

OPRACOWANIE ZAWIERA

I OPIS KONSTRUKCJI

1. Podstawowe dane	3
1.1 Przedmiot opracowania	3
1.2 Lokalizacja	3
1.3 Inwestor	3
2. Uwarunkowania formalno – prawne	3
2.1 Zakres opracowania	3
2.2 Podstawa opracowania	3
3. Założenia projektowe	4
3.1 Założenia materiałowe	4
3.2 Obciążenia	4
3.2.1 Obciążenia stałe	4
3.2.2 Śnieg	4
3.2.3 Wiatr	5
4 Rozwiązania konstrukcyjne	6
4.1 Dach	6
4.2 Ściany nośne	6
4.3 Wieńce i nadproża	7
4.4 Fundamenty	7
5. Wykonanie konstrukcji	7
5.1 Elementy żelbetowe	7
5.2 Elementy drewniane	7
6. Zestawienie pozycji obliczeniowych	8
7.1 Kratownica drewniana – poz.1.1	9
7.1.1 Schemat statyczny	9
7.1.2 Pas górny 6x16cm	11
7.1.3 Pas dolny 6x14cm	12
7.1.4 Słupek 2 x 3,2x16cm	14
7.1.5 Zastrzał 2 x 3,2x16cm	15
7.2 Belka żelbetowa 30x40cm – poz.2.4	18
7.3 Ława żelbetowa 50x40cm – poz. 3.1	23
7.3 Stopa żelbetowa 100x100x40cm – poz. 3.4	25

II DOKUMENTY FORMALNO – PRAWNE

- oświadczenie projektanta o zgodności projektu z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej
- kopia uprawnień projektanta
- zaświadczenie projektanta o członkostwie w izbie oraz o posiadanym ubezpieczeniu od odpowiedzialności cywilnej

III RYSUNKI KONSTRUKCYJNE

<i>nr rys.</i>	<i>Treść rysunku</i>	<i>Skala</i>
K-01	Rzut fundamentów Rysunek zestawczy	1:100
K-02	Rzut przyziemia Rysunek zestawczy	1:100
K-03	Rzut więźby dachowej Rysunek zestawczy	1:100/1:10
K-04	poz.3.1 – ława żelbetowa 50x40cm poz.3.3 – fundament 40x40cm poz.3.4 – stopa żelbetowa 100x100x40cm	1:20
K-05	poz. N.1 do N.5 – nadproża żelbetowe 30x25cm	1:20
K-06	poz. N.6 – nadproże żelbetowe 30x25cm	1:20
K-07	poz. W.1 – wieniec żelbetowy 30x25cm poz. W.2 – wieniec żelbetowy 30x25cm	1:20
K-08	poz.2.1 – słup żelbetowy 30x30cm poz.2.2 – słup żelbetowy cmx	1:20
K-09	poz. 2.3.1 / 2.3.2 – belka żelbetowa 30x30cm	1:20
K-10	poz.2.4 – belka żelbetowa 30x40cm	1:20

I OPIS KONSTRUKCJI

1. PODSTAWOWE DANE

1.1 Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt zamienny, budowlano – wykonawczy budowy budynku obsługi rekreacyjnej i kulturalnej przy boisku sportowym w Międzyrzeczu.

1.2 Lokalizacja

Przedmiotowa inwestycja usytuowana jest w Międzyrzeczu na działkach nr 255 i 256

1.3 Inwestor

Inwestorem jest Urząd Gminy Jasienica, 43-384 Jasienica 159

2. UWARUNKOWANIA FORMALNO – PRAWNE

2.1 Zakres opracowania

Opracowanie obejmuje projekt zamienny budowy budynku obsługi rekreacyjnej i kulturalnej przy boisku sportowym w Międzyrzeczu. Projekt obejmuje zakres zgodny z wymogami Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego, ustawy z dnia 07.07.1994r. – Prawo Budowlane (z późniejszymi zmianami) oraz Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.05.2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (z późniejszymi zmianami).

2.2 Podstawa opracowania

- wytyczne technologiczne i materiałowe uzgodnione z głównym projektantem
- projekt architektoniczny wykonany przez mgr inż. arch. Tomasz Suchy
- literatura techniczna
- polskie normy budowlane
 - PN-82/B-02001 - Obciążenia stałe
 - PN-82/B-02003 - Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe
 - PN-80/B-02010(Az-1)- Obciążenie śniegiem
 - PN-77/B-02011(Az-1)- Obciążenie wiatrem
 - PN-81/B-03020 - Grunty budowlane, projektowanie i obliczanie statyczne posadowień bezpośrednich.
 - PN-B-03264 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
 - PN-B-03150:2000 - Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.

3. ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE

3.1 Założenia materiałowe

- beton konstrukcyjny B20
- beton podkładowy B10
- stal zbrojeniowa AIII 34GS, A0 St0S
- drewno klasy C24

3.2 Obciążenia

3.2.1 Obciążenia stałe

Typ: stałe

Warstwy dachu

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$$Q_k = 1,04 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$$Q_{o1} = 1,25 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 1,04 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Składniki obciążenia:

Papa na deskowaniu posypana żwirkiem podwójnie

$$Q_k = 0,400 \text{ kN/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,48 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,40 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Obciążenie techniczne

$$Q_k = 0,15 \text{ kN/m}^2 = 0,15 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,15 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Wyroby z wełny mineralnej wełna luzem

$$Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} = 0,24 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,29 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,24 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Sufit podwieszany z płyt gipsowych

$$Q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,30 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,25 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

3.2.2 Śnieg

Typ: zmienne

Dachy dwuspadowy

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III ($H = 275 \text{ m n.p.m.}$).

Współczynnik kształtu $C = 0,8 \cdot (60-30)/30 = 0,80$ jak dla dachu dwuspadowego.

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 \cdot (60 - 30) / 30 = 0,96 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_o = 1,44 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

Dachy dwuspadowy

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III ($H = 275 \text{ m n.p.m.}$).

Współczynnik kształtu $C = 1,2 \cdot (60-30)/30 = 1,20$ jak dla dachu dwuspadowego.

Charakterystyczna wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 \cdot (60 - 30) / 30 = 1,44 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia śniegiem:

$$Q_o = 2,16 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,50.$$

3.2.3 Wiatr

Typ: zmienne

Dach dwuspadowy - połacie wewnętrzne

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,39 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy III ($H = 275 \text{ m n.p.m.}$).

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,00$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 8,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C połacie wewnętrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 30^\circ$) wg wariantu II równy jest $C = C_z - C_w = 0,25$, gdzie:

$C_z = 0,25$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (0,25 - 0,00) \cdot 1,8 = 0,18 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,23 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,30.$$

Dach dwuspadowy - połacie zewnętrzne

Współczynnik aerodynamiczny C połacie zewnętrznej dachu dwuspadowego ($\alpha = 30^\circ$) wg wariantu II równy jest $C = C_z - C_w = -0,40$, gdzie:

$C_z = -0,40$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,28 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,36 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,30.$$

Budynek lub przegroda - pow. nawietrzna

Charakterystyczne ciśnienie prędkości wiatru $q_k = 0,38 \text{ kN/m}^2$ przyjęto jak dla strefy III ($H = 270 \text{ m n.p.m.}$).

Współczynnik ekspozycji $C_e = 1,00$ przyjęto jak dla terenu A i wysokości nad poziomem gruntu $z = 3,00 \text{ m}$. Ponieważ $H/L \leq 2$ przyjęto stały po wysokości rozkład współczynnika ekspozycji C_e o wartości jak dla punktu najwyższego.

Współczynnik działania porywów wiatru $\beta = 1,80$ przyjęto jak do obliczeń budowli niepodatnych na dynamiczne działanie wiatru (logarytmiczny dekrement tłumienia $\Delta = 0,20$; okres drgań własnych $T = 0,20 \text{ s}$).

Współczynnik aerodynamiczny C powierzchni nawietrznej budynków i przegród równy jest

$C = C_z - C_w = 0,70$, gdzie:

$C_z = 0,70$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (0,70 - 0,00) \cdot 1,8 = 0,48 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = 0,62 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,30.$$

Budynek lub przegroda - pow. zawietrzna

Współczynnik aerodynamiczny C powierzchni zawietrznej budynków i przegród równy jest C

$= C_z - C_w = -0,40$, gdzie:

$C_z = -0,40$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,

$C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.

Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_k = 0,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,27 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:

$$Q_o = -0,35 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_f = 1,30.$$

4 ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE

Projektowany obiekt jest budynkiem jednokondygnacyjnym, niepodpiwniczonym, kryty gontem bitumicznym, Dach konstrukcji drewnianej, ściany murowane, posadowienie budynku bezpośrednio na ławach i stopach żelbetowych.

4.1 Dach

Dach w konstrukcji drewnianej w formie kratownic drewnianych składających się z pasa górnego o wymiarach 6x18cm, pasa dolnego 6x14cm oraz z słupka i stężeń o przekroju dwugąłęziowym 2 x 3,2x16cm usztywnionych przewiązkami 16x16x6cm. Kratownice w rozstawie co 1,0m oparte są na murłacie o wymiarach 16x16cm, która kotwiona jest do wieńca kotwami M16 co ok. 1,5m. Kratownice usztywnione są stężeniami poprzecznymi o przekroju 3,2x15cm.

4.2 Ściany nośne

Ściany nośne konstrukcyjne wykonane z pustaków ceramicznych o gr. 36cm na zaprawie ciepłochronnej cementowo – wapiennej.

Ściany fundamentowe betonowe o gr. 30cm zbrojone przeciwskruczowo obustronnie siatką z prętów Ø6 w rozstawie 15x15cm. Istnieje możliwość wykonania ścian z bloczków betonowych gr. 30cm na zaprawie cementowej.

4.3 Wieńce i nadproża

Wieńce żelbetowe w poziomie murlat o wymiarach 30x25cm oraz na zakończeniu ściany szczytowej o wymiarach 30x20cm zbrojone 4Ø12 i strzemionami Ø6 co 30cm.

Nadproża żelbetowe, monolityczne o wymiarach 30x25cm zbrojone prętami Ø12 i strzemionami Ø6 co 15cm.

Otulina zbrojenie 2cm.

4.4 Fundamenty

Z uwagi na brak dokumentacji geotechnicznej przyjęto na całej powierzchni posadowienia grunt charakteryzujący się oporem podłoża min. 150kPa i brakiem występowania wody gruntowej. W przypadku wystąpienia gruntu o słabszych parametrach, wody gruntowej lub zróżnicowania warunków gruntowych na powierzchni posadowienia należy skontaktować się z projektantem.

Stwierdzono proste warunki gruntowe i pierwszą kategorię geotechniczną. Zaprojektowano posadowienie bezpośrednie na poziomie – 1,20m poniżej poziomu gruntu rodzimego. Ławy o wymiarach 50x40cm zbrojone prętami Ø12 i strzemionami Ø6 co 25cm. Stopa żelbetowa o wymiarach 100x100x40cm i 180x170x40cm zbrojona prętami Ø12 co 20cm dołem i górą w obu kierunkach. Pod ławami i stopami należy wykonać 10cm warstwę chudego betonu. Otulenie zbrojenia 5cm.

5. WYKONANIE KONSTRUKCJI

5.1 Elementy żelbetowe

Główne elementy konstrukcyjne wykonać z betonu B20. Otulenie zbrojenia:

- 5cm dla stóp fundamentowych i ław żelbetowych
- 2cm dla belek nadprożowych i wieńców

5.2 Elementy drewniane

Elementy drewniane z drewna iglastego kl. C24 nasyczone i impregnowane antygrzybicznie i ogniochronnie do stopnia NRO ciśnieniowo preparatami posiadającymi atest Instytutu Techniki Budowlanej.

6. ZESTAWIENIE POZYCJI OBLICZENIOWYCH

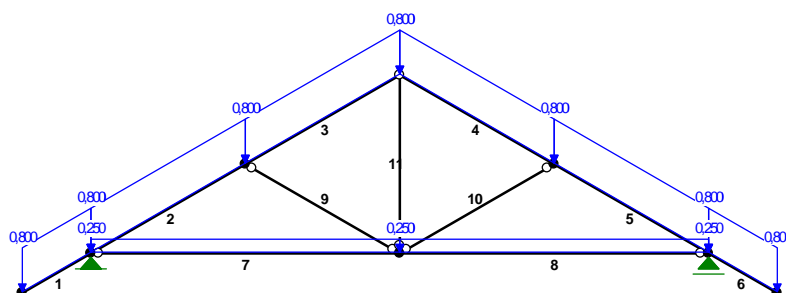
<i>Poz.</i>	<i>Element</i>	<i>Materiał</i>	<i>Ilość materiału [kg]</i>	<i>Wykonać X</i>	<i>Razem</i>
1.1.1- 1.1.6	kratownica drewniana	drewno kl. C24	ZESTAWIENIE DREWNA UJĘTO NA RYS. K-03		
1.2	słupek	drewno kl. C24			
1.3	platew	drewno kl. C24			
1.4	murlata	drewno kl. C24			
1.5	stężenie poprzeczne	drewno kl. C24			
2.1	słup żelbetowy 30x30cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	29,39	3	88,17
2.2	słup żelbetowy 25x30cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	28,55	1	28,55
2.3.1	belka żelbetowa 30x30cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	30,39	1	30,39
2.3.2	belka żelbetowa 30x30cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	33,66	1	33,66
2.4	belka żelbetowa 30x40cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	105,72	1	105,72
W.1	wieniec żelbetowy 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	401,85	1	401,85
W.2	wieniec żelbetowy w spadku 30x20cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	111,44	1	111,44
N.1	nadproże żelbetowe 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	5,19	1	5,19
N.2	nadproże żelbetowe 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	6,69	7	46,83
N.3	nadproże żelbetowe 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	7,26	7	50,82
N.4	nadproże żelbetowe 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	8,19	4	32,76
N.5	nadproże żelbetowe 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	11,34	4	45,36
N.6	nadproże żelbetowe 30x25cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	14,88	2	29,76
3.1	ława żelbetowa 50x40cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	517,82	1	517,82
3.2	fundament betonowy szer. 25 cm	beton B20			
3.3	fundament żelbetowy 40x40cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	6,21	5	31,05
3.4	stopa żelbetowa 100x100x40cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St3S	25,86	1	25,86
RAZEM					1585,23

7. Obliczenia statyczne – wytrzymałościowe głównych elementów konstrukcji

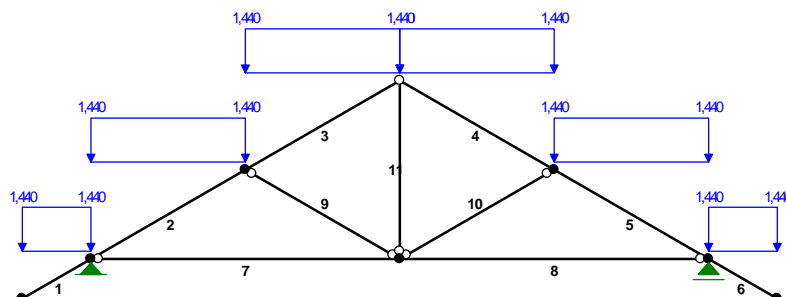
7.1 Kratownica drewniana – poz.1.1

7.1.1 Schemat statyczny

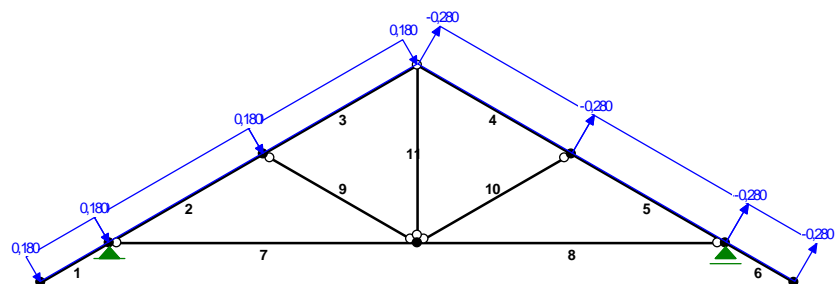
OBCIĄŻENIA STAŁE:



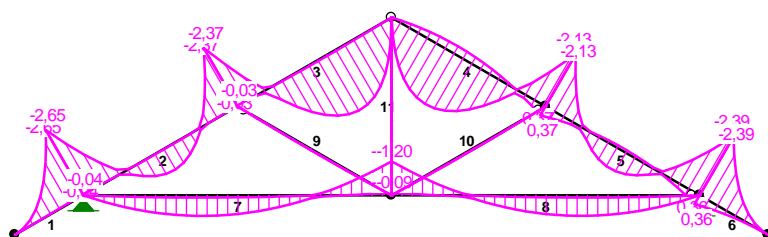
OBCIĄŻENIA ŚNIEGIEM:



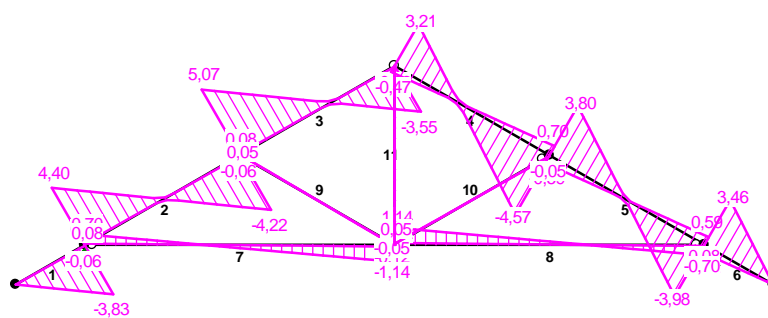
OBCIĄŻENIA WIATREM:



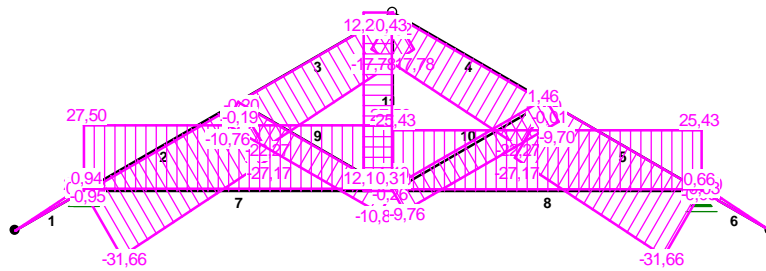
MOMENTY-OBWIEDNIE:



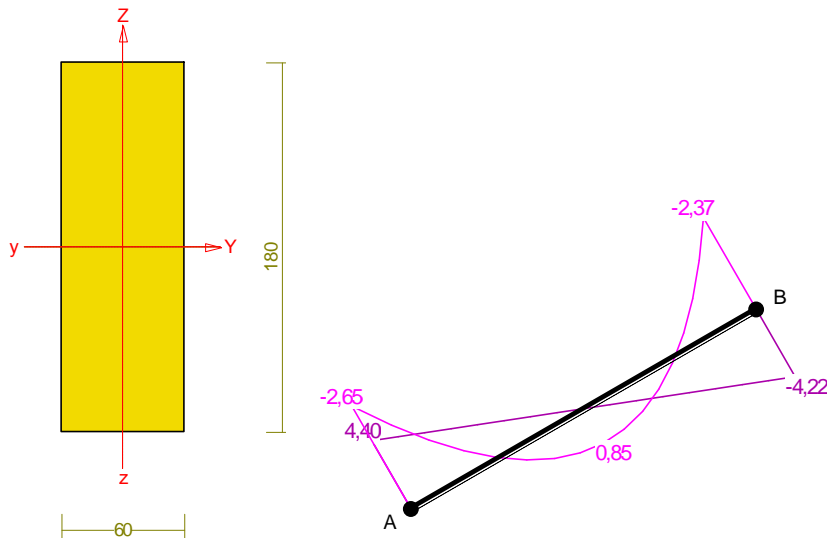
SIŁY-OBWIEDNIE:



NORMALNE-OBWIEDNIE:



7.1.2 Pas górny 6x16cm



Sprawdzenie nośności pręta nr 2

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „AB”.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 31,66 / 108,00 \times 10 = \mathbf{2,93} < \mathbf{10,85} = 0,840 \times 12,92 = k_{c,f_{c,0,d}}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{2,91}{0,840 \times 12,92} + 0,7 \times \frac{0,00}{14,77} + \frac{8,19}{14,77} = \mathbf{0,823} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{2,91}{1,088 \times 12,92} + \frac{0,00}{14,77} + 0,7 \times \frac{8,19}{14,77} = \mathbf{0,595} < \mathbf{1}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 2,65 / 324,00 \times 10^3 = \mathbf{8,19} < \mathbf{14,77} = 1,000 \times 14,77 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „C”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,93}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,00}{14,77} = \mathbf{0,06} < \mathbf{1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{0,93}{14,77} + \frac{0,00}{14,77} = \mathbf{0,04} < \mathbf{1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{2,91^2}{12,92^2} + \frac{8,19}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,00}{14,77} = \mathbf{0,61} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{2,91^2}{12,92^2} + 0,7 \times \frac{8,19}{14,77} + \frac{0,00}{14,77} = \mathbf{0,44} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”.

Warunek nośności

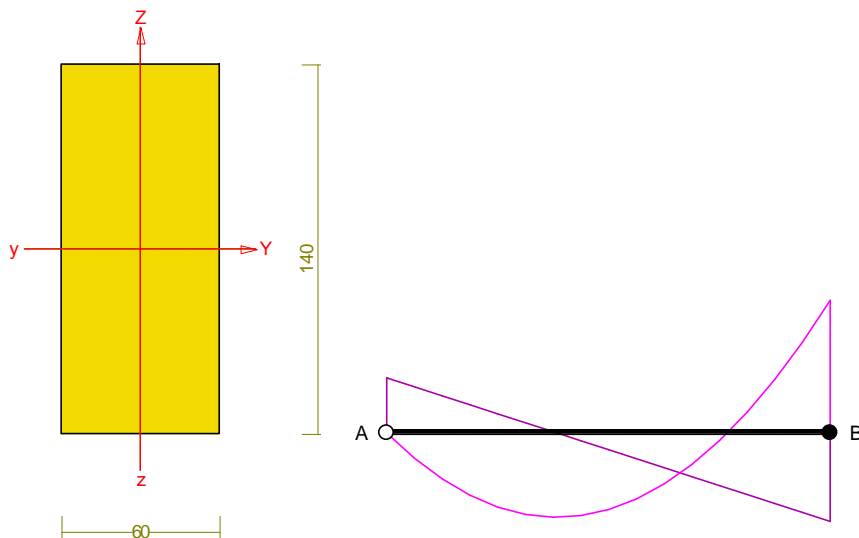
$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,61^2 + 0,00^2} = \mathbf{0,61} < \mathbf{1,54} = 1,000 \times 1,54 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=1,56$ m; $x_b=1,56$ m, przy obciążeniach „ABC” liczone od cięciwy pręta.

$$u_{z,fin} = -0,6 + -0,6 = \mathbf{1,2} < \mathbf{15,6} = u_{net,fin}$$

7.1.3 Pas dolny 6x14cm



Sprawdzenie nośności pręta nr 7

Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=5,40$ m, przy obciążeniach „ABC”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 84,00 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 27,50 / 84,00 \times 10 = \mathbf{3,27} < \mathbf{8,62} = f_{t,0,d}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=5,40$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „A”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 1,20 / 196,00 \times 10^3 = \mathbf{6,11} < \mathbf{14,77} = 1,000 \times 14,77 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=5,40$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „ABC”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{3,27}{8,62} + \frac{5,85}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,00}{14,77} = \mathbf{0,78} < \mathbf{1}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{3,27}{8,62} + 0,7 \times \frac{5,85}{14,77} + \frac{0,00}{14,77} = \mathbf{0,66} < \mathbf{1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=5,40$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „A”.

Warunek nośności

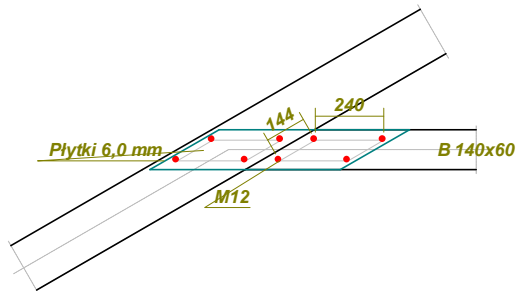
$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,20^2 + 0,00^2} = \mathbf{0,20} < \mathbf{1,54} = 1,000 \times 1,54 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=2,36$ m; $x_b=3,04$ m, przy obciążeniach „ABC” liczone od cięciwy przęta.

$$u_{z,fin} = -14,5 + -0,5 = \mathbf{15,0} < \mathbf{27,0} = u_{net,fin}$$

POŁĄCZENIE NA ŚRUBY W WĘZLE NR: 2



Przyjęto połączenie z zastosowaniem płytek stalowych na dwucięte śruby o średnicy $d = 12,0$ mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio

nawierconych otworach.

Siły działające na najbardziej obciążony łącznik:

$$F_M = \frac{M e_{max}}{\sum e_i^2} = \frac{0,00 \times 68,0}{78327,9} \times 10^6 = 0,00 \text{ N};$$

$$F_{x,M} = 0,00; \quad F_{y,M} = 0,00$$

$$F_Q = Q / n = 0,70 / 4 \times 10^3 = 175,63 \text{ N}$$

$$F_N = N / n = 27,50 / 4 \times 10^3 = 6875,55 \text{ N}$$

Warunek nośności połączenia:

Liczba płaszczyzn ścinania łączników $n_c = 2$.

$$F = \sqrt{(F_{x,M} + F_N)^2 + (F_{y,M} + F_Q)^2} / n_c = \sqrt{(0,00 + 6875,55)^2 + (0,00 + 175,63)^2} / 2 = \mathbf{3438,90} < \mathbf{3657,0} = R_d$$

Nośność płytek:

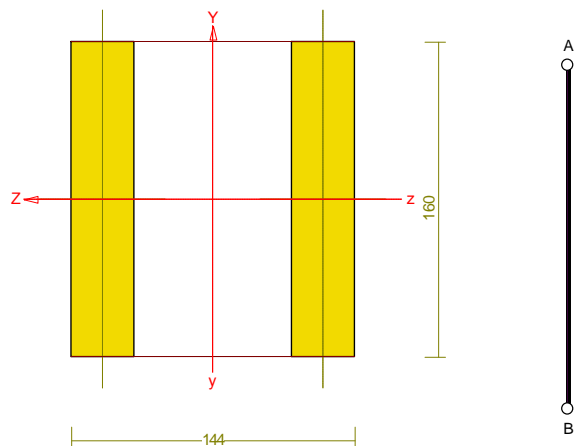
Napężenia w płytkach stalowych o grubości $t = 6,0$ mm, z uwzględnieniem osłabienia otworami:

$$\sigma = M / W_p + N / F_p = 0,00 / 33,42 \times 10^3 + 27,50 / 13,68 \times 10 = 20,10 \text{ MPa}$$

$$\tau = Q / F_p = 0,70 / 13,68 \times 10 = \mathbf{0,51} < \mathbf{124,7} = 0,58 f_d$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{20,10^2 + 3 \times 0,51^2} = \mathbf{20,12} < \mathbf{215} = f_d$$

7.1.4 Słupek 2 x 3,2x16cm



Sprawdzenie nośności pręta nr 11

Nośność na rozciąganie:

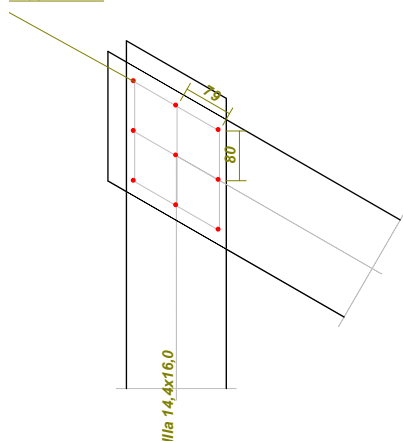
Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „AB”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 102,40 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 12,23 / 102,40 \times 10 = 1,19 < 4,92 = f_{t,0,d}$$

POŁĄCZENIE NA WKRETY W WĘZLE NR: 3

Wkręty 4,0 mm



Przyjęto połączenie na jednocięte wkręty długości $l = 125$ mm o średnicy $d = 4,0$ mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

Siły działające na najbardziej obciążony łącznik:

$$F_M = \frac{M e_{\max}}{\sum e_i^2} = \frac{0,00 \times 79,3}{75393,8} \times 10^6 = 0,00 \text{ N};$$

$$F_{x,M} = 0,00; \quad F_{y,M} = 0,00$$

$$F_Q = Q / n = 0,00 / 9 \times 10^3 = 0,00 \text{ N}$$

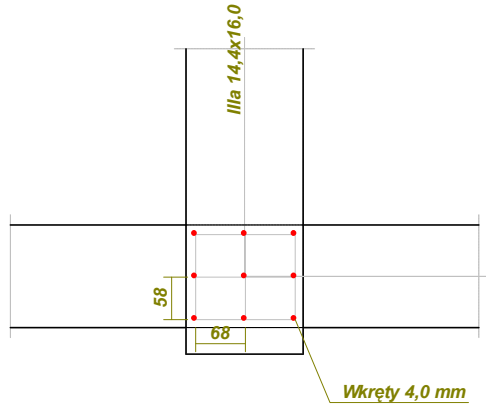
$$F_N = N / n = 12,23 / 9 \times 10^3 = 1358,83 \text{ N}$$

Warunek nośności połączenia:

Liczba płaszczyzn ścinania łączników $n_c = 2$.

$$F = \sqrt{(F_{xM} + F_N)^2 + (F_{yM} + F_Q)^2} / n_c = \sqrt{(0,00 + 1358,83)^2 + (0,00 + 0,00)^2} / 2 = 679,41 < 852,0 = R_d$$

POŁĄCZENIE NA WKRETY W WĘZLE NR: 8



Przyjęto połączenie na jednocięte wkręty długości $l = 120$ mm o średnicy $d = 4,0$ mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

Siły działające na najbardziej obciążony łącznik:

$$F_M = \frac{M e_{\max}}{\sum e_i^2} = \frac{0,00 \times 89,4}{47928,0} \times 10^6 = 0,00 \text{ N};$$

$$F_{xM} = 0,00; \quad F_{yM} = 0,00$$

$$F_Q = Q / n = 0,00 / 9 \times 10^3 = 0,00 \text{ N}$$

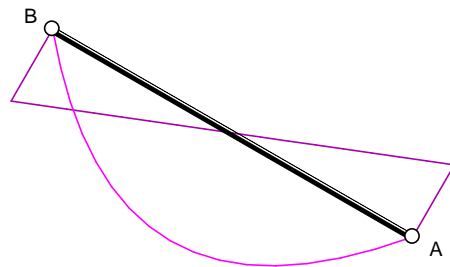
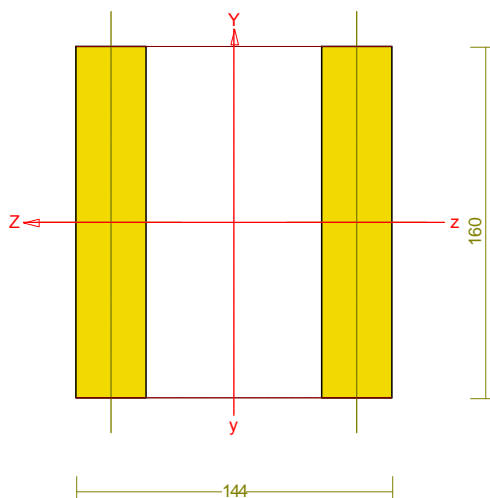
$$F_N = N / n = 12,11 / 9 \times 10^3 = 1345,17 \text{ N}$$

Warunek nośności połączenia:

Liczba płaszczyzn ścinania łączników $n_c = 2$.

$$F = \sqrt{(F_{xM} + F_N)^2 + (F_{yM} + F_Q)^2} / n_c = \sqrt{(0,00 + 1345,17)^2 + (0,00 + 0,00)^2} / 2 = 672,58 < 852,0 = R_d$$

7.1.5 Zastrzał 2 x 3,2x16cm



Sprawdzenie nośności pręta nr 9

Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”.

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 10,82 / 102,40 \times 10 = \mathbf{1,06 < 1,37} = 0,139 \times 9,85 = k_c f_{c,0,d}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=1,56$ m; $x_b=1,56$ m, przy obciążeniach „BC”.

Największe naprężenia dla gałęzi ściskanej:

$$\sigma_i = \mathbf{0,00 < 9,85} = f_{c,0,d}$$

Największe naprężenia dla gałęzi rozciąganej:

$$\sigma_i = \mathbf{0,00 < 4,92} = f_{c,0,t}$$

Nośność dla $x_a=1,56$ m; $x_b=1,56$ m, przy obciążeniach „BC”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,00}{8,62} + 1,0 \times \frac{0,15}{8,62} = \mathbf{0,02 < 1}$$

Nośność ze ściskaniem dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,06^2}{9,85^2} + \frac{0,00}{8,62} + 1,0 \times \frac{0,00}{8,62} = \mathbf{0,01 < 1}$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „BC”.

$$\sqrt{\tau^2 + \tau'^2} = \sqrt{0,00^2 + 0,01^2} = \mathbf{0,01 < 1,05} = f_{v,d}$$

Nośność przewiązek:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,12$ m, przy obciążeniach „ABC”.

Do połączenia przewiązek, przyjęto łączniki mechaniczne w postaci wkrętów długości 132 mm o średnicy 4,0 mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

$$(F_1 / R_d)^2 + (F_{1,x} / R_d)^2 = (2,2 / 640,5)^2 + (1523,7 / 3923,6)^2 = \mathbf{0,151 < 1} = 1$$

Przyjęto przewiązki szerokości $l_2 = 250$ mm.

Nośność przewiązek:

$$\sigma = M_p / W = 0,49 / 1666,67 \times 10^3 = \mathbf{0,29 < 8,62} = f_{m,d}$$

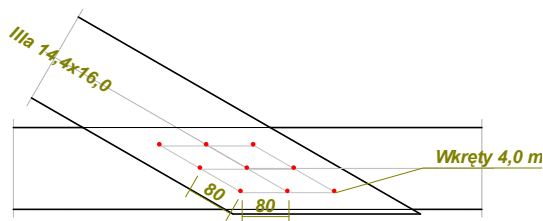
$$\tau = 1,5 V_p / A = 1,5 \times 8,71 / 400,00 \times 10 = \mathbf{0,33 < 1,05} = f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=1,56$ m; $x_b=1,56$ m, przy obciążeniach „AB” liczone od cięciwy pręta.

$$u_{y,fin} = 0,4 + 0,0 = \mathbf{0,4 < 20,8} = u_{net,fin}$$

POŁĄCZENIE NA WKRETY W WĘZLE NR: 8



Przyjęto połączenie na jednocięte wkręty długości $l = 125$ mm o średnicy $d = 4,0$ mm. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

Siły działające na najbardziej obciążony łącznik:

$$F_M = \frac{M e_{\max}}{\sum e_i^2} = \frac{0,00 \times 41,4}{76794,3} \times 10^6 = 0,00 \text{ N;}$$

$$F_{x,M} = 0,00; \quad F_{y,M} = 0,00$$

$$F_Q = Q / n = 0,05 / 9 \times 10^3 = -5,91 \text{ N}$$

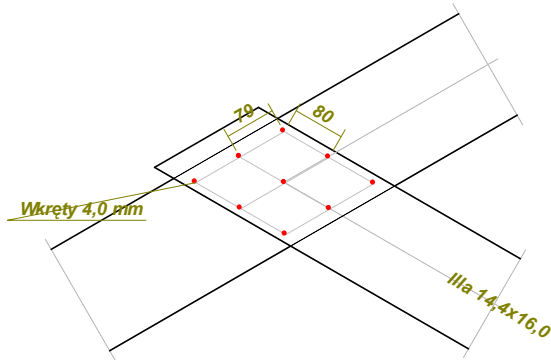
$$F_N = N / n = 10,82 / 9 \times 10^3 = -1202,09 \text{ N}$$

Warunek nośności połączenia:

Liczba płaszczyzn ścinania łączników $n_c = 2$.

$$F = \sqrt{(F_{xM} + F_N)^2 + (F_{yM} + F_Q)^2} / n_c = \sqrt{(0,00 + -1202,09)^2 + (0,00 + -5,91)^2} / 2 = 601,05 < 852,0 = R_d$$

POŁĄCZENIE NA WKRETY W WĘZLE NR: 6



Przyjęto połączenie na jednocięte wkręty długości $l = 120 \text{ mm}$ o średnicy $d = 4,0 \text{ mm}$. Łączniki należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach.

Siły działające na najbardziej obciążony łącznik:

$$F_M = \frac{M e_{\max}}{\sum e_i^2} = \frac{0,00 \times 79,3}{75388,3} \times 10^6 = 0,00 \text{ N};$$

$$F_{xM} = 0,00; \quad F_{yM} = 0,00$$

$$F_Q = Q / n = 0,05 / 9 \times 10^3 = 5,91 \text{ N}$$

$$F_N = N / n = 10,76 / 9 \times 10^3 = -1195,26 \text{ N}$$

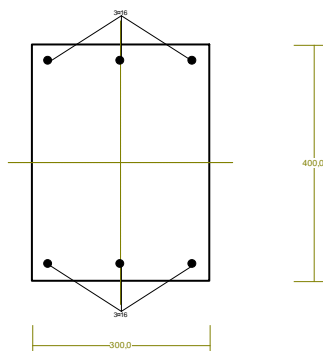
Warunek nośności połączenia:

Liczba płaszczyzn ścinania łączników $n_c = 2$.

$$F = \sqrt{(F_{xM} + F_N)^2 + (F_{yM} + F_Q)^2} / n_c = \sqrt{(0,00 + -1195,26)^2 + (0,00 + 5,91)^2} / 2 = 597,64 < 852,0 = R_d$$

7.2 Belka żelbetowa 30x40cm – poz.2.4

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$$h=40,0, \quad b=30,0,$$

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B20

$$f_{ck}=16,0 \text{ MPa}, \quad f_{cd}=\alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 16,0/1,50=10,7 \text{ MPa}$$

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$$A_c=1200 \text{ cm}^2, \quad J_{cx}=160000 \text{ cm}^4, \quad J_{cy}=90000 \text{ cm}^4$$

STAL: A-III (RB 400)

$$f_{yk}=400 \text{ MPa}, \quad \gamma_s=1,15, \quad f_{yd}=350 \text{ MPa}$$

$$\xi_{lim}=0,0035/(0,0035+f_{yd}/E_s)=0,0035/(0,0035+350/200000)=0,667,$$

Zbrojenie główne:

$$A_{s1}+A_{s2}=12,06 \text{ cm}^2, \quad \rho=100 (A_{s1}+A_{s2})/A_c=100 \times 12,06/1200=1,01 \%,$$

$$J_{sx}=3569 \text{ cm}^4, \quad J_{sy}=1197 \text{ cm}^4,$$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

$$\text{Momenty zginające:} \quad M_x = -38,91 \text{ kNm}, \quad M_y = 0,00 \text{ kNm},$$

$$\text{Siły poprzeczne:} \quad V_y = -4,78 \text{ kN}, \quad V_x = 0,00 \text{ kN},$$

$$\text{Siła osiowa:} \quad N = -0,74 \text{ kN} = N_{sd},$$

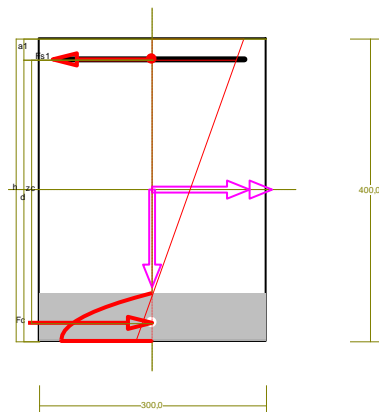
Uwzględnienie smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:

$$e_{ey} = M_x/N = (-38,91)/(-0,74)=52,581 \text{ m},$$

$$M_{sdx} = \eta_x (e_{ay} + e_{ey}) N = 1,000 \times (0,020 + 52,581) \times (-0,74) = -38,93 \text{ kNm},$$

Zbrojenie wymagane:



Wielkości obliczeniowe:

$$N_{sd}=-0,74 \text{ kN},$$

$$M_{sd}=\sqrt{(M_{sdx}^2 + M_{sdy}^2)} = \sqrt{(47,60^2 + 0,00^2)} = 47,60 \text{ kNm}$$

$$f_{cd}=10,7 \text{ MPa}, \quad f_{yd}=350 \text{ MPa} = f_{td},$$

Zbrojenie rozciągane ($\epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰}$):

$$A_{s1}=3,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \times 16 = 4,02 \text{ cm}^2),$$

Dodatkowe zbrojenie ściskane nie jest obliczeniowo wymagane.

$$A_s=A_{s1}+A_{s2}=3,90 \text{ cm}^2, \quad \rho=100 \times A_s/A_c=100 \times 3,90/1200=0,32 \%$$

Wielkości geometryczne [cm]:

$$h=40,0, \quad d=37,2, \quad x=6,3 \quad (\xi=0,170),$$

$$a_1=2,8, \quad a_c=2,4, \quad z_c=34,8, \quad A_{cc}=190 \text{ cm}^2,$$

$$\epsilon_c=-2,05 \text{ ‰}, \quad \epsilon_{s1}=10,00 \text{ ‰},$$

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$$F_c = -137,09, \quad F_{s1} = 136,34,$$

$$M_c = 24,15, \quad M_{s1} = 23,45,$$

Warunki równowagi wewnętrznej:

$$F_c+F_{s1}=-137,09+(136,34)=-0,74 \text{ kN} \quad (N_{sd}=-0,74 \text{ kN})$$

$$M_c+M_{s1}=24,15+(23,45)=47,60 \text{ kNm} \quad (M_{sd}=47,60 \text{ kNm})$$

Długości wybożenia pręta:

- przy wybożeniu w płaszczyźnie układu:

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

$$\text{ze wzoru (C.1)} \quad l_o = \beta l_{col}, \quad l_{col}=4,840 \text{ m},$$

$$\text{podatności węzłów: } \kappa_a=1,000 \Rightarrow k_A=(1/\kappa_a-1)=0,000, \quad \epsilon_b=0,867 \Rightarrow k_B=(1/\kappa_b-1)=0,154,$$

$$\beta=0,7+1/(3k+3)=0,7+1/(3 \times 0,154+3) \Rightarrow l_o=0,967 \times 4,840=4,679 \text{ m}$$

- przy wybożeniu w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny układu:

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

$$\text{ze wzoru (C.1)} \quad l_o = \beta l_{col}, \quad l_{col}=4,840 \text{ m},$$

podatności węzłów: $\kappa_a = 1,000 \Rightarrow k_a = (1/\kappa_a - 1) = 0,000$, $\kappa_b = 1,000 \Rightarrow k_b = (1/\kappa_b - 1) = 0,000$,

$\beta = 1,000 \Rightarrow l_0 = 1,000 \times 4,840 = 4,840 \text{ m}$ $\beta = 0,7 + 1/(3k + 3) = 0,7 + 1/(3 \times 1,000 + 3) = 1,000 \Rightarrow l_0 = 1,000 \times 4,840 = 4,840 \text{ m}$

Uwzględnienie wpływu smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:

mimośród niezamierzony: ($l_{col} = 4,840 \text{ m}$, $h = 0,400 \text{ m}$) $e_a = \max \left\langle \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 0,01 \right\rangle = \max \langle 0,008, 0,013, 0,010 \rangle = 0,013 \text{ m}$, przyjęto:

$e_a = 0,020 \text{ m}$,

mimośród statyczny: $M_{max} = M_{Sd} = 39,42 \text{ kNm}$, $N_{Sd} = -0,74 \text{ kN} \Rightarrow e_e = |M_{max}/N| = |39,42/(-0,74)| = 53,270 \text{ m}$,

mimośród początkowy: $e_o = e_a + e_e = 0,020 + 53,270 = 53,290 \text{ m}$,

obliczenie siły krytycznej:

- długość wyboczeniowa: $l_o = 4,679 \text{ m}$ (obliczona wg PN),

- moduł sprężystości betonu: $E_{cm} = 29,0 \cdot 10^6 \text{ kPa}$,

- momenty bezwładności: $I_c = 16,0000 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$,

$I_s = 0,3569 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ (dla zbrojenia rzeczywistego)

- $e_o/h = \max \langle (e_a + e_e)/h, 0,05, 0,5 - 0,01(l_o/h + f_{cd}) \rangle = \max \langle 133,224, 0,05, 0,276 \rangle = 133,224$,

- $k_{it} = 1 + 0,5 (N_{Sd,t}/N_{Sd}) \phi_{(t,t_0)} = 1 + 0,5 \times 1,000 \times 2,00 = 2,000$,

$$N_{crit} = \frac{9}{l_o^2} \left[\frac{E_{cm} I_c}{2k_{it}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 \right) + E_s I_s \right] =$$

$$\frac{9}{4,679^2} \left[\frac{2,900 \cdot 10^7 \times 1,600 \cdot 10^3}{2 \times 2,000} \left(\frac{0,11}{0,1 + 133,224} + 0,1 \right) + 2,0 \cdot 10^8 \times 3,569 \cdot 10^5 \right] = 3415,80 \text{ kN}$$

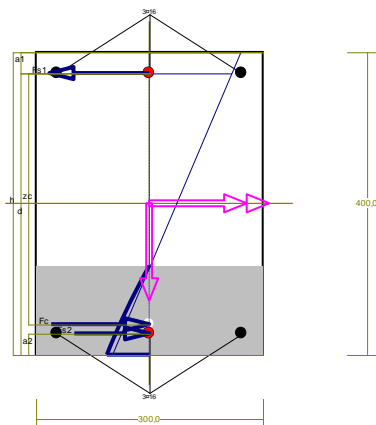
współczynnik zwiększający mimośród początkowy:

$$\eta = \frac{1}{1 - N_{Sd}/N_{crit}} = \frac{1}{1 - (0,74 / 3415,80)} = 1,000$$

- w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

uwzględnienie wpływu smukłości zaniechano

Nośność przekroju prostopadłego:



Wielkości obliczeniowe:

$N_{Sd} = -0,74 \text{ kN}$,

$M_{Sd} = \sqrt{(M_{Sdx}^2 + M_{Sdy}^2)} = \sqrt{(47,60^2 + 0,00^2)} = 47,60 \text{ kNm}$

$f_{cd} = 10,7 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa} = f_{td}$,

Zbrojenie rozciągane: $A_{s1} = 6,03 \text{ cm}^2$,

Zbrojenie ściskane: $A_{s2} = 6,03 \text{ cm}^2$,

$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 12,06 \text{ cm}^2$, $\rho = 100 \times A_s / A_c = 100 \times 12,06 / 1200 = 1,01 \%$

Wielkości geometryczne [cm]:

$h = 40,0$, $d = 37,2$, $x = 11,7$ ($\xi = 0,315$),

$a_1 = 2,8$, $a_2 = 2,8$, $a_c = 4,0$, $z_c = 33,2$, $A_{cc} = 352 \text{ cm}^2$,

$\epsilon_c = -0,54 \text{ ‰}$, $\epsilon_{s2} = -0,41 \text{ ‰}$, $\epsilon_{s1} = 1,17 \text{ ‰}$,

Wielkości statyczne [kN, kNm]:

$F_c = -92,45$, $F_{s1} = 141,25$, $F_{s2} = -49,54$,

$M_c = 14,78$, $M_{s1} = 24,29$, $M_{s2} = 8,52$,

Warunek stanu granicznego nośności:

$M_{Rd} = 73,67 \text{ kNm} > M_{Sd} = M_c + M_{s1} + M_{s2} = 14,78 + (24,29) + (8,52) = 47,60 \text{ kNm}$

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $\phi = 6 \text{ mm}$ ze stali A-0, dla której $f_{ywd} = 190 \text{ MPa}$.

Minimalny stopień zbrojenia na ścinanie:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,08 \times \sqrt{16} / 400 = 0,00080$$

Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 15,0$ $x_b = 196,6$ cm

Maksymalny rozstaw strzemion:

$$s_{max} = 0,75 d = 0,75 \times 372 = 279 \quad s_{max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{max} = 279$ mm.

Ze względu na pręty ściskane $s_{max} = 15 \phi = 15 \times 16,0 = 240,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **24,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 0,57 / (24,0 \times 30,0 \times 1,000) = 0,00079$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00079} < \mathbf{0,00080} = \rho_{w,min}$$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: $x_a = 196,6$ $x_b = 438,5$ cm

Maksymalny rozstaw strzemion:

$$s_{max} = 0,75 d = 0,75 \times 372 = 279 \quad s_{max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{max} = 279$ mm.

Ze względu na pręty ściskane $s_{max} = 15 \phi = 15 \times 16,0 = 240,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **20,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 0,57 / (20,0 \times 30,0 \times 1,000) = 0,00094$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00094} > \mathbf{0,00080} = \rho_{w,min}$$

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: $x_a = 438,5$ $x_b = 472,0$ cm

Maksymalny rozstaw strzemion:

$$s_{max} = 0,75 d = 0,75 \times 372 = 279 \quad s_{max} \leq 400 \text{ mm}$$

przyjęto $s_{max} = 279$ mm.

Ze względu na pręty ściskane $s_{max} = 15 \phi = 15 \times 16,0 = 240,0$ mm.

Przyjęto strzemiona 2-cięte, prostopadłe do osi pręta o rozstawie **10,0** cm, dla których stopień zbrojenia na ścinanie wynosi:

$$\rho_w = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 0,57 / (10,0 \times 30,0 \times 1,000) = 0,00188$$

$$\rho_w = \mathbf{0,00188} > \mathbf{0,00080} = \rho_{w,min}$$

Ścinanie

Przyjęto podparcie i obciążenie bezpośrednie.

Odcinek nr 8

Początek i koniec odcinka: $x_a = 438,5$ $x_b = 472,0$ cm

Siły przekrojowe: $N_{Sd} = -0,74$;

$$V_{Sd,max} = -61,69 \text{ kN}$$

Siła poprzeczna w odległości d od podpory wynosi: $V_{Sd} = -61,69$ kN

Rodzaj odcinka:

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{6,03}{30,0 \times 37,2} = 0,00540; \quad \rho_L \leq 0,01$$

Przyjęto $\rho_L = 0,00540$.

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c = 0,74 / 1283,20 \times 10 = 0,01 \text{ MPa} \quad \sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$$

Przyjęto $\sigma_{cp} = 0,01$ MPa.

$$V_{Rd1} = [0,35 k f_{ctd} (1,2 + 40 \rho_L) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d =$$

$$= [0,35 \times 1,23 \times 0,90 \times (1,2 + 40 \times 0,00540) + 0,15 \times 0,01] \times 30,0 \times 37,2 \times 10^{-1} = 61,33 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 61,69 > 61,33 = V_{Rd1}$$

Nośność odcinka II-go rodzaju:

Przyjęto kąt $\theta = 30,0^\circ$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 16 / 250) = 0,562$$

$$\Delta V_{Rd} = \frac{A_{sw2} f_{ywd2}}{S_2} z \cos \alpha \times 10^{-1} = 0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Rd} \leq v f_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \frac{\cot \alpha}{2 \cot \theta + \cot \alpha} \times 10^{-1} = 0 \text{ kN}$$

Przyjęto $\Delta V_{Rd} = 0,00 \text{ kN}$.

$$V_{Rd2} = v f_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} + \Delta V_{Rd} =$$

$$= 0,562 \times 10,7 \times 30,0 \times 33,2 \frac{1,730}{1 + 1,730^2} \times 10^{-1} + 0,00 = 259,27 \text{ kN}$$

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} = 1 + 0,01/10,7 = 1,001$$

$$V_{Rd2,red} = \alpha_c V_{Rd2} = 1,001 \times 259,27 = 259,41 \text{ kN}$$

Przyjęto $V_{Rd2,red} = 259,27 \text{ kN}$

$$V_{Sd} = 61,69 < 259,27 = V_{Rd2,red}$$

$$V_{Rd3} = V_{Rd31} + V_{Rd32} = \frac{A_{sw1} f_{ywd1}}{S_1} z \cot \theta + \frac{A_{sw2} f_{ywd2}}{S_2} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha =$$

$$= \frac{0,57 \times 190}{10,0} 33,2 \times 1,730 \times 10^{-1} = 61,69 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 61,69 < 61,69 = V_{Rd3}$$

Nośność zbrojenia podłużnego

Sprawdzenie siły przenoszanej przez zbrojenie rozciągane dla $x = 4,537 \text{ m}$:

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{Sd}| (\cot \theta - V_{Rd32}/V_{Rd3} \cot \alpha) = 0,5 \times -57,70 \times (1,730 - 0,00/61,69 \times -0,000) = 49,90 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciąganych:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 108,75 + 49,90 = 158,65 \text{ kN};$$

$$F_{td} \leq F_{td,max} = 141,25 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 141,25 \text{ kN}$

$$F_{td} = 141,25 < 211,12 = 6,03 \times 350 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Zarysowanie

Położenie przekroju:

$$x = 4,720 \text{ m}$$

Siły przekrojowe:

$$M_{Sd} = -43,25 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = -0,67 \text{ kN} \quad e = 6413,3 \text{ cm}$$

$$V_{Sd} = -56,08 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

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

$$d = h - a_1 = 40,0 - 2,8 = 37,2 \text{ cm}$$

$$A_c = 1200 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 8000 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

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

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_{s,lim} =$$

$$= 0,4 \times 1,0 \times 1,9 \times 600 / 240 = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 6,03 > 1,90 = A_s$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 1,9 \times 8000 \times 10^{-3} = 15,20 \text{ kNm}$$

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}}{e/W_c - 1/A_c} = \frac{1,9}{6413,3/8000,00 - 1/1200,00} \times 10^{-1} = -0,24 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 0,67 > 0,24 = N_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0,5$.

$$\rho_r = A_s / A_{ct,eff} = 6,03 / 210 = 0,02872$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \phi / \rho_r = 50 + 0,25 \times 0,8 \times 0,50 \times 16 / 0,02872 = 105,70$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] = \\ &= 212,51 / 200000 \times [1 - 1,0 \times 0,5 \times (-0,24 / 0,67)^2] = 0,00100 \end{aligned}$$

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} = 1,7 \times 105,70 \times 0,00100 = 0,18 \text{ mm}$$

$$w_k = \mathbf{0,18} < \mathbf{0,3} = w_{lim}$$

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

$$\rho_{w1} = \frac{A_{sw1}}{s_1 b_w} = \frac{0,57}{10,0 \times 30,0} = 0,00188$$

$$\rho_{w2} = \frac{A_{s2}}{s_2 b_w \sin \alpha} = 0,00000$$

$$\rho_w = \rho_{w1} + \rho_{w2} = 0,00188 + 0,00000 = 0,00188$$

$$\lambda = \frac{1}{3 \left[\frac{\rho_{w1}}{\eta_1 \phi_1} + \frac{\rho_{w2}}{\eta_2 \phi_2} \right]} = \frac{1}{3 \times [0,00188 / (1,0 \times 6,0)]} = 1061,03$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{b_w d} = \frac{-56,08}{30,0 \times 37,2} \times 10 = 0,503 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} w_k &= \frac{4 \tau^2 \lambda}{\rho_w E_s f_{ck}} = \frac{4 \times 0,503^2 \times 1061,03}{0,00188 \times 200000 \times 16} = 0,18 \text{ mm} \\ w_k &= \mathbf{0,18} < \mathbf{0,3} = w_{lim} \end{aligned}$$

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

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

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = \frac{29000}{1 + 2,00} = 9667 \text{ MPa}$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 1,9 \times 8000 \times 10^{-3} = 15,20 \text{ kNm}$$

Całkowity moment zginający $M_{sd} = -50,12 \text{ kN}$ powoduje zarysowanie przekroju.

Sztywność dla długotrwałego działania obciążeń długotrwałych:

Sztywność na zginanie wyznaczona dla momentu $M_{sd} = -50,12 \text{ kNm}$.

Wielkości geometryczne przekroju:

$$x_I = 20,0 \text{ cm}$$

$$I_I = 233840 \text{ cm}^4$$

$$x_{II} = 11,7 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 107050 \text{ cm}^4$$

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

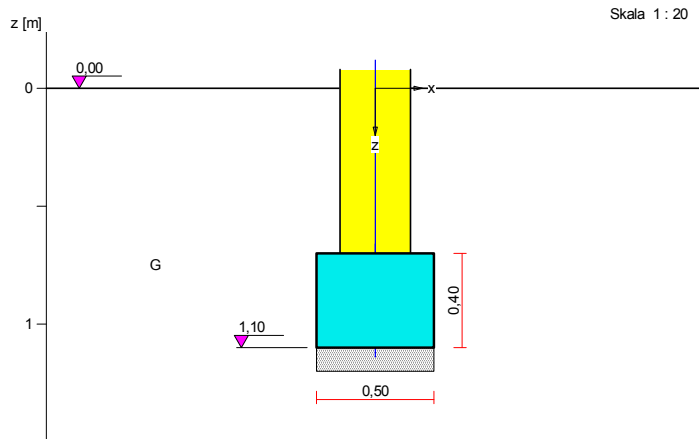
$$= \frac{9667 \times 107050}{1 - 1,0 \times 0,5 \times (15,20/50,12)^2 \times (1 - 107050/233840)} \times 10^{-5} = 10613 \text{ kNm}^2$$

Ugięcie w punkcie o współrzędnej $x = 2,117 \text{ m}$, wyznaczone poprzez całkowanie funkcji krzywizny osi pręta ($1/\rho$) z uwzględnieniem zmiany sztywności wzdłuż osi elementu, wynosi:

$$a = a_{x,d} = 5,9 \text{ mm}$$

$$a = 5,9 < 19,4 = a_{\text{lim}}$$

7.3 Ława żelbetowa 50x40cm – poz. 3.1



Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt. [m]
1	0,00	nieokreśl.	Gлина	brak wody

Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,30 \text{ m}$, długość: $l = 4,00 \text{ m}$,

Współrzędne końców osi ściany:

$$x_1 = 3,00 \text{ m}, \quad y_1 = -2,00 \text{ m}, \quad x_2 = 3,00 \text{ m}, \quad y_2 = 2,00 \text{ m},$$

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^\circ$.

Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{\text{obc}} = 0,70 \text{ m}$.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj obciążenia*	N [kN/m]	Hx [kN/m]	My [kNm/m]	γ [-]
1	D	60,0	0,0	0,00	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwale,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwale i krótkotrwale.

Material

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: 34GS,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 12,0 \text{ mm}$, na kierunku y: $d_y = 12,0 \text{ mm}$,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

W warunku na przebicie nie uwzględniać strzemion.

Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 1,10 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B = 0,50 \text{ m}$, $L = 4,00 \text{ m}$,
Wysokość: $H = 0,40 \text{ m}$, mimośród: $E = 0,00 \text{ m}$.

Stan graniczny I

Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	1,10	0,36	0,00

Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 0,50 \text{ m}$, $L = 4,00 \text{ m}$.
Względny poziom posadowienia: $H = 1,10 \text{ m}$.
Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 60,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,
siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40 \text{ m}$,
moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $G = 8,94 \text{ kN/m}$, moment: $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (60,00 + 8,94) \cdot 4,00 = 275,76 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-60,00 \cdot 0,00 + 0,00 + 0,00) \cdot 4,00 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 275,76 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,08 \text{ m}.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_r = 0,50 - 2 \cdot 0,00 = 0,50 \text{ m}, \quad L' = L = 4,00 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,93 \text{ t/m}^3, \quad \text{min. wysokość: } D_{\min} = 1,10 \text{ m},$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,93 \cdot 9,81 \cdot 1,10 = 20,88 \text{ kPa}.$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 18,30 \cdot 0,90 = 16,47^\circ,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 31,50 \cdot 0,90 = 28,35 \text{ kPa},$$

$$N_B = 0,78 \quad N_C = 11,96, \quad N_D = 4,53.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta = |H_x| \cdot L / N_r = 0,00 \cdot 4,00 / 275,76 = 0,0000, \quad \text{tg } \delta / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000 / 0,2956 = 0,000,$$

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,15 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 18,98 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B' / L' = 0,97, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B' / L' = 1,04, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B' / L' = 1,19.$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{NB} = B' \cdot L' \cdot (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B' \cdot i_B) = 942,65 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 275,76 \text{ kN} < m \cdot Q_{NB} = 0,81 \cdot 942,65 = 763,55 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

Stan graniczny II

Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

Osiadanie pierwotne: $s' = 0,18 \text{ cm}$.

Osiadanie wtórne: $s'' = 0,00 \text{ cm}$.

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0$.

Osiadanie: $s = s' + \lambda \cdot s'' = 0,18 + 0 \cdot 0,00 = 0,18 \text{ cm}$.

Sprawdzenie warunku osiadania:

Dopuszczalne osiadanie: $s_{\text{dop}} = 0,50 \text{ cm}$.

$$s = 0,18 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 0,50 \text{ cm}$$

Wniosek: Warunek osiadania jest spełniony.

Wymiarowanie fundamentu

Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebiecie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca V [kN/m]	Nośność betonu V _r [kN/m]	Nośność strzemion V _s [kN/m]
* 1	1	0	343	–

Sprawdzenie ławy na przebiecie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 60 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośród siły względem środka podstawy:

$e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

Przebiecie ławy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{sd} = 0,5 \cdot (q_1 + q_s) \cdot c = 0,5 \cdot (120,0 + 120,0) \cdot 0,24 = 0 \text{ kN/m}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = f_{ctd} \cdot d = 1000 \cdot 0,34 = 343 \text{ kN/m}$.

$V_{sd} = 0 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 343 \text{ kN/m}$.

Wniosek: warunek na przebiecie jest spełniony.

Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

Nr obc.	Przekrój	Moment zginający M [kNm/m]	Nośność betonu M _r [kNm/m]
* 1	1	1	–

Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 60 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośród siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}$

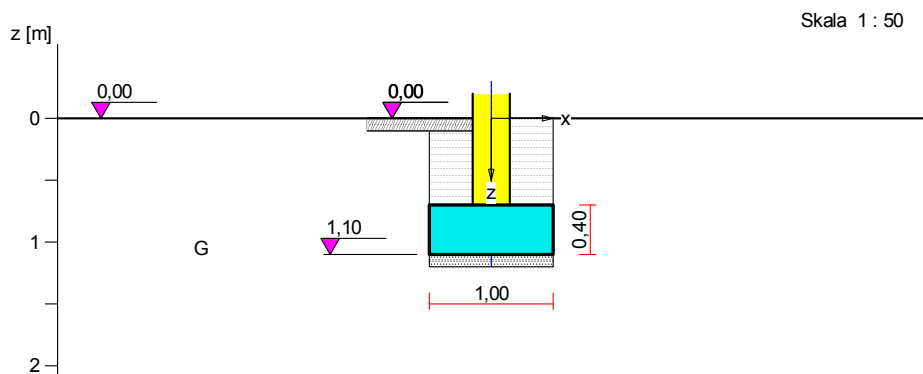
Zginanie ławy w przekroju 1:

Moment zginający: $M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 120,0 + 120,0) \cdot 0,01 = 1 \text{ kNm/m}$.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,1 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

7.3 Stopa żelbetowa 100x100x40cm – poz. 3.4



Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt. [m]
1	0,00	nieokreśl.	Gлина	brak wody

Zasyпка

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{z \text{ char}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$,

Współczynnik obciążenia: $\gamma_{zf} = 1,20$.

Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **slup prostokątny**

Wymiary słupa: $b = 0,30 \text{ m}$, $l = 0,30 \text{ m}$,

Współrzędne osi słupa: $x_0 = 0,00 \text{ m}$, $y_0 = 0,00 \text{ m}$,

Kąt obrotu układu lokalnego względem globalnego: $\phi = 0,00^\circ$.

Posadzki

Względny poziom posadzki: $p_{p3} = 0,00 \text{ m}$, grubość: $h = 0,10 \text{ m}$,

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{p3 \text{ char}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$,

Obciążenie posadzki: $q_{p3} = 5,00 \text{ kN/m}^2$, współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1,20$,

Wymiary posadzki: $d_x = 2,00 \text{ m}$, $d_y = 2,00 \text{ m}$.

Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 0,70 \text{ m}$.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	H_x	H_y	M_x	M_y	γ
	obciążenia*	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[–]
1	D	24,5	0,1	0,0	0,00	0,00	1,20
2	D	128,6	0,7	0,0	0,00	0,00	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwale,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwale i krótkotrwale.

Material

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: 34GS,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 12,0 \text{ mm}$, na kierunku y: $d_y = 12,0 \text{ mm}$,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

W warunku na przebiecie nie uwzględniać strzemion.

Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 1,10 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B_x = 1,00 \text{ m}$, $B_y = 1,00 \text{ m}$,

Wysokość: $H = 0,40 \text{ m}$,

Mimośrod: $E_x = 0,00 \text{ m}$, $E_y = 0,00 \text{ m}$.

Stan graniczny I

Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
1	D	1,10	0,10	0,08
* 2	D	1,10	0,29	0,02

7.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 2

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B_x = 1,00 \text{ m}$, $B_y = 1,00 \text{ m}$.

Względny poziom posadowienia: $H = 1,10 \text{ m}$.

Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 128,60 \text{ kN}$, mimośrody wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00 \text{ m}$, $E_y = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,70 \text{ kN}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_y = 0,00 \text{ kN}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40 \text{ m}$,

moment: $M_x = 0,00 \text{ kNm}$, moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm}$.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: $G = 30,20 \text{ kN/m}$, momenty: $M_{Gx} = 0,00 \text{ kNm/m}$, $M_{Gy} = -0,76 \text{ kNm/m}$.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$N_r = N + G = 128,60 + 30,20 \mid 19,09 = 158,80 \mid 147,69 \text{ kN}$.

Momenty względem środka podstawy:

$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 128,60 \cdot 0,00 - 0,00 \cdot 0,40 + 0,00 + (0,00) \mid (0,00) = 0,00 \mid 0,00 \text{ kNm}$.

$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -128,60 \cdot 0,00 + 0,70 \cdot 0,40 + 0,00 + (-0,76) \mid (-0,02) = -0,48 \mid 0,26 \text{ kNm}$.

Mimośrody sił względem środka podstawy:

$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 0,48/158,80 = 0,00 \text{ m}$,

$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/158,80 = 0,00 \text{ m}$.

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,003 + 0,000 = 0,003 \text{ m} < 0,167.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 1,00 - 2 \cdot 0,00 = 0,99 \text{ m}, \quad B_y' = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 1,00 - 2 \cdot 0,00 = 1,00 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

$$\text{średnia gęstość obliczeniowa: } \rho_{D(r)} = 1,92 \text{ t/m}^3,$$

$$\text{minimalna wysokość: } D_{\min} = 1,10 \text{ m},$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,92 \cdot 9,81 \cdot 1,10 = 20,74 \text{ kPa}.$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 18,30 \cdot 0,90 = 16,47^\circ,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 28,35 \text{ kPa},$$

$$N_B = 0,78 \quad N_C = 11,96, \quad N_D = 4,53.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta_x = |H_x|/N_r = 0,70/158,80 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_x/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0044/0,2956 = 0,015,$$

$$i_{Bx} = 0,99, \quad i_{Cx} = 0,99, \quad i_{Dx} = 0,99.$$

$$\text{tg } \delta_y = |H_y|/N_r = 0,00/158,80 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_y/\text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,2956 = 0,000,$$

$$i_{By} = 1,00, \quad i_{Cy} = 1,00, \quad i_{Dy} = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 2,15 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 18,98 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_x'/B_y' = 0,75, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_x'/B_y' = 1,30, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_x'/B_y' = 2,49$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{NBx} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cx} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dx} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x' \cdot i_{Bx}) = 676,56 \text{ kN}.$$

$$Q_{NBy} = B_x' \cdot B_y' (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cy} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dy} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_y' \cdot i_{By}) = 681,36 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 158,80 \text{ kN} < m \cdot \min(Q_{NBx}, Q_{NBy}) = 0,81 \cdot 676,56 = 548,02 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

Stan graniczny II

Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

$$\text{Osiadanie pierwotne: } s' = 0,21 \text{ cm}.$$

$$\text{Osiadanie wtórne: } s'' = 0,00 \text{ cm}.$$

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0$.

$$\text{Osiadanie: } s = s' + \lambda \cdot s'' = 0,21 + 0 \cdot 0,00 = 0,21 \text{ cm},$$

Sprawdzenie warunku osiadania:

$$\text{Dopuszczalne osiadanie: } s_{\text{dop}} = 0,50 \text{ cm}.$$

$$s = 0,21 \text{ cm} < s_{\text{dop}} = 0,50 \text{ cm}$$

Wniosek: Warunek osiadania jest spełniony.

Wymiarowanie fundamentu

Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na przebiecie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca V [kN]	Nośność betonu V _r [kN]	Nośność strzemion V _s [kN]
1	1	0	183	–
* 2	1	2	183	–

Sprawdzenie stopy na przebiecie dla obciążenia nr 2

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

$$\text{siła pionowa: } N_r = 129 \text{ kN},$$

$$\text{momenty: } M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}, \quad M_{yr} = 0,28 \text{ kNm}.$$

Mimośrodność siły względem środka podstawy:

$$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}, \quad e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}.$$

Przebiecie stopy w przekroju 1:

$$\text{Siła ścinająca: } V_{sd} = \int_{Ac} q \cdot dA = 2 \text{ kN}.$$

$$\text{Nośność betonu na ścinanie: } V_{rd} = (b+d) \cdot d \cdot f_{ctd} = (0,30+0,33) \cdot 0,33 \cdot 870 = 183 \text{ kN}.$$

$$V_{sd} = 2 \text{ kN} < V_{rd} = 183 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek na przebiecie jest spełniony.

Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na zginanie

Nr obc.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający	Nośność przekroju
---------	----------	----------	------------------	-------------------

			M [kNm]	M _r [kNm]
1	x	1	2	61
	y	1	2	59
* 2	x	1	10	61
	y	1	10	59

Uwaga: Momenty zginające wyznaczono metodą wsporników prostokątnych.

Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 2 na kierunku x

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 129 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 0,28 \text{ kNm}$.

Mimośrodody siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 130 + 129) \cdot 1,00 \cdot 0,16^2 / 6 = 10 \text{ kNm}$.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,9 \text{ cm}^2$.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 5,7 \text{ cm}^2$.

$A_s = 0,9 \text{ cm}^2 < A_{Rs} = 5,7 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 2 na kierunku y

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 129 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 0,28 \text{ kNm}$.

Mimośrodody siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 129 + 129) \cdot 1,00 \cdot 0,16^2 / 6 = 10 \text{ kNm}$.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1,0 \text{ cm}^2$.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 5,7 \text{ cm}^2$.

$A_s = 1,0 \text{ cm}^2 < A_{Rs} = 5,7 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.