

V. PROJEKT KONSTRUKCYJNO-BUDOWLANY

5.1 - Temat opracowania

Tematem opracowania jest projekt budowlano-wykonawczy konstrukcji budynku sali gimnastycznej przy Zespole Szkół w Zyndakach gmina Sorkwity.

5.2 - Formalna podstawa opracowania.

Umowa z Inwestorem

5.3 - Merytoryczna podstawa opracowania

projekt architektoniczny obiektu
informacje uzyskane od Zleceniodawcy
informacje uzyskane od wykonawcy paneli dachowych i montażysty konstrukcji dachu
normy i przepisy

Normy:

| | |
|-------------------|---|
| PN-82/B-2000 | Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości. |
| PN-82/B-2001 | Obciążenia budowli. Obciążenia stałe. |
| PN-82/B-2003 | Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe. |
| PN-80/B-02010 | Obciążenia śniegiem, |
| PN-80/B-02010/Az1 | dotyczy: Obciążenia śniegiem |
| PN-77/B-02011 | Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenia wiatrem. |
| PN-77/B-02011/Az1 | dotyczy: Obciążenia śniegiem |
| PN-90/B-03200 | Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. |
| PN-B-03150 | Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie |

5.4 - Lokalizacja

Adres: dz. nr 24 i 25, Zyndaki 2, 11-731 Sorkwity,
IV strefa obciążenia śniegiem
I strefa obciążenia wiatrem

5.5 - Charakterystyka obiektu.

Projektowany obiekt składa się z dwóch części: sali gimnastycznej i łącznika.

Główna część obiektu – sala gimnastyczna stanowi jednokondygnacyjny budynek halowy o dachu dwuspadowym. Dach tworzą dźwigary z drewna klejonego warstwowo typu „BUMERANG” oparte na słupach żelbetowych za pomocą specjalnie wyprofilowanych okuć stalowych. Na dźwigarach drewnianych opierają się panele HBE.

Wymiary sali gimnastycznej w osiach: długość 30,00m, szerokość: 16,00m, wysokość: 11,10m.

Łącznik zaprojektowano jako parterowy budynek z poddaszem użytkowanym jako wentylatorownia i dachem dwuspadowym oraz gęstożebrowym stropem wspartym na ścianach murowanych wewnętrznych i zewnętrznych. Wymiary w osiach tej części obiektu: 9,08m x 4,00 m, wysokość: 7,34m.

Posadowienie budynku zaprojektowano bezpośrednie (stopy i ławy fundamentowe). Poziom posadowienia zmienny od -2,00 do -3,00m.

5.6 - Przyjęte schematy statyczne.

Strop łącznika przyjęto jako jednoprzęsłowy (należy go wykonać zgodnie z wytycznymi producenta). Panele HBE obliczone jako jednoprzęsłowe.

Słupy sali gimnastycznej obliczono jako wspornikowe, wieńce jako belki wieloprzęsłowe, nadproża jednoprzęsłowe. Konstrukcja dachu, dźwigar i płatwie obliczane jako belki jednoprzęsłowe wolnopodparte a panele HBE to belki dwuprzęsłowe.

5.7 - Warunki gruntowo – wodne.

Warunki gruntowo – wodne określono w „Opinii geotechnicznej dla projektowanej sali gimnastycznej w Zyndakach gm. Sorkwity, powiat mrągowski”. Opinia ta została wykonana w lipcu 2013r. przez Przedsiębiorstwo Techniczno-Ustugowe Geoprojekt – Olsztyn Sp. z o.o. z siedziba przy ul. Mickiewicza 17/6, 10-509 Olsztyn.

5.7.1 - Charakterystyka wydzielonych warstw:

warstwa I - nasypy niebudowlane w postaci glin piaszczystych, piasków gliniastych, piasków próchnicznych, gliniastych piasków próchnicznych, a także torfów i namutów organicznych. Dla celów posadowienia projektowanego budynku grunty warstwy I należy traktować jako słabonośne i w całości usunąć.

warstwa II- próchniczne piaski i próchniczne piaski gliniaste. Są to również grunty słabonośne i należy je w całości usunąć.

warstwy IIIa, IIIb - deluwialne gliny i wodne mułki w postaci miękkoplastycznych (IL=0.50) piasków gliniastych (piaski ilaste wg PN-EN 14688:2006) - warstwa IIIa i plastycznych (IL=0.35) - warstwa IIIb. Grunty warstw IIIa i IIIb zaliczono do konsolidacyjnej grupy C wg PN-81/B-03020.

warstwa IV - bagienne torfy. Są to grunty bardzo ściśliwe i słabonośne.

warstwa V - lodowcowe piaski drobne, średnie i pospółki w stanie średniozagęszczonym ($I_D=0.5$). Są one nawodnione.

warstwa VIa, VIb, VIc - lodowcowe gliny w postaci glin piaszczystych i piasków gliniastych (piaski ilaste wg PN-EN 14688:2006) w stanie miękkoplastycznym (IL=0.50) - warstwa VIa, plastycznym (IL=0.35) - warstwa VIb i twardoplastycznym (IL=0.15) - warstwa VIc.

Grunty warstw VIa, VIb, VIc zaliczono do konsolidacyjnej grupy B wg PN-81/B-03020.

5.7.2 - Warunki wodne

Woda gruntowa występuje tu głównie w piaskach warstwy V. Zwierciadło jest swobodne lub lekko napięte. Dodatkowo napotkano też niewielkie sączenia z nasypów warstwy I i ze strefy glebowej. Zwierciadło wody gruntowej ustabilizowało się na głębokościach 2,14 – 2,58 m ppt, tj. na rzędnych 147,36 – 147,92 m npm.

Obecny poziom wody gruntowej jest prawdopodobnie nieco niższy od przeciętnego.

5.7.3 - Wnioski

- Warunki gruntowo-wodne na badanym terenie dla potrzeb posadowienia projektowanego budynku są zróżnicowane. Na większej części terenu przeznaczanego pod projektowany budynek panują dobre warunki gruntowe i wodne. W rejonie wierceń 2 arch, 3 arch, 4 arch, odk, 3, 6, w podłożu, pod cienką warstwą słabonośnych nasypów niebudowlanych (warstwa I) i słabonośnych gruntów glebowych (warstwa II), które zaleca się w całości usunąć, występują nośne, plastyczne i twardoplastyczne gliny lodowcowe warstw VIb i VIc. Grunty nośne występują tu już na głębokościach do 1.5 m ppt. Do tej głębokości nie występuje też woda gruntowa. W pozostałej części (wiercenia 1, 2, 4, 5) grunty nośne (gliny warstw VIa, VIb, VIc i piaski warstwy V) pojawiają się na dużo większej głębokości, tj. od 2.5 do 5.0 m ppt. Dodatkowo, przy głębokich pracach ziemnych, może pojawić się woda gruntowa. Szczególną uwagę należy zwracać na nią w rejonie wiercenia nr 5, gdzie może dojść do odstonięcia nawodnionych piasków warstwy V. W otworze nr 1 nawiercono cienką wkładkę torfów (warstwa IV). Ze względu na możliwość

pojawienia się w tym rejonie większej ilości gruntów organicznych bezpiecznie będzie usunąć w tym miejscu wszystkie grunty do stropu glin lodowcowych warstwy VIb (5.0 m ppt). W tym rejonie można zastosować głęboką wymianę gruntów lub zastosować np. studnie fundamentowe.

- Przy głębokich pracach ziemnych należy mieć na uwadze wspomnianą wyżej możliwość nacięcia nawodnionych piasków warstwy V, co może doprowadzić do ich rozluźnienia na większym obszarze.
- Wg Rozporządzenia Ministra TBiGM z kwietnia 2012 stwierdzone warunki gruntowo-wodne można traktować jako proste na większej części badanego terenu i złożone w rejonie wiercenia nr 1.
- Głębokość przemarzania gruntu w Zyndakach wynosi 1.2 m ppt (PN-81 /B-03020).

5.8 - Opis elementów konstrukcyjnych.

Konstrukcję hali zaprojektowano z następujących elementów:

- konstrukcja dachu dwuspadowego w osiach 1-2/A-F składa się z dźwigarów typu „BUMERANG” o przekroju 20x47-166cm opartych na konstrukcji żelbetowej w osiach 1 i 2. Na dźwigarach głównych opierają się panele HBE które są podłożem pod warstwy pokrycia dachu (blacha trapezowa, folia); W okolicy środka wysokości dźwigara zaprojektowane są płatwie z drewna klejonego warstwowo o przekroju 12x28cm które stanowią wsparcie pod blachę trapezową, folie PCV, wełnę mineralną i płyty akustyczne.
- Na zadaszenie nad łęcznikiem składają się panele HBE które są podłożem pod warstwy pokrycia dachu (blacha trapezowa, folia) również do paneli HBE zamocowana jest, na ruszcie stalowym z profili CD60, podsufitka z blachy trapezowej wraz z foliami i wełną mineralną.
- strop części socjalnej – gęstożebrowy porotherm 19/62,5 - gr. 19+4=23cm
- belki stropu łącznika – żelbetowe o przekrojach: 30x25cm,
- wieniec łącznika: żelbetowy o przekroju: 30x30cm
- wieniec sali gimnastycznej: żelbetowy o przekroju 30x30cm
- słupy w ścianie podłużnej sali gimnastycznej – żelbetowe o przekroju 30x50cm
- słupy w ścianach szczytowych sali gimnastycznej: żelbetowe o przekrojach: 30x30cm
- ławy fundamentowe łącznika – żelbetowe o szer. 60cm i 40cm
- stopy fundamentowe sali gimnastycznej – żelbetowe o wysokości 60cm i 40cm
- ławy fundamentowe – żelbetowe o szer. 60cm
- nadproża drzwiowe i okienne – nadproża Porotherm lub żelbetowe, zgodnie z rys.

5.9 - Posadowienie fundamentów.

Obiekt posadowiony będzie na stopach i ławach fundamentowych, żelbetowych. Ławy oraz stopy fundamentowe posadowione zostaną bezpośrednio na gruncie. Poziom posadowienia fundamentów przyjęto na rzędnej od -2,00m do -3,00m. Pod fundamentami ułożyć chudy beton B10 grubości 10cm oraz warstwę pospółki gr. 50cm.

Grunty spoiste w wykopie należy zabezpieczyć przed dostaniem się wody opadowej.

W przypadku wystąpienia pod fundamentami lub pod posadzką gruntów uznanych w geologii za słabonośne (nasyp lub grunty organiczne tzn. warstwa I lub II) należy je bezwzględnie w całości usunąć.

Po usunięciu nienośnego gruntu należy wzmocnić dno wykopu, grunty spoiste tłuczniem do pełnego sprawdzalnego zklinowania a niespoiste powierzchniowo (gr. 30cm) dogęścić do $I_D > 0,5$. Następnie na tak przygotowanym podłożu wykonać nasyp z pospółki zagęszczanej warstwami 20cm do $I_D > 0,67$. Dopuszcza się również alternatywne rozwiązania wzmocnienia podłoża (pale, kolumny, studnie itp) po przedłożeniu stosownej dokumentacji i zatwierdzeniu jej przez Inwestora i nadzór.

Niezależnie od gruntu w poziomie posadowienia należy pod wszystkimi fundamentami wymienić grunt na głębokość min 0,5m, uzupełnić jw. (pospółka do $I_D > 0,67$).
Należy bezwzględnie zapewnić OBSŁUGĘ GEOLOGICZNĄ BUDOWY na każdym etapie wykonywania robót ziemnych.

5.10 - Materiały.

ZADASZENIE:

- Dźwigary zaprojektowano z drewna klejonego warstwowo klasy GL28c.
- Płatwie zaprojektowano z drewna litego w klasie GL28c
- Panele HBE zaprojektowano w klasie GL24h
- Elementy stalowe konstrukcji zaprojektowano ze stali S235.

KONSTRUKCJE ŻELBETOWE:

- beton: C20/25 (dawniej B25)
- stal: # : A-IIIIN → B500SP (Epstal)
Ø : A-I → S235JRG2 (St3S)

5.11 - Zabezpieczenie antykorozyjne.

5.11.1 - Zadaszenie

- Elementy drewniane należy zabezpieczyć powierzchniowo preparatem Fobos.
- Elementy stalowe i łączniki należy zabezpieczyć poprzez cynkowanie ogniowe lub galwaniczne.

5.11.2 - Konstrukcje żelbetowe.

Konstrukcje żelbetowe zabezpieczone są antykorozyjnie poprzez zachowanie odpowiednich grubości otulin zbrojenia:

- min 2,5cm dla konstrukcji nadziemnych
- min 5,0cm dla konstrukcji podziemnych

Powierzchnie elementów podziemnych zaizolować przez posmarowanie emulsją typu Bitizol 2R + P pod fundamentami należy ułożyć warstwę papy bitumicznej.

5.12 - Wytyczne dotyczące eksploatacji konstrukcji

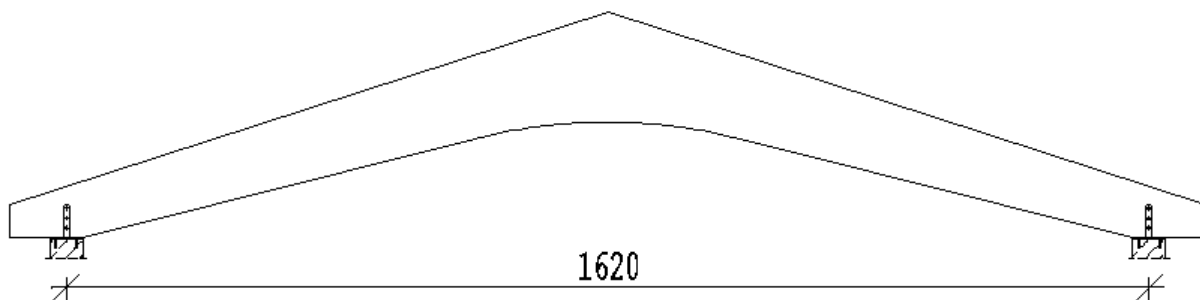
Konstrukcja z drewna klejonego przy prawidłowej eksploatacji (brak działania wody i czynników atmosferycznych) nie wymaga ponawiania impregnacji w trakcie użytkowania obiektu.

Zgodnie z obowiązującymi przepisami dla obiektu wielkopowierzchniowego należy zwrócić uwagę na opady atmosferyczne – śnieg, który powinien być usuwany z powierzchni dachu, aby nie narazić konstrukcji na nadmierne nieprzewidziane obciążenie. Grubość pokrywy śnieżnej dla projektowanej konstrukcji nie powinna przekroczyć 30 cm.

Ze względu na specyfikę materiału jakim jest drewno klejone należy zabezpieczyć elementy konstrukcji przed nagłymi zmianami wilgotności. Gwałtowne wysuszenie zawilgoconych elementów może doprowadzić do wystąpienia pęknięć skurczowych które są zjawiskiem normalnym. Dopuszczalne pęknięcia mogą dochodzić do 1/6 grubości przekroju, a lokalnie do 1/3 grubości. W przypadku niepokojących pęknięć należy skonsultować się z projektantem.

5.13 – Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe**5.13.1 - Obliczenia statyczno wytrzymałościowe dźwigara głównego**Tabela obciążeń

| Rodzaj obciążenia | kN/m ² | γ_r | kN/m ² | Obciążenie dachu na 1mb konstrukcji przy rozstawie ram: | | | |
|---------------------------------|-------------------|------------|-------------------|---|-------|--------|-------|
| Błacha trapezowa T60gr. 0,5mmx2 | 0,140 | 1,35 | 0,189 | | | | |
| Folia | 0,010 | 1,35 | 0,014 | | | | |
| Wełna 20cm | 0,240 | 1,35 | 0,324 | | | | |
| HBE 12cm | 0,456 | 1,35 | 0,616 | | | | |
| Obciążenie technologiczne | 0,150 | 1,35 | 0,203 | 6,00 | m | | |
| Pokrycie $\Sigma=$ | | 0,996 | 1,35 | 1,345 | 5,976 | 1,35 | 8,068 |
| Śnieg | 1,280 | 1,5 | 1,920 | 7,680 | 1,5 | 11,520 | |

Statyka układu

Dźwigar pracuje jako belka wolnopodparta

Moment zginający w kalenicy $M=655,37\text{kNm}$

Siła ścinająca na podporze $V= 161,82\text{kN}$

Moment zginający w przekroju najbardziej wyężonym $M_x=558,67\text{kNm}$ ($x=4,99\text{m}$ od podpory)

Obliczenia wytrzymałościowe

Naprężenia w kalenicy

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_r \cdot f_{m,g,d}$$

$$f_{m,g,d} = 16,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = 12,65 \text{ MPa} < k_r \cdot f_{m,g,d} = 16,58 \text{ MPa}$$

Naprężenia na górnej powierzchni dźwigara w miejscu najbardziej wyężonym

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq f_{m,\alpha,g,d}$$

$$f_{m,\alpha,g,d} = 16,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = 12,14 \text{ MPa} < f_{m,\alpha,g,d} = 16,58 \text{ MPa}$$

Naprężenia na dolnej powierzchni dźwigara w miejscu najbardziej wyężonym

$$\sigma_{m,0,d} \leq f_{m,y,g,d}$$

$$\sigma_{m,0,d} = 12,55 \text{ MPa} < f_{m,y,g,d} = 17,22 \text{ MPa}$$

Naprężenia ścinające

$$\tau_d = 1,440 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 1,440 \text{ MPa}$$

$$< f_{v,g,d} = 1,66 \text{ MPa}$$

Stan graniczny użytkowania

Ugięcie od obciążeń stałych

$$u_{fin,1} = 20,18 \text{ mm}$$

Ugięcie od obciążeń śniegiem

$$u_{fin,2} = 19,33 \text{ mm}$$

Ugięcie dopuszczalne

$$u_{net,fin} = l/200$$

$$u_{net,fin} = 81 \text{ mm}$$

Warunek

$$u_{fin} = 39,51 \text{ mm}$$

<

$$u_{net,fin} = 81 \text{ mm}$$

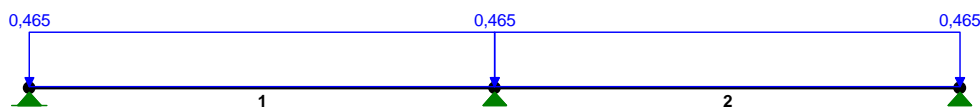
5.13.2 - Obliczenia statyczno wytrzymałościowe Paneli HBE

Tabela obciążeń

| Rodzaj obciążenia | kN/m ² | γ_f | kN/m ² | Obciążenie dachu na 1mb konstrukcji przy rozstawie ram: | | |
|-------------------------------|-------------------|------------|-------------------|---|------|-------|
| Błacha trapezowa T60gr. 0,5mm | 0,070 | 1,35 | 0,095 | 1,00 m | | |
| Folia | 0,005 | 1,35 | 0,007 | | | |
| Wełna 20cm | 0,240 | 1,35 | 0,324 | | | |
| Obciążenie technologiczne | 0,150 | 1,35 | 0,203 | | | |
| Pokrycie $\Sigma=$ | 0,465 | 1,35 | 0,628 | 0,465 | 1,35 | 0,628 |
| Śnieg | 1,280 | 1,5 | 1,920 | 1,280 | 1,5 | 1,920 |

Statyka układu

OBCIĄŻENIA:

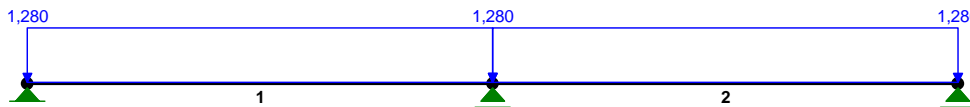


OBCIĄŻENIA:

([kN], [kNm], [kN/m])

| Pręt: | Rodzaj: | Kąt: | P1 (Tg): | P2 (Td): | a [m]: | b [m]: |
|--------|-----------|------|----------|----------|-------------------|--------|
| Grupa: | G "Stale" | | | Stale | $\gamma_f = 1,35$ | |
| 1 | Liniowe | 0,0 | 0,465 | 0,465 | 0,00 | 6,00 |
| 2 | Liniowe | 0,0 | 0,465 | 0,465 | 0,00 | 6,00 |

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

| Pręt: | Rodzaj: | Kąt: | P1(Tg): | P2(Td): | a[m]: | b[m]: |
|--------|-----------|------|---------|---------|-------------------|-------|
| Grupa: | S "Śnieg" | | | Zmienne | $\gamma_f = 1,50$ | |
| 1 | Liniowe | 0,0 | 1,280 | 1,280 | 0,00 | 6,00 |
| 2 | Liniowe | 0,0 | 1,280 | 1,280 | 0,00 | 6,00 |

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

| Grupa: | Znaczenie: | ψ_d : | γ_f : |
|-------------|------------|------------|--------------|
| Ciężar wł. | | | 1,10 |
| G - "Stałe" | Stałe | | 1,35 |
| S - "Śnieg" | Zmienne | 1 | 1,50 |

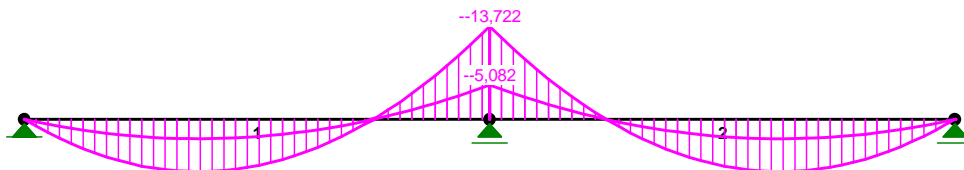
RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

| Grupa obc.: | Relacje: |
|-------------|-------------|
| Ciężar wł. | ZAWSZE |
| G - "Stałe" | EWENTUALNIE |
| S - "Śnieg" | EWENTUALNIE |

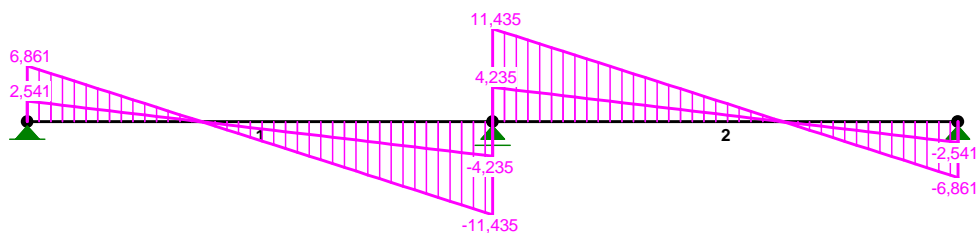
KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

| Nr: | Specyfikacja: |
|-----|------------------------------|
| 1 | ZAWSZE : G EWENTUALNIE: S |

MOMENTY-OBWIEDNIE:



TNAĆE-OBWIEDNIE :



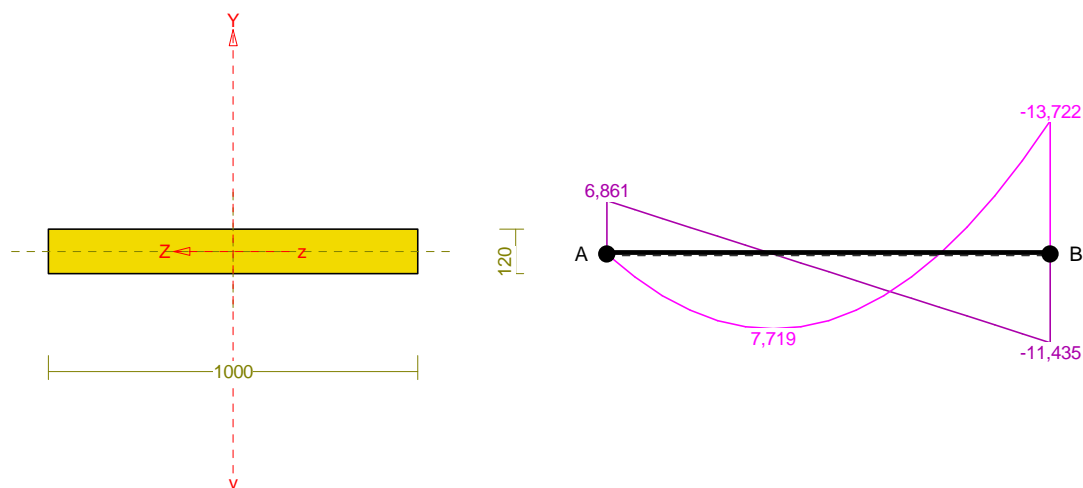
SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]: M[kNm]: Q[kN]: N[kN]: Kombinacja obciążeń:

| Pręt: | x[m]: | M[kNm]: | Q[kN]: | N[kN]: | Kombinacja obciążeń: |
|-------|-------|-----------------|-----------------|---------------|----------------------|
| 1 | 2,250 | 7,719* | 0,000 | 0,000 | GS |
| | 6,000 | -13,722* | -11,435 | 0,000 | GS |
| | 6,000 | -13,722 | -11,435* | 0,000 | GS |
| | 6,000 | -13,722 | -11,435 | 0,000* | GS |
| | 2,250 | 7,719 | 0,000 | 0,000* | GS |
| | 6,000 | -13,722 | -11,435 | 0,000* | GS |
| | 2,250 | 7,719 | 0,000 | 0,000* | GS |
| 2 | 3,750 | 7,719* | -0,000 | 0,000 | GS |
| | 0,000 | -13,722* | 11,435 | 0,000 | GS |
| | 0,000 | -13,722 | 11,435* | 0,000 | GS |
| | 0,000 | -13,722 | 11,435 | 0,000* | GS |
| | 3,750 | 7,719 | -0,000 | 0,000* | GS |
| | 0,000 | -13,722 | 11,435 | 0,000* | GS |
| | 3,750 | 7,719 | -0,000 | 0,000* | GS |

3. Obliczenia wytrzymałościowe



Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=6,00$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „GS”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 0,000 / 20000,00 \times 10^3 = \mathbf{0,00} < \mathbf{11,34} = 0,768 \times 14,77 = k \text{ crit } f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=6,00$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „GS”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,00}{14,77} + 0,7 \times \frac{5,72}{14,77} = \mathbf{0,271} < \mathbf{1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{0,00}{14,77} + \frac{5,72}{14,77} = \mathbf{0,387} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=6,00$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „GS”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,00^2 + 0,14^2} = \mathbf{0,14} < \mathbf{1,66} = 1,000 \times 1,66 = k_{v,d} f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=2,63$ m; $x_b=3,38$ m, przy obciążeniach „GS”.

$$u_{y,fin} = -6,2 + -6,7 = \mathbf{12,9} < \mathbf{30,0} = u_{net,fin}$$

5.13.3 - Obliczenia statyczno wytrzymałościowe Płatwi

Tabela obciążeń

| Rodzaj obciążenia | kN/m ² | γ_f | kN/m ² | Obciążenie dachu na 1mb konstrukcji przy rozstawie ram: | | |
|-------------------------------|-------------------|------------|-------------------|---|------|-------|
| Błacha trapezowa T60gr. 0,5mm | 0,070 | 1,35 | 0,095 | | | |
| Folia | 0,005 | 1,35 | 0,007 | | | |
| Wełna 20cm | 0,240 | 1,35 | 0,324 | | | |
| Obciążenie technologiczne | 0,150 | 1,35 | 0,203 | 2,67 | m | |
| Pokrycie $\Sigma=$ | 0,465 | 1,35 | 0,628 | 1,242 | 1,35 | 1,676 |

Statyka układu

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

| Pręt: | Rodzaj: | Kąt: | P1 (Tg): | P2 (Td): | a[m]: | b[m]: |
|----------|-----------|------|----------|----------|-------------------|-------|
| Grupa: 1 | G "Stałe" | 0,0 | 1,242 | 1,242 | 0,00 | 6,00 |
| | Liniiowe | | | Stałe | $\gamma_f = 1,35$ | |

=====

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń

=====

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

| Grupa: | Znaczenie: | ψ_d : | γ_f : |
|-------------|------------|------------|--------------|
| Ciężar wł. | | | 1,10 |
| G - "Stałe" | Stałe | | 1,35 |

RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

| Grupa obc.: | Relacje: |
|-------------|-------------|
| Ciężar wł. | ZAWSZE |
| G - "Stałe" | EWENTUALNIE |

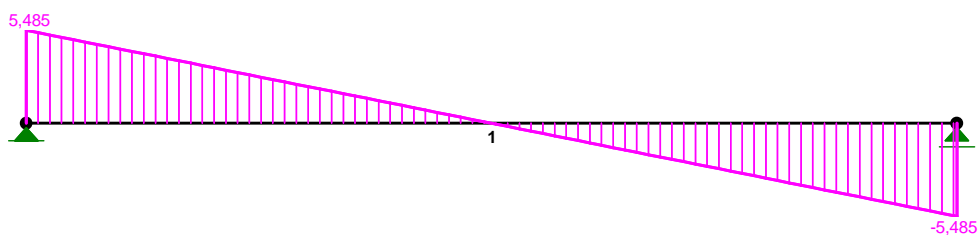
KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

| Nr: | Specyfikacja: |
|-----|----------------------------|
| 1 | ZAWSZE : G EWENTUALNIE: |

MOMENTY-OBWIEDNIE:

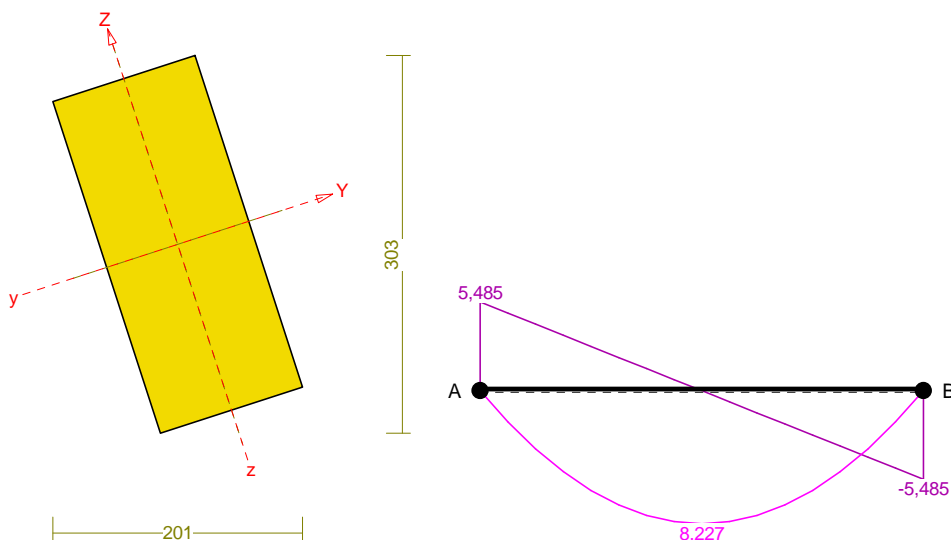


TNĄCE-OBWIEDNIE:



SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

| Pręt: | x[m]: | M[kNm]: | Q[kN]: | N[kN]: | Kombinacja obciążeń: |
|-------|-------|---------------|---------------|---------------|----------------------|
| 1 | 3,000 | 8,227* | -0,000 | 0,000 | G |
| | 0,000 | 0,000* | 5,485 | 0,000 | G |
| | 0,000 | 0,000 | 5,485* | 0,000 | G |
| | 0,000 | 0,000 | 5,485 | 0,000* | G |
| | 3,000 | 8,227 | -0,000 | 0,000* | G |
| | 0,000 | 0,000 | 5,485 | 0,000* | G |
| | 3,000 | 8,227 | -0,000 | 0,000* | G |

Obliczenia wytrzymałościoweSprawdzenie nośności pręta nr 1Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=3,00$ m; $x_b=3,00$ m, przy obciążeniach „G”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 7,824 / 1568,00 \times 10^3 = \mathbf{4,99} < \mathbf{19,69} = 1,000 \times 19,69 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=3,00$ m; $x_b=3,00$ m, przy obciążeniach „G”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{4,99}{19,69} + 0,7 \times \frac{3,78}{19,69} = \mathbf{0,388} < \mathbf{1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{4,99}{19,69} + \frac{3,78}{19,69} = \mathbf{0,369} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=6,00$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „G”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,23^2 + 0,08^2} = \mathbf{0,24} < \mathbf{1,97} = 1,000 \times 1,97 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=3,00$ m; $x_b=3,00$ m, przy obciążeniach „G”.

$$u_{z,fin} = -11,8 + 0,0 = \mathbf{11,8} < \mathbf{30,0} = u_{net,fin}$$

$$u_{y,fin} = -20,8 + 0,0 = \mathbf{20,8} < \mathbf{30,0} = u_{net,fin}$$

$$u_{fin} = \sqrt{u_{z,fin}^2 + u_{y,fin}^2} = \sqrt{11,8^2 + 20,8^2} = \mathbf{23,9} < \mathbf{30,0} = u_{net,fin}$$

5.13.4 - Obliczenia wytrzymałościowe słupa S1**Cechy przekroju:**

zadanie Rama główna, pręt nr 1, przekrój: $x_a=0,00$ m, $x_b=10,50$ m

Wymiary przekroju [cm]:

$$h=50,0, \quad b=30,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B25

$$f_{ck}=20,0 \text{ MPa}, \quad f_{cd}=\alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 20,0/1,50=13,3 \text{ MPa}$$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c=1500 \text{ cm}^2, \quad J_{cx}=312500 \text{ cm}^4, \quad J_{cy}=112500 \text{ cm}^4$$

STAL: A-IIIN (RB 500 W)

$$f_{yk}=500 \text{ MPa}, \quad \gamma_s=1,15, \quad f_{yd}=420 \text{ MPa}$$

$$\xi_{lim}=0,0035/(0,0035+f_{yd}/E_s)=0,0035/(0,0035+420/200000)=0,625,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=25,13 \text{ cm}^2, \quad \rho=100 (A_{s1}+A_{s2})/A_c =100 \times 25,13/1500=1,68 \%,$$

$$J_{sx}=11084 \text{ cm}^4, \quad J_{sy}=1689 \text{ cm}^4,$$

Siły przekrojowe:

zadanie: Rama główna, pręt nr 1, przekrój: $x_a=0,00$ m, $x_b=10,50$ m

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **aD**

$$\text{Momenty zginające:} \quad M_x = 0,000 \text{ kNm}, \quad M_y = 0,000 \text{ kNm},$$

$$\text{Siły poprzeczne:} \quad V_y = -6,029 \text{ kN}, \quad V_x = 0,000 \text{ kN},$$

$$\text{Siła osiowa:} \quad N = 12,878 \text{ kN} = N_{sd},$$

Długości wyboczeniowe pręta:

zadanie Rama główna, pręt nr 1

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie układu:

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta jednostronnie zamocowanego w układzie przesuwym

$$\text{ze wzoru (C.1)} \quad l_o = \beta l_{col}, \quad l_{col}=10,500 \text{ m},$$

$$\text{podatności węzłów: } \kappa_a = 0,000 \Rightarrow k_A = (1/\kappa_a - 1) = \infty, \quad \kappa_b = 1,000 \Rightarrow k_B = (1/\kappa_b - 1) = 0,000,$$

$$\Rightarrow \beta = 2 + 1/(3k) = 2 + 1/(3 \times \infty) \Rightarrow l_o = 2,000 \times 10,500 = 21,000 \text{ m}$$

- przy wyboczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

podatności węzłów ustalone według załącznika C normy, współczynnik β obliczono jak dla pręta swobodnego:

$$\text{ze wzoru (C.1)} \quad l_o = \beta l_{col}, \quad l_{col}=10,500 \text{ m},$$

$$\text{podatności węzłów: } \kappa_a = 1,000 \Rightarrow k_A = (1/\kappa_a - 1) = 0,000, \quad \kappa_b = 1,000 \Rightarrow k_B = (1/\kappa_b - 1) = 0,000,$$

$$\beta = 1,000 \Rightarrow l_o = 1,000 \times 10,500 = 10,500 \text{ m}$$

Nośność przekroju prostopadłego:

zadanie Rama główna, pręt nr 1, przekrój: $x_a=0,00$ m, $x_b=10,50$ m

Obliczenia wykonano dla kombinacji **[aD]** grup obciążeń, dla której warunek stanu granicznego nośności przekroju jest najniekorzystniejszy

Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=-28,702 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)} = \sqrt{(127,439^2 + 0,502^2)} = 127,440 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=13,3 \text{ MPa}, \quad f_{yd}=420 \text{ MPa} = f_{td},$$

$$\text{Zbrojenie rozciągane: } A_{s1}=12,57 \text{ cm}^2,$$

Zbrojenie ściskane: $A_{s2}=12,57 \text{ cm}^2$,

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 25,13 \text{ cm}^2, \rho = 100 \times A_s / A_c = 100 \times 25,13 / 1500 = 1,68 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=50,5, d=46,2, x=16,8 (\xi=0,364), \\ a_1=4,2, a_2=4,2, a_c=5,8, z_c=40,3, A_{cc}=499 \text{ cm}^2, \\ \varepsilon_c=-0,68 \%, \varepsilon_{s2}=-0,52 \%, \varepsilon_{s1}=1,19 \%,$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c = -197,847, F_{s1} = 297,198, F_{s2} = -128,053, \\ M_c = 38,137, M_{s1} = 62,412, M_{s2} = 26,891,$$

Warunek stanu granicznego nośności:

$$M_{Rd} = 234,213 \text{ kNm} > M_{Sd} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 38,137 + (62,412) + (26,891) = 127,440 \text{ kNm}$$

Zarysowanie

zadanie Rama główna, pręt nr 1,

Położenie przekroju:

$$x = 0,000 \text{ m}$$

Siły przekrojowe:

$$M_{Sd} = -77,194 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = -34,565 \text{ kN} \quad e = 226,8 \text{ cm}$$

$$V_{Sd} = 14,483 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 30,0 \text{ cm}$$

$$d = h - a_1 = 50,0 - 4,0 = 46,0 \text{ cm}$$

$$A_c = 1500 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 12500 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciąganego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi, wynosi:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_{s,lim} = \\ = 0,4 \times 1,0 \times 2,2 \times 750 / 218 = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 12,57 > 3,03 = A_s$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 12500 \times 10^{-3} = 27,500 \text{ kNm}$$

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}}{e / W_c - 1 / A_c} = \frac{2,2}{226,8 / 12500,00 - 1 / 1500,00} \times 10^{-1} = -12,586 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 34,565 > 12,586 = N_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0,5$.

$$\rho_r = A_s / A_{ct,eff} = 12,57 / 300 = 0,04189$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \phi / \rho_r = 50 + 0,25 \times 0,8 \times 0,50 \times 20 / 0,04189 = 97,75$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = \\ = 148,55 / 200000 \times [1 - 1,0 \times 0,5 \times (-12,586 / 34,565)^2] = 0,00069$$

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} = 1,7 \times 97,75 \times 0,00069 = 0,12 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,12 < 0,3 = w_{lim}$$

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej: Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

zadanie Rama główna, pręt nr 1

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t, t_0) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = \frac{30000}{1 + 2,00} = 10000 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 2,2 \times 12500 \times 10^{-3} = 27,500 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{Sd} = -77,194 \text{ kN}$ powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M_{Sd} = -77,194 \text{ kNm}$.

Wielkości geometryczne przekroju: $x_I = 25,0 \text{ cm}$ $I_I = 534171 \text{ cm}^4$
 $x_{II} = 16,7 \text{ cm}$ $I_{II} = 302873 \text{ cm}^4$

$$B = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 (M_{cr} / M_{Sd})^2 (1 - I_{II} / I_I)} =$$

$$= \frac{10000 \times 302873}{1 - 1,0 \times 0,5 \times (27,500 / 77,194)^2 \times (1 - 302873 / 534171)} \times 10^{-5} = 31143 \text{ kNm}^2$$

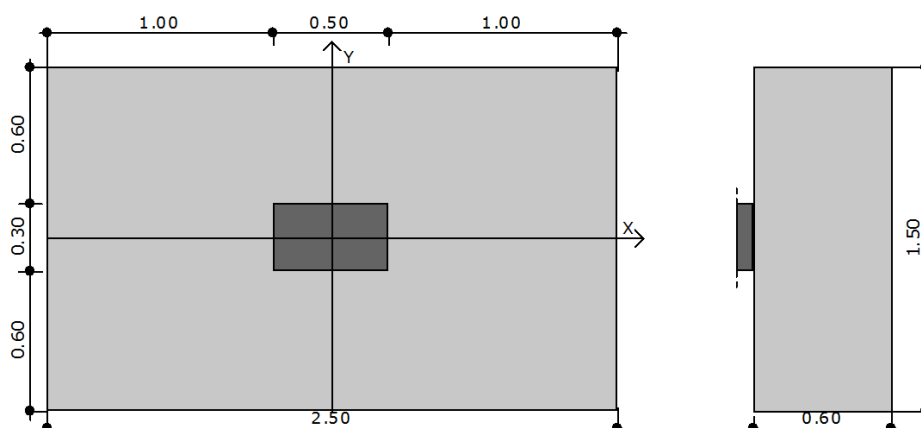
Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 10,500 \text{ m}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{\infty, d} = 38,0 \text{ mm}$$

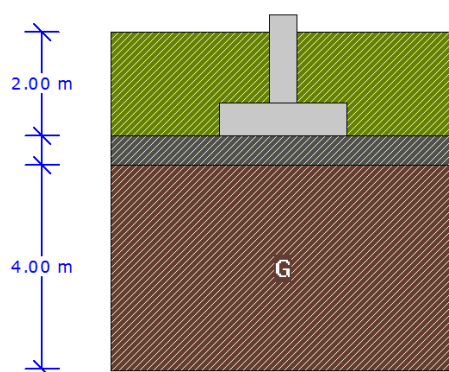
$$a = \mathbf{38,0} < \mathbf{42,0} = a_{lim}$$

5.13.5 - Obliczenia wytrzymałościowe stopy F1**Geometria**

| | | |
|-----------------------------|-----|-------|
| Szerokość stopy B | [m] | 1.50 |
| Długość stopy L | [m] | 2.50 |
| Wysokość stopy H_f | [m] | 0.60 |
| Szerokość przekroju słupa b | [m] | 0.30 |
| Wysokość przekroju słupa h | [m] | 0.50 |
| Mimośród e_x | [m] | 0.00 |
| Mimośród e_y | [m] | -0.00 |

**Materiały**

| | | |
|-----------------|--------|-------|
| Klasa betonu | | B20 |
| Klasa stali | | 34GS |
| Otulina | [cm] | 7.00 |
| Średnica prętów | [mm] | 16.00 |

Warunki gruntowe

| Warstwa | Nazwa gruntu | Miaższość [m] | $\rho^{(n)}$ [t/m ³] | $C_u^{(n)}$ [kPa] | $\phi_u^{(n)}$ [°] | M [kPa] | M_o [kPa] |
|---------|--------------|---------------|----------------------------------|-------------------|--------------------|-----------|-------------|
| 1 | Pospółki | 0.60 | 1.85 | 0.00 | 39.54 | 184796.41 | 184796.41 |
| 2 | Gliny | 4.00 | 2.10 | 26.35 | 15.47 | 34984.51 | 26244.94 |

| | | |
|--|-----------------------|-------|
| Metoda określenia parametrów geotechnicznych | | B |
| Głębokość posadowienia | [m] | 2.00 |
| Ciężar zasyпки | [kN/m ³] | 20.00 |

Obciążenia

| Numer zestawu | N [kN] | M_y [kNm] | T_y [kN] | M_x [kNm] | T_x [kN] |
|---------------|--------|-------------|------------|-------------|------------|
| 1 | 159.90 | 0.00 | 0.00 | 49.30 | -4.45 |
| 2 | 138.50 | 0.00 | 0.00 | 140.10 | -18.87 |

Stan graniczny nośności

DLA SCHEMATU NR 1

DLA WARSTWY NR 1

$$N=342.74 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 10066.10 = 8153.54 \text{ kN}$$

$$N=342.74 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 10443.14 = 8458.94 \text{ kN}$$

DLA WARSTWY NR 2

$$N=398.78 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 2697.60 = 2185.05 \text{ kN}$$

$$N=398.78 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 2674.13 = 2166.05 \text{ kN}$$

DLA SCHEMATU NR 2

DLA WARSTWY NR 1

$$N=321.33 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 8641.07 = 6999.27 \text{ kN}$$

$$N=321.33 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 7714.43 = 6248.69 \text{ kN}$$

DLA WARSTWY NR 2

$$N=377.38 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNB}=0.81 \cdot 2407.92 = 1950.42 \text{ kN}$$

$$N=377.38 \text{ kN} \leq m \cdot Q_{fNL}=0.81 \cdot 2223.08 = 1800.70 \text{ kN}$$

Naprężenia pod fundamentem

DLA SCHEMATU NR 1

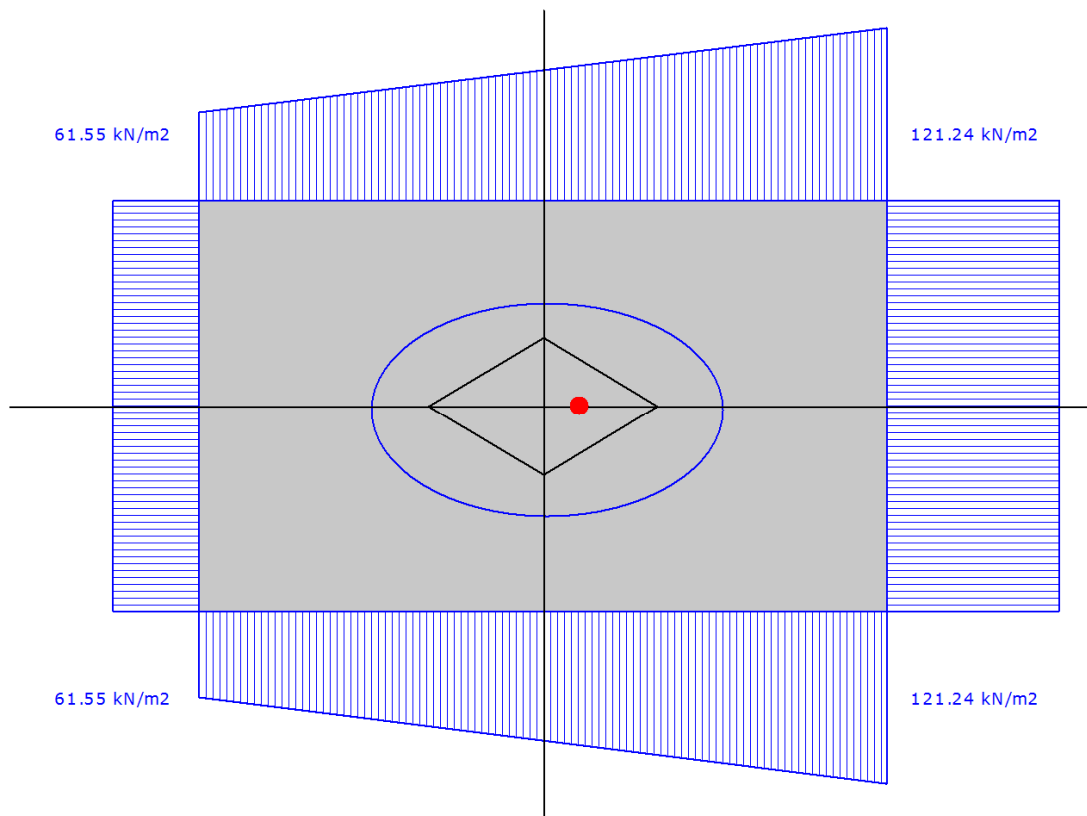
Naprężenia w narożach:

$$q_1=121.24 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2=121.24 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3=61.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4=61.55 \text{ kN/m}^2$$



Odrywanie nie występuje.

DLA SCHEMATU NR 2

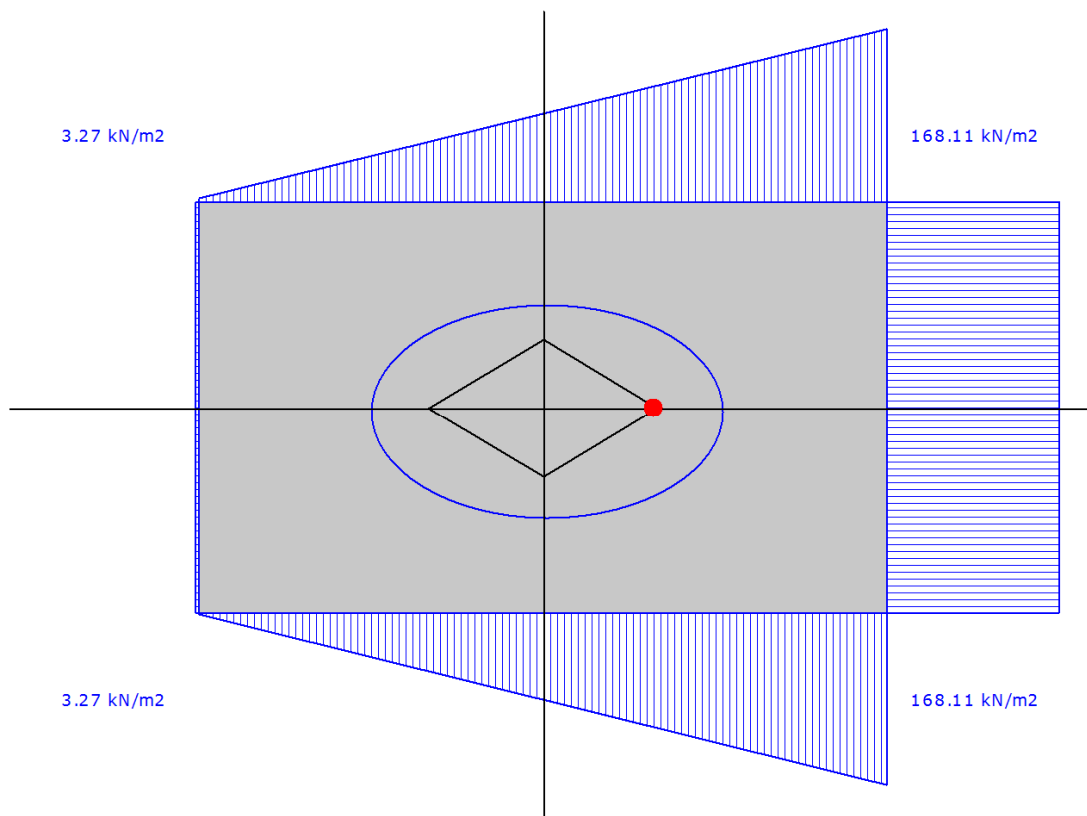
Naprężenia w narożach:

$$q_1 = 168.11 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 168.11 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 3.27 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = 3.27 \text{ kN/m}^2$$



Odrywanie nie występuje.

Wymiarowanie zbrojenia

POTRZEBNE ZBROJENIE DLA SCHEMATU NR 1

$$A_y = 0.32 \text{ cm}^2/\text{mb} \quad A_x = 1.51 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

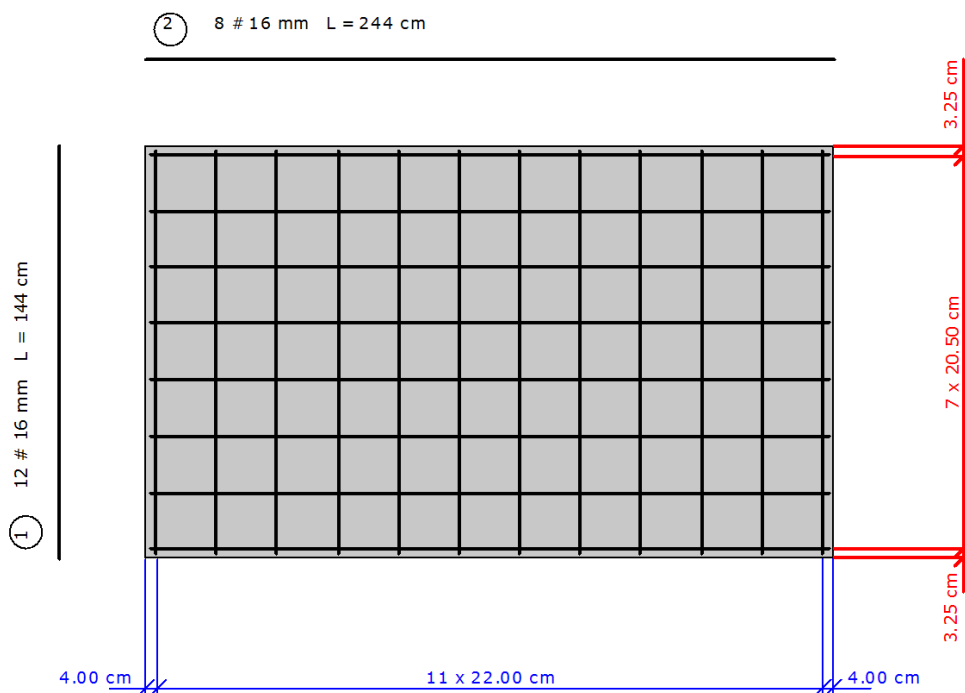
POTRZEBNE ZBROJENIE DLA SCHEMATU NR 2

$$A_y = 0.45 \text{ cm}^2/\text{mb} \quad A_x = 2.50 \text{ cm}^2/\text{mb}$$

Minimalne zbrojenie konstrukcyjne dla fundamentu wynosi: $A_k = 9.50 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku y (B) przyjęto $f_i = 16.0 \text{ mm}$ w rozstawie $s_1 = 22.2 \text{ cm}$ $A_{s1} = 9.65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

W kierunku x (L) przyjęto $f_i = 16.0 \text{ mm}$ w rozstawie $s_2 = 20.6 \text{ cm}$ $A_{s2} = 10.72 \text{ cm}^2/\text{mb}$



| Nr pręta | Ilość | Długość pręta [cm] | Długość całkowita [m] |
|----------|-------|--------------------|-----------------------|
| 1 | 12 | 144 | 17.28 |
| 2 | 8 | 244 | 19.52 |

| | | |
|------------------|--------|-------|
| Średnica | [mm] | 16.0 |
| Klasa stali | | 34GS |
| Masa jednostkowa | [kg/m] | 1.578 |
| Długość ogółem | [m] | 32.92 |
| Masa ogółem | [kg] | 52.0 |

Wyniki obliczeń przebicia

DLA SCHEMATU NR 1

Przebicie OK. $N_y = 4.9 \text{ kN} \leq A_y \cdot f_{ctd} = 0.55 \cdot 870 = 474.9 \text{ kN}$

Przebicie OK. $N_x = 50.7 \text{ kN} \leq A_x \cdot f_{ctd} = 0.44 \cdot 870 = 382.7 \text{ kN}$

DLA SCHEMATU NR 2

Przebicie OK. $N_y = 6.8 \text{ kN} \leq A_y \cdot f_{ctd} = 0.55 \cdot 870 = 474.9 \text{ kN}$

Przebicie OK. $N_x = 83.6 \text{ kN} \leq A_x \cdot f_{ctd} = 0.44 \cdot 870 = 382.7 \text{ kN}$

Stateczność fundamentu

STATECZNOŚĆ NA OBRÓT:

DLA SCHEMATU NR 1

Stateczność OK. $M_{wyp} = 0.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 222.6 = 160.3 \text{ kNm}$

Stateczność OK. $M_{wyp} = 46.6 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 367.7 = 264.8 \text{ kNm}$

DLA SCHEMATU NR 2

Stateczność OK. $M_{wyp}=0.0 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 206.6 = 148.7 \text{ kNm}$
Stateczność OK. $M_{wyp}=128.8 \text{ kNm} \leq m \cdot M_{otrzym} = 0.72 \cdot 341.0 = 245.5 \text{ kNm}$

STATECZNOŚĆ NA PRZESUW:

DLA SCHEMATU NR 1

Przesuw po warstwie 1

Stateczność OK. $T_x=4.5 \text{ kN} \leq m \cdot T_{ux} = 0.72 \cdot 115.2 = 83.0 \text{ kN}$ Stateczność OK. $T_y=0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 117.0 = 84.3 \text{ kN}$

Przesuw po warstwie 2

Stateczność OK. $T_x=4.5 \text{ kN} \leq m \cdot T_{ux} = 0.72 \cdot 96.9 = 69.8 \text{ kN}$ Stateczność OK. $T_y=0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 98.7 = 71.0 \text{ kN}$

DLA SCHEMATU NR 2

Przesuw po warstwie 1

Stateczność OK. $T_x=18.9 \text{ kN} \leq m \cdot T_{ux} = 0.72 \cdot 107.7 = 77.6 \text{ kN}$ Stateczność OK. $T_y=0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 109.5 = 78.9 \text{ kN}$

Przesuw po warstwie 2

Stateczność OK. $T_x=18.9 \text{ kN} \leq m \cdot T_{ux} = 0.72 \cdot 91.6 = 65.9 \text{ kN}$ Stateczność OK. $T_y=0.0 \text{ kN} \leq m \cdot T_{uy} = 0.72 \cdot 93.4 = 67.2 \text{ kN}$ **Osiadanie fundamentu**

DLA SCHEMATU NR1

Osiadania pierwotne = 0.158 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.158 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00058

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00000

Przechyłka = 0.00058 rad

Warunek naprężeniowy $0.3 \cdot \sigma_{zp} = 0.3 \cdot 82.99 \text{ kN/m}^2 = 24.90 \text{ kN/m}^2 \geq \sigma_{zd} = 22.30 \text{ kN/m}^2$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 4.10 m

5.14 - Wnioski

Wszystkie elementy konstrukcji zawarte w niniejszym opracowaniu spełniają warunki Stanu Granicznego Nośności i Stanu Granicznego Użytkowania.