3,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,617	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				2,5	2,1	3,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,5	5,4	
Masa całkowita [kg]				8		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

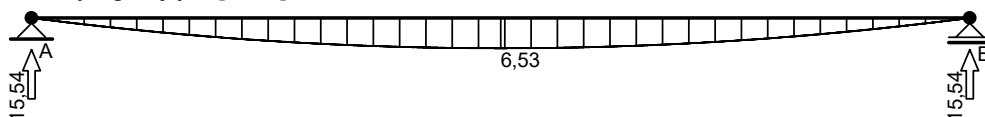
WYNIKI - BELKA C:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 6,53 \text{ kNm}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{sk} = 5,18 \text{ kNm}$
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{sk,lt} = 5,18 \text{ kNm}$
 Reakcja obliczeniowa $R_{sd,A} = R_{sd,B} = 15,54 \text{ kN}$

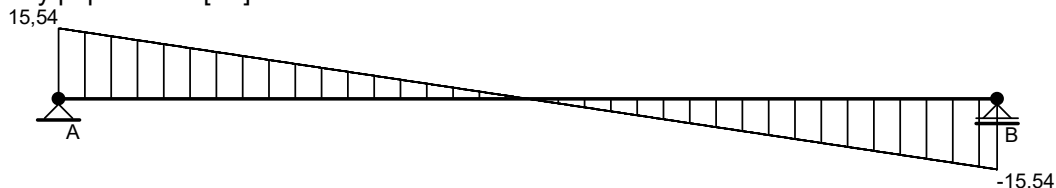
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych:

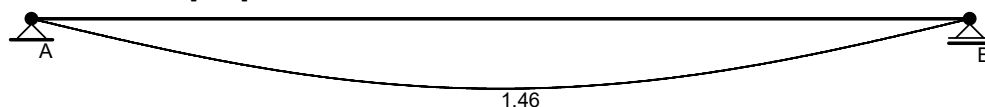
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Przemieszczenia [mm]:



WYMIAROWANIE

Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 22,0 \text{ cm}$
 nominalna grubość otulenia $c_{nom} = 24 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{sd} = 6,53 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne $A_s = 0,85 \text{ cm}^2$. Przyjęto dołem $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,48\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 6,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 16,51 \text{ kNm}$ (39,5%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 13,51 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co max. 140 mm na całej długości belki

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 13,51 \text{ kN} < V_{Rd1} = 32,34 \text{ kN}$ (41,8%)

Rozstaw poprzeczny ramion strzemion nie spełnia warunku (211) normy PN-B-03264:2002

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 5,18 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 5,18 \text{ kNm}$

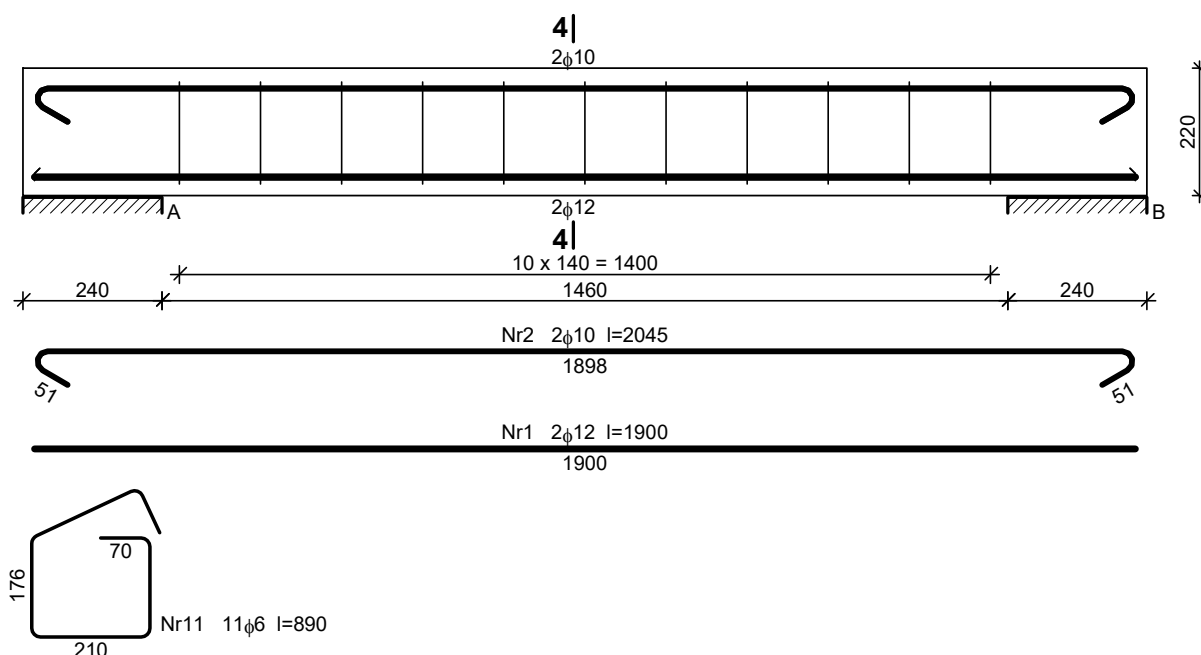
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,086 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (28,7%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,46 \text{ mm} < a_{lim} = 1680/300 = 5,60 \text{ mm}$ (26,0%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała $V_{sk,lt} = 10,71 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

SZKIC ZBROJENIA



WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręt a	Średnica [mm]	Długość [mm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b	RB500W	
				φ10	φ6	φ12
dla jednej belki						
9	12	1900	2			3,80
10	10	2045	2	4,09		
11	6	890	11		9,79	
Długość całkowita wg średnic [m]				4,1	9,8	3,7
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,617	0,222	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				2,5	2,2	3,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				2,5	5,5	
Masa całkowita [kg]				8		

UWAGA: Długość pręta jest długością obliczoną na podstawie wymiarów w osi pręta (metoda B wg PN-EN ISO 3766:2006)

KONIEC OBLICZEŃ

Listopad 2021

PROJEKTOWAŁ :

mgr inż. Grzegorz Przysiał
Upr. bud. do projektowania i kierowania robotami
w spec. konstrukcyjno- budowlanej bez ograniczeń
nr. ew. **SLK/9363/PWBKb/20**

SPRAWDZAŁ :

mgr inż. Andrzej Krzus
Upr. bud. do projektowania i kierowania robotami
w spec. konstrukcyjno- budowlanej bez ograniczeń
nr. ew. **SLK/4827/PWOK/13**



P O L S K A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-D6F-5Z3-S81 *

Pan Grzegorz Przysiał o numerze ewidencyjnym SLK/BO/1573/20
adres zamieszkania ul. Łagodna 18/18, 43-300 Bielsko-Biała
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2022-10-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2021-10-14 roku przez:

Roman Karwowski, Przewodniczący Rady Śląskiej 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.

Sygn. akt SLK/OKK/7131.7132/9363/20

D E C Y Z J A

Katowice, dnia 28 września 2020 r.

Na podstawie art. 12 ust. 2, art. 12 ust. 3, art. 12 ust. 4c pkt 3, art. 13, art. 14 ust. 1 pkt 2, art. 15a ust. 1, art. 15a ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2020r., poz. 1333, ze zmianą Dz.U. z 2020r., poz. 471) oraz na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz.U. z 2019r., poz. 1117), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan Grzegorz Przysiał

mgr inż. budownictwa

ur. dnia 14 listopada 1991 r. w Żywcu

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny SLK/9363/PWBKb/20

**do projektowania i kierowania robotami budowlanymi
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń**

Zakres uprawnień:

- projektowanie konstrukcji obiektu,
- kierowanie robotami budowlanymi w odniesieniu do konstrukcji oraz architektury obiektu,
- sprawdzanie projektów architektoniczno-budowlanych i technicznych w zakresie uzyskanej specjalności oraz sprawowanie nadzoru autorskiego,
- sporządzanie projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie uzyskanej specjalności,
- kierowanie wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzór i kontrola techniczna wytwarzania tych elementów,
- wykonywanie nadzoru inwestorskiego,
- sprawowanie kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych, z zastrzeżeniem art. 62 ustawy Prawo budowlane.

UZASADNIENIE

W wyniku pozytywnego postępowania kwalifikacyjnego i pozytywnego wyniku egzaminu ze znajomości procesu budowlanego oraz praktycznego zastosowania wiedzy technicznej wydanie niniejszych uprawnień budowlanych jest uzasadnione.

Od niniejszej decyzji służy prawo odwołania do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej ŚOIIB w Katowicach w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Zgodnie z art. 127a k.p.a., w trakcie biegu terminu do wniesienia odwołania strona może zrzec się prawa do wniesienia odwołania wobec organu administracji publicznej, który wydał decyzję (tj. Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa). W takim wypadku, z dniem doręczenia organowi oświadczenia o zrzeczeniu się prawa do wniesienia odwołania przez ostatnią ze stron postępowania, decyzja staje się ostateczna i prawomocna. Informuje się ponadto, że jeżeli w wyniku złożenia oświadczenia o zrzeczeniu się odwołania decyzja uzyska przymioty ostateczności i prawomocności – zamyka to również drogę do zaskarżenia jej do sądu administracyjnego.

Otrzymują:

1. Pan Grzegorz Przysiał
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. a/a.



Skład orzekający OKK

1. 
mgr inż. Franciszek Buszka

2. 
mgr inż. Jan Spychała

3. 
inż. Zbigniew Herisz