

Spis treści

Część opisowa

1. Przedmiot i zakres opracowania
2. Podstawa formalna projektu
3. Podstawy merytoryczne opracowania
4. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego
5. Zastosowane schematy konstrukcyjne
6. Założenia przyjęte do obliczeń konstrukcji, w tym obciążeń
7. Kategoria geotechniczna obiektu budowlanego
8. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe podstawowych elementów konstrukcji budynku
9. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe wewnętrznych i zewnętrznych przegród budowlanych
10. Materiały
11. Prace przygotowawcze w terenie działki
12. Uwagi dodatkowe

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI		STRONA:	K3.
Spis rysunków			
Rzut fundamentów	skala 1:100	KB-01	
Schemat konstrukcji			
Rzut parteru	skala 1:100	KB-02	
Schemat konstrukcji			
Rzut stropu nad parterem	skala 1:100	KB-03	
Schemat konstrukcji			
Rzut konstrukcji piętra	skala 1:100	KB-04	
Schemat konstrukcji			
Rzut stropu nad piętrem	skala 1:100	KB-05	
Schemat konstrukcji			
Rzut więźby dachowej	skala 1:100	KB-06	
Schemat konstrukcji			

1. Przedmiot i zakres opracowania.

Przedmiotem niniejszego opracowania jest Projekt Budowlany konstrukcyjny budynku w ramach projektu:

„ROZBUDOWA ORAZ PRZEBUDOWA BUDYNKU ZESPOŁU SZKÓŁ W ROGÓŹNIE POLEGAJĄCA NA BUDOWIE SALI GIMNASTYCZNEJ ORAZ ZAPLECZA SOCJALNEGO WRAZ Z WEWNĘTRZNYMI INSTALACJAMI (ELEKTRYCZNĄ, CENTRALNEGO OGRZEWANIA, WODOCIĄGOWĄ, GAZOWĄ, KANALIZACJI SANITARNEJ, WENTYLACJI MECHANICZNEJ), ORAZ ZAGOSPODAROWANIE TERENU OBEJMUJĄCE ROZBIÓRKĘ ORAZ BUDOWĘ PRZYŁĄCZA GAZOWEGO, BUDOWĘ ZEWNĘTRZNEJ INSTALACJI KANALIZACJI SANITARNEJ, ZEWNĘTRZNĄ INSTALACJĘ ELEKTRYCZNĄ, ROZBIÓRKĘ ORAZ BUDOWĘ PRZYŁĄCZA WODOCIĄGOWEGO, BUDOWĘ ZEWNĘTRZNEJ INSTALACJI KANALIZACJI DESZCZOWEJ, BUDOWĘ WEWNĘTRZNEGO UKŁADU KOMUNIKACYJNEGO, DOJŚCIA, ZJAZDU PUBLICZNEGO, ROZBIÓRKĘ ORAZ BUDOWĘ SIECI TELETECHNICZNEJ NA DZIAŁKACH 841, 842/2, 843 W MIEJSCOWOŚCI ROGÓŹNO, GMINA ŁAŃCUT”

2. Podstawa formalna projektu.

- Mapa zasadnicza sytuacyjno-wysokościowa do celów projektowych aktualizowana z uzbrojeniem
- Literatura fachowa i normy budowlane z zakresu objętego opracowania

3. Podstawy merytoryczne opracowania.

- Wizje lokalne
- Dokumentacja fotograficzna
- Rysunki architektoniczne

4. Układ konstrukcyjny obiektu budowlanego.

Układ konstrukcyjny budynku to układ mieszany płytowo - ścienny . Ściany nośne kondygnacji zaprojektowano jako murowane. Ściany nośne fundamentowe konstrukcyjne zaprojektowano jako żelbetowe wylewane na mokro. Strop nad częścią zaplecza socjalnego - płyta żelbetowa wylewana na mokro. Układ nośny wewnątrz budynku to schemat płyt opartych na ścianach murowanych zwieńczonych wieńcem oraz żelbetowej belce . Dach został zaprojektowany jako układ krokwiowo-płatwiowy w systemie więźby drewnianej nad częścią zaplecza socjalnego, natomiast nad częścią sali gimnastycznej dach został zaprojektowany z dźwigarów z drewna klejonego opartych na słupach żelbetowych.

5. Zastosowane schematy konstrukcyjne.

Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe wykonano w oparciu o system bazujący na Metodzie Elementów Skończonych. Dyskretyzacji obszarów ciągłych dokonano elementami o 6 stopniach swobody w węźle.

Modele statyczne wykorzystane w obliczeniach to układy pły-belka , pły-bel-słu.

Schemat statyczny klatki schodowej – belka wolnopodparta

6. Założenia przyjęte do obliczeń w tym obciążeń.

UWAGA:

W obliczeniach uwzględniono również ciężar instalacji:

- instalacje sanitarne $0,40\text{kN/m}^2$ oraz ciężary urządzeń tj. centrale:

- Centrala n/w – 161kg, $0,93\text{kN/m}^2$
- Centrala n/w – 401kg, $1,3\text{kN/m}^2$
- Centrala n/w – 191kg, $0,73\text{kN/m}^2$

- instalacje elektryczne $0,1\text{ kN/m}^2$

Obciążenie stałe stropów

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m^2	Ψ	Wartość rep. kN/m^2	γ_F	Wartość obl. kN/m^2
1.	Warstwy wykończeniowe - płytki [0,420kN/m ²]	stałe	0,42	--	0,42	1,35	0,57
2.	Wylewka grub. 5 cm [23,000kN/m ³ ·0,05m]	stałe	1,15	--	1,15	1,35	1,55
3.	Izolacja styropianem grub. 5 cm [0,300kN/m ³ ·0,05m]	stałe	0,01	--	0,01	1,35	0,01
4.	Folia PE	stałe	0,00	--	0,00	1,35	0,00
5.	Płyta stropowa żelbetowa grub. 20 cm [24,000kN/m ³ ·0,20m]	stałe	4,80	--	4,80	1,35	6,48
6.	Sufit podwieszany z rusztem [0,180kN/m ²]	stałe	0,18	--	0,18	1,35	0,24
Σ:			6,56		6,56		8,86

Obciążenie stałe schody

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m^2	Ψ	Wartość rep. kN/m^2	γ_F	Wartość obl. kN/m^2
1.	Warstwy wykończeniowe - płytki [0,420kN/m ²]	stałe	0,42	--	0,42	1,35	0,57
2.	Stopnie schodowe [24,000kN/m ³ ·0,5·0,16m] [1,680kN/m ²]	stałe	1,68	--	1,68	1,35	2,27
3.	Płyta biegowa grub. 16 cm [24,000kN/m ³ ·0,16m]	stałe	4,00	--	4,00	1,35	5,40
Σ:			6,1		6,1		8,24

Obciążenie użytkowe stropów i schodów

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1 / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii C1 → od 2,0 do 3,0 kN/m², zalecane 3,0 kN/m²

Obciążenie zastępcze od ścianek działowych na strop

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1 / Obciążenia od ciężaru własnego przestawnych ścian działowych (p.6.3.1.2(8))

Obciążenie od ciężaru własnego ścian działowych w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym $>2,0$ i $\leq 3,0\text{ kN/m}$ długości ściany → $1,20\text{ kN/m}^2$

Obciążenie stałe dachu 1

Obciążenie stałe dachu - sala gimnastyczna

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m^2	Ψ	Wartość rep. kN/m^2	γ_F	Wartość obl. kN/m^2
1.	Płyty warstwowe gr. 20cm [0,120kN/m ²]	stałe	0,12	--	0,12	1,35	0,16
2.	Konstrukcja drewniana	stałe	0,00	--	0,00	1,35	0,00
Σ:			0,12		0,12		0,16

Obciążenie stałe dachu 2**Obciążenie stałe dachu - część socjalna**

L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	Ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Płyty warstwowe gr. 4cm [0,10kN/m ²]	stałe	0,10	--	0,10	1,35	0,14
2.	Łaty 5x5cm 6·0,05·0,05/0,3 [0,050kN/m ²]	stałe	0,05	--	0,05	1,00	0,05
3.	Folia wiatrochronna [0,000kN/m ²]	stałe	0,00	--	0,00	1,35	0,00
4.	Krokwie - obciążenie przyjęte w programie obliczeniowym	stałe	0,00	--	0,00	1,35	0,00
5.	Wełna mineralna grub. 20 cm [0,300kN/m ³ ·0,20m]	stałe	0,06	--	0,06	1,35	0,08
Σ:			0,21		0,21		0,27

Obciążenie stałe ściana zewnętrzna**Obciążenie stałe ściana**

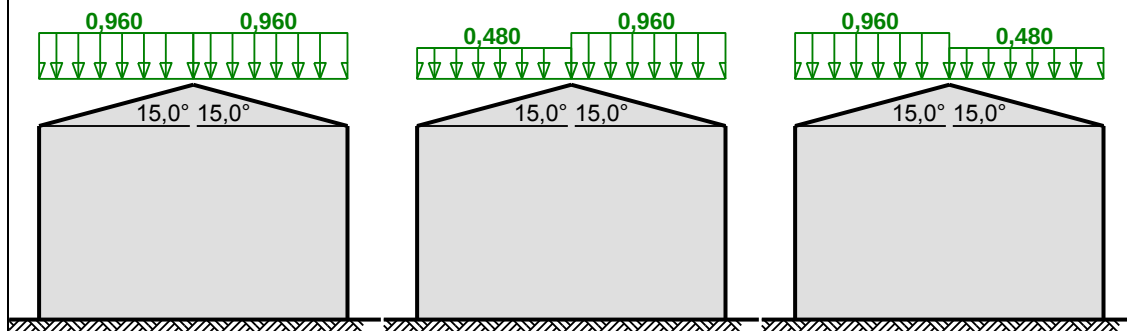
L.p.	Opis oddziaływania	Rodzaj oddziaływania	Wartość char. kN/m ²	Ψ	Wartość rep. kN/m ²	γ _F	Wartość obl. kN/m ²
1.	Tynk zewnętrzny [0,020kN/m ²]	stałe	0,02	--	0,02	1,35	0,03
2.	Ocieplenie grub. 15 cm [0,300kN/m ³ ·0,15m]	stałe	0,04	--	0,04	1,35	0,05
3.	Pustak ceramiczny 25cm [11,00kN/m ³ ·0,25m]	stałe	2,75	--	2,75	1,35	3,71
4.	Tynk wewnętrzny [20,000kN/m ³ ·0,015m]	stałe	0,30	--	0,30	1,35	0,41
Σ:			3,11		3,11		4,20

Obciążenie śniegiem dachu 1**Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy dwupołaciowe (p.5.3.3)**

przypadek (i)

przypadek (ii)

przypadek (iii)

 s [kN/m²]


- Dach dwupołaciowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia śniegiem 3;
 - $s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,146 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
 - teren normalny $\rightarrow C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny $\rightarrow C_t = 1,0$

Połąć dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):

- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 15,0^\circ$
 $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,200 = \mathbf{0,960 \text{ kN/m}^2}$$

Mniej obciążona połać dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii)/(iii):

- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 15,0^\circ$
 $\mu = 0,5 \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,200 = \mathbf{0,480 \text{ kN/m}^2}$$

Bardziej obciążona połać dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii)/(iii):

- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 15,0^\circ$
 $\mu_1 = 0,8$

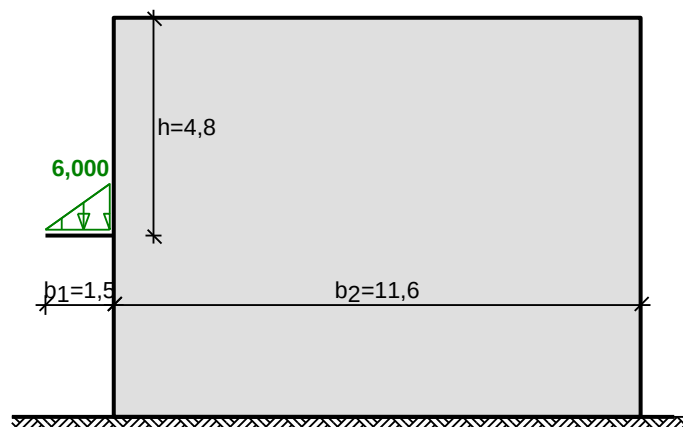
Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,200 = \mathbf{0,960 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie śniegiem - daszek

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Wyjątkowe zasy przy wystęgach i przeszkodach (B4(2))

 **s [kN/m²]**



- Zadaszenia nad drzwiami lub rampą
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):
- strefa obciążenia śniegiem 3;
 $s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 1,146 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: wyjątkowe, przypadek B2 (brak wyjątkowych opadów i wyjątkowe zamiecie)
- Sytuacja obliczeniowa: wyjątkowa

Obciążenie dla wyjątkowych zasp na zadaszeniu nad drzwiami lub rampą:

- Długość zasy:
 $l_{s1} = b_1 = 1,5 \text{ m}$
- Współczynnik kształtu dachu:
 $\mu_1 = 2 \cdot h / s_k = 2 \cdot 4,8 / 1,200 = 8,000 > 5 \rightarrow \mu_1 = 5$

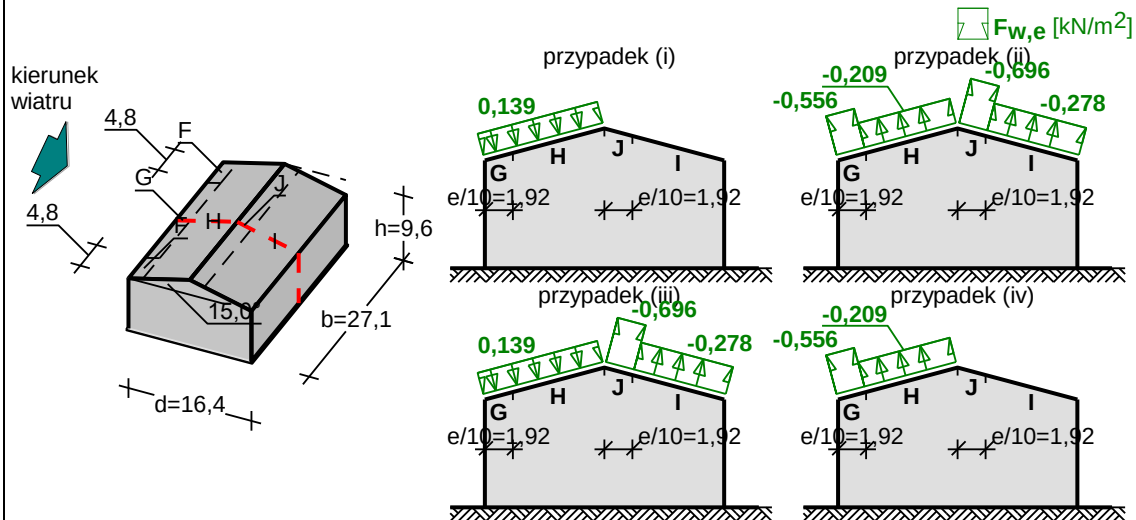
Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu_1 \cdot s_k = 5 \cdot 1,200 = \mathbf{6,000 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie użytkowe dachu

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1 / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii H (dach bez dostępu, z wyjątkiem zwykłego utrzymania i napraw) → od 0,0 do 1,0 kN/m², zalecane 0,4 kN/m²

Obciążenie wiatrem na dach ściana boczna sala sportowa**Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)**

- Budynek o wysokości $h = 11\text{m}$
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 19,2\text{ m}$
- Wiatr wiejący na ścianę boczną, $\theta = 0^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem I; $A = 291\text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22\text{ m/s}$
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00\text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60\text{ m}$
- Kategoria terenu II → współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85\text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25\text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5\text{ Pa} = 0,696\text{ kPa}$$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Połąć w przekroju $x/b = 0,50$ - pole G - parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,2 = \mathbf{0,139\text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju $x/b = 0,50$ - pole G - ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,556\text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju $x/b = 0,50$ - pole H - parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,2 = \mathbf{0,139\text{ kN/m}^2}$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - ssanie:- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,3$ Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,3) = -0,209 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole I - parcie:- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$ Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,0 = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole I - ssanie:- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,4$ Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

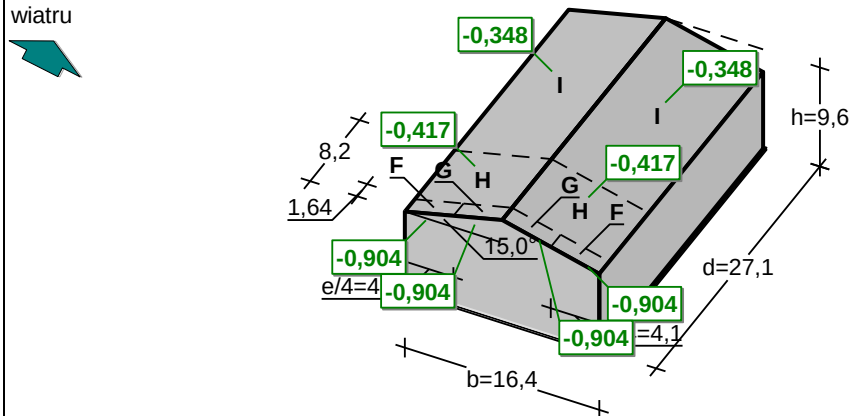
$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,4) = -0,278 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole J - parcie:- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$ Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,0 = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole J - ssanie:- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,0$ Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,0) = -0,696 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem na dach ściana szczytowa sala sportowa**Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)** $F_{w,e} \text{ [kN/m}^2\text{]}$ kierunek
wiatru- Dach dwuspadowy o wymiarach: $b = 16,4 \text{ m}$, $d = 27,1 \text{ m}$, kąt nachylenia połaci $\alpha = 15,0^\circ$ - Budynek o wysokości $h = 9,6 \text{ m}$ - Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 16,4 \text{ m}$ - Wiatr wiejący na ścianę szczytową, $\theta = 90^\circ$

- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):

- strefa obciążenia wiatrem I; $A = 291 \text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$ - Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$ - Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$ - Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$ - Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60 \text{ m}$ - Kategoria terenu II $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)

- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 $q_p(z_e) = [1+7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Połąć - pole F:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,3$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,3) = -0,904 \text{ kN/m}^2$$

Połąć - pole G:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,3$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,3) = -0,904 \text{ kN/m}^2$$

Połąć - pole H:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,6$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

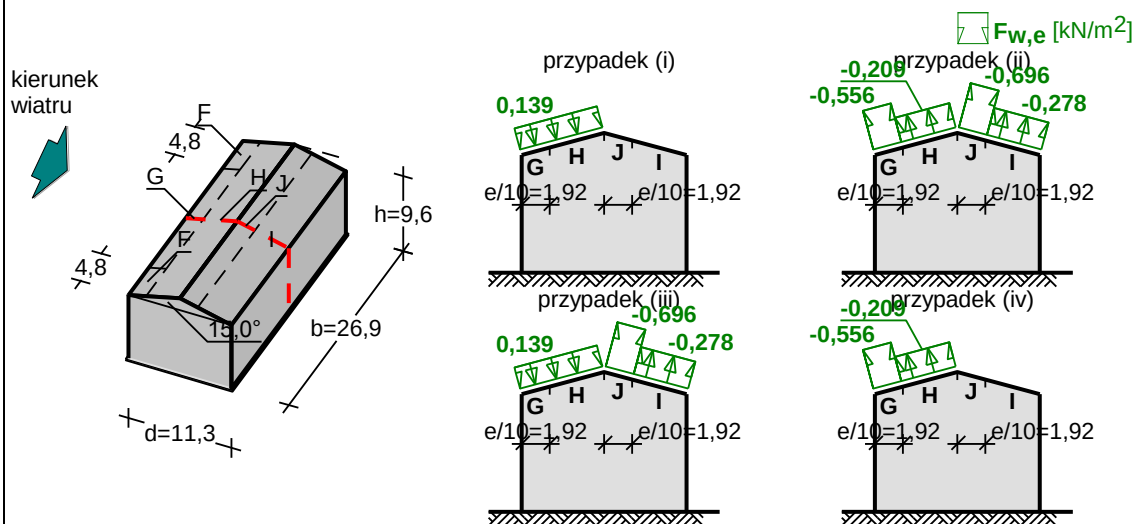
$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,6) = -0,417 \text{ kN/m}^2$$

Połąć - pole I:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,5$

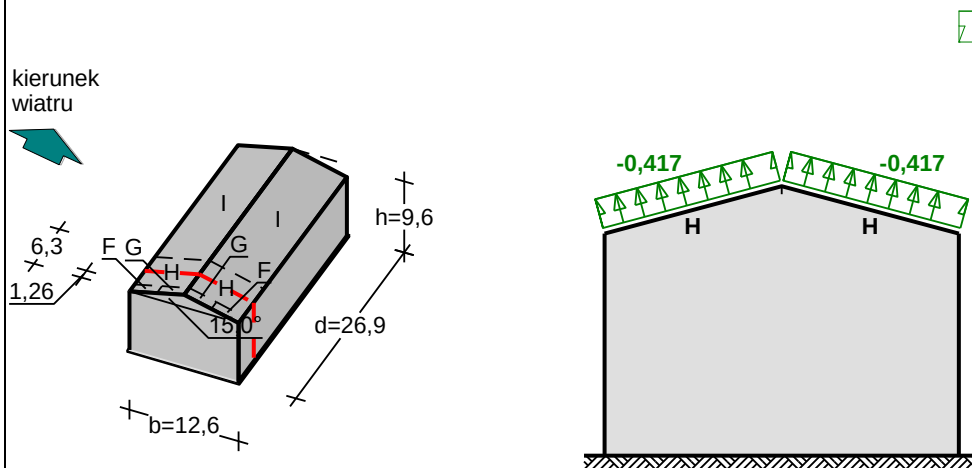
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,5) = -0,348 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem na dach ściana boczna socjal**Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)**

- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 19,2 \text{ m}$
- Wiatr wiejący na ścianę boczną, $\theta = 0^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem I; $A = 291 \text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60 \text{ m}$
- Kategoria terenu II $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI	STRONA:	K11.
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$ - Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85 \text{ m/s}$ - Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$ - Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ - Wartość szczytowa ciśnienia prędkości: $q_p(z_e) = [1+7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$ - Współczynnik konstrukcyjny: $c_{scd} = 1,000$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole G - parcie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,2$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,2 = \mathbf{0,139 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole G - ssanie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,556 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - parcie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,2$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,2 = \mathbf{0,139 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole H - ssanie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,3$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,3) = \mathbf{-0,209 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole I - parcie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,0 = \mathbf{0,000 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole I - ssanie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,4$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,4) = \mathbf{-0,278 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole J - parcie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,0 = \mathbf{0,000 \text{ kN/m}^2}$ Połąć w przekroju x/b = 0,50 - pole J - ssanie: - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,0$ <u>Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:</u> $F_{w,e} = c_{scd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,0) = \mathbf{-0,696 \text{ kN/m}^2}$ Obciążenie wiatrem na dach ściana szczytowa socjal Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)		



- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 12,6 \text{ m}$
- Wiatr wiejący na ścianę szczytową, $\theta = 90^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem I; $A = 291 \text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60 \text{ m}$
- Kategoria terenu II $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{s,c_d} = 1,000$

Połąć w przekroju $x/d = 0,14$ - pole H:

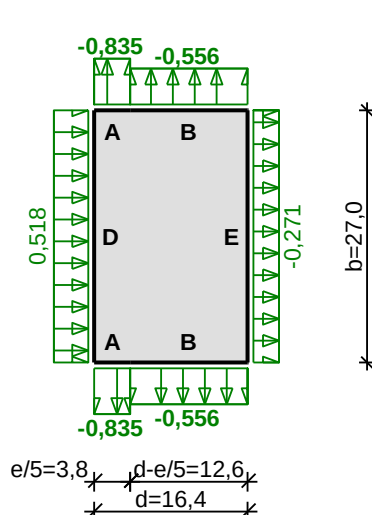
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,6$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{s,c_d} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,6) = -0,417 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie wiatrem na ściany sali

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta (p.7.2.2)

kierunek
wiatru
 $F_{w,e} \text{ [kN/m}^2\text{]}$

- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem I; A = 291 m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60 \text{ m}$
- Kategoria terenu II $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sCd} = 1,000$

Elewacja nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,745$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,745 = \mathbf{0,518 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,389$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,389) = \mathbf{-0,271 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,835 \text{ kN/m}^2}$$

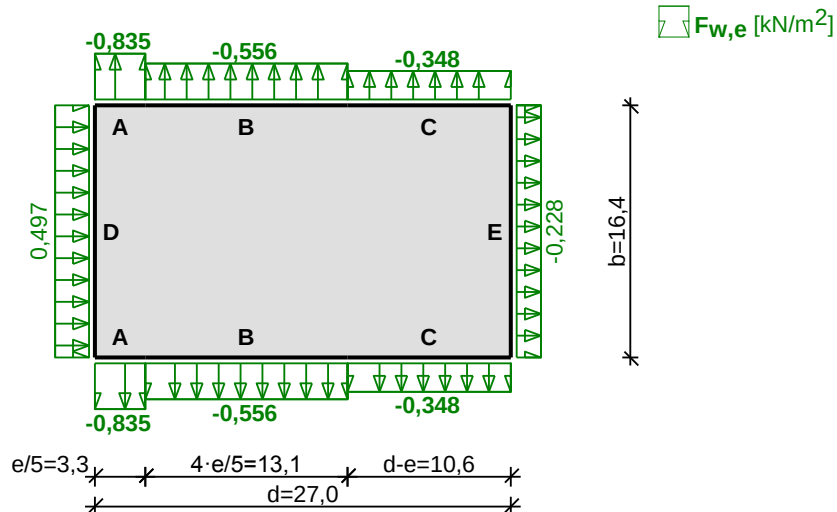
Elewacja boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,556 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem na ściany szczytowej sali**Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta (p.7.2.2)**

kierunek
wiatru

- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem I; A = 291 m n.p.m. → $v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60 \text{ m}$
- Kategoria terenu II → współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Elewacja nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,714$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,714 = \mathbf{0,497 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,328$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,328) = \mathbf{-0,228 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,835 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,556 \text{ kN/m}^2}$$

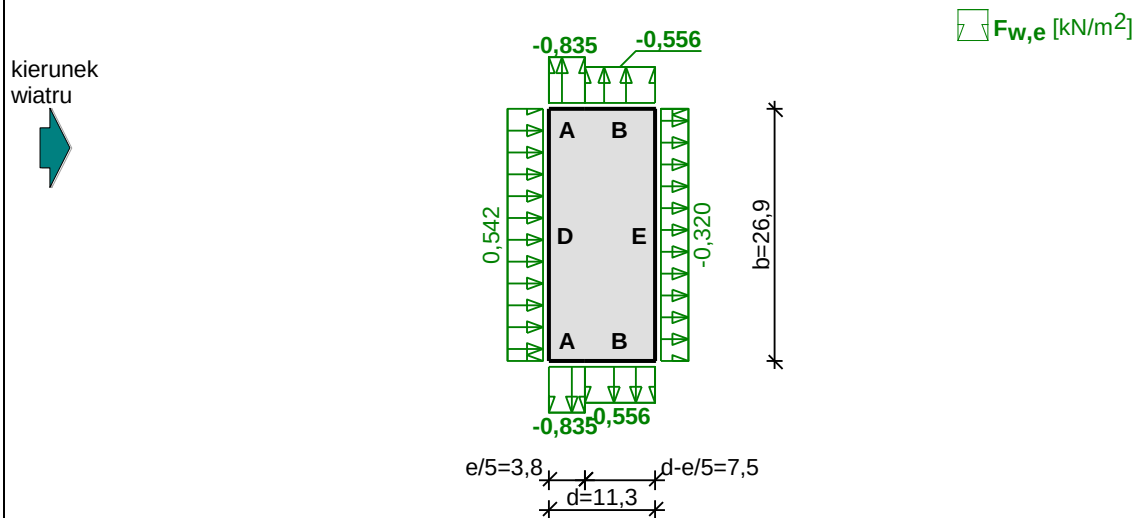
Elewacja boczna - pole C:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,5$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,348 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem na ściany socjal

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta (p.7.2.2)

- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 291$ m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60$ m
- Kategoria terenu II $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m^3
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Elewacja nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,780$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,780 = \mathbf{0,542 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,460$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,460) = \mathbf{-0,320 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,835 \text{ kN/m}^2}$$

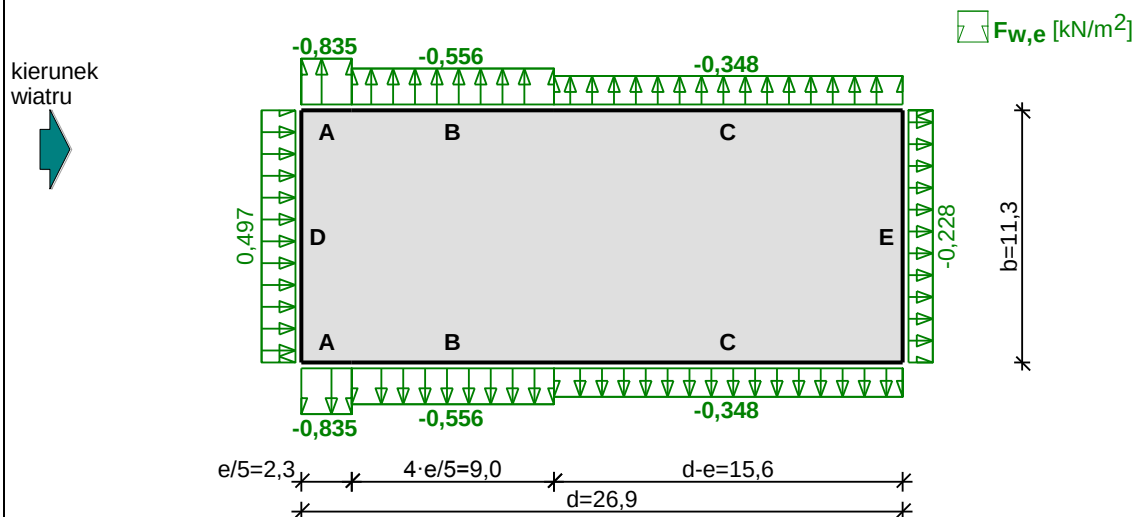
Elewacja boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,556 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem na ściany szczytowej socjal**Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta (p.7.2.2)**



- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem I; $A = 291$ m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 9,60$ m
- Kategoria terenu II $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 1,0 \cdot (9,6/10)^{0,17} = 0,99$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 21,85$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,190$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 695,5 \text{ Pa} = 0,696 \text{ kPa}$$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_{sCd} = 1,000$

Elewacja nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,714$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot 0,714 = \mathbf{0,497 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,329$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,329) = \mathbf{-0,228 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,835 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,556 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole C:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,5$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_{sCd} \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,696 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,348 \text{ kN/m}^2}$$

7. Kategoria geotechniczna obiektu budowlanego.

Zgodnie Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych na podstawie art. 34 ust. 6 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – prawo budowlane (dz. u. z 2010 r. nr 243, poz. 1623, z późn. zm.2)) należy przyjąć, że w podłożu projektowanego obiektu panują proste warunki gruntowo-wodne, a projektowany obiekt należy zaliczyć do **II kategorii geotechnicznej**.

8. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe podstawowych elementów konstrukcji budynku

8.1 Opis ogólny budynków

Obiekt został zaprojektowany jako budynek nie podpiwniczony.

Podstawowe parametry :

- posadowienie bezpośrednie
- podpiwniczenie brak
- charakterystyka konstrukcji: układ ścienny , mieszany murowany - wylewany na mokro,
- strop monolityczny żelbetowy
- schody monolityczne żelbetowe
- dach części socjalnej – płatwiowo-krokwiowy
- dach części sali gimnastycznej– z drewna klejonego
-

8.2. Fundamenty

8.3 Konstrukcja fundamentów

Zaprojektowano posadowienie za pomocą ław fundamentowych oraz stóp fundamentowych.

Szczegóły wykonania fundamentów przedstawiono na załączonych rysunkach konstrukcyjnych.

Ogólny rzut fundamentów przedstawiono na rysunku **KB.01**

Bezpośrednio pod ławami wykonać warstwę z chudego betonu klasy min **B10** grubości 100mm. Na warstwie chudego betonu wykonać izolację z papy.

Pod słupami żelbetowymi wspierającymi konstrukcję przekrycia hali zostały zaprojektowane stopy żelbetowe. Zaprojektowano dylatację budynku, fundamentów pomiędzy salą gimnastyczną, a zresztą rozbudowywanej części. Wokół budynku w celu niedopuszczenia do zelegania wody w poziomie posadowienia oraz ze względu na złe warunki gruntowe zaprojektowano drenaż opaskowy zgodnie z projektem instalacji.

Projektowane fundamenty są oddylatowe od istniejących. W przypadku odkrycia odsadzek lub kolizji z istniejącymi fundamentami należy skontaktować się z projektantem w celu dokonania rewizji.

8.4 Elementy fundamentów

Przekroje na rysunkach szczegółowych

Ławy fundamentowe

- Ława fundamentowa, beton C20/25 zbroić stalą **AIIIIN**.
- Stopa fundamentowa, beton C20/25 zbroić stalą **AIIIIN**.

8.5 Ściany

W projekcie zostały zastosowane następujące rodzaje ścian:

- **Ściany żelbetowe:**

Ściany wykonać jako żelbetowe wylewane na mokro grubości 250mm zbrojone stalą zbrojeniową AIIIN z betonu C20/25. Wszystkie ściany żelbetowe są elementami nośnymi. Zachować otulenie prętów wg rysunków szczegółowych

- **Ściany murowane nośne :**

Ściany wykonać z pustaków ceramicznych grubości 25cm klasa wytrzymałości 15 (wytrzymałość na ściskanie 15 MPa) na zaprawie klasy M10,

Ściany murowane rozpoczynać murowanie na warstwie izolacji z pojedynczej warstwy papy

- **Ściany działowe :**

Ściany działowe z pustaków ceramicznych grubości 11,5cm klasa wytrzymałości 10 (wytrzymałość na ściskanie 10 MPa) na zaprawie klasy M5.

8.6 Płyty żelbetowe

Stropy nad częścią budynku socjalnego zaprojektowano jako monolityczny, żelbetowy z betonu klasy C20/25 (B25) zbrojony krzyżowo prętami ze stali A-IIIN (RB500W, BSt500). Szczegółowa geometria płyty oraz schematy zbrojenia wg rysunków zestawczych pozycji konstrukcyjnych, wymagane zbrojenie płyty wg informacji zamieszczonych w części obliczeniowej opracowania.

Rozformowanie wylewek i płyt żelbetowych może nastąpić po uzyskaniu przez beton 80% wytrzymałości projektowanej. Wieńce w poziomie stropów wykonać jako obwodowe na wszystkich ścianach nośnych budynku. Maksymalna średnica kruszywa użytego do mieszanki betonowej 16mm.

Podczas zbrojenia płyty krzyżowo zbrojonej należy pamiętać o zbrojeniu dolnym naroży w ilości odpowiadającej co najmniej 50% zbrojenia przeszłowego w płycie. Ponadto krawędzie swobodne wzdłuż ewentualnych otworów na instalacje i kominy należy dobroić górną i dolną prętami w ilości odpowiadającej liczbie prętów rozciętych otworem.

8.7 Belki żelbetowe

Belki, słupy i podciąg projektuje się jako monolityczne, żelbetowe z betonu klasy C20/25 (B25). Zbrojenie główne belek i słupów ze stali klasy A-IIIN (RB500W, BSt500), strzemiona i pręty pomocnicze – stal A-IIIN. Wykonać je należy w typowych zinwentaryzowanych deskowaniach drobnowymiarowych o gładkiej powierzchni. Szczegółowa geometria belek i słupów oraz ich pozycje wg rysunków zestawczych pozycji konstrukcyjnych. Szczególną uwagę należy zwrócić na staranne zagęszczenie mieszanki betonowej oraz stosowanie środków zapobiegających przyleganiu betonu do form.

W przypadku prowadzenia robót w warunkach obniżonych temperatur stosować należy odpowiednie dodatki do betonu dopuszczone do stosowania w budownictwie i posiadające odpowiednie atesty. Zaleca się również stosowanie dodatków do betonu uplastyczniających mieszankę betonową.

Betonowanie należy prowadzić w taki sposób by nie dopuścić do rozsegregowania składników mieszanki betonowej w trakcie jej układania. Należy w tym celu wykorzystać np. rękaw elastyczny w trakcie betonowania słupów tak by zrzut betonu nie następował z wysokości wyższej niż 1m.

W trakcie wiązania i dojrzewania mieszanki betonowej należy zapewnić odpowiednią i stosowną do warunków atmosferycznych pielęgnację świeżego betonu. Rozformowania elementów żelbetowych i usunięcia podpór montażowych można dokonać po uzyskaniu przez beton minimum 80% projektowanej wytrzymałości.

8.8 Nadproża i wieńce

Wieńce i nadproża żelbetowe wykonać z betonu C20/25 zbroić stalą A-IIIIN zbrojenie podłużne, strzemiona stal A-IIIIN. Szczegóły wykonania przedstawiono na załączonych rysunkach konstrukcyjnych.

8.9 Elementy konstrukcyjne dachu

- **Dźwigary z drewna klejonego**

Dźwigary zaprojektowano jako drewniane z drewna klejonego klasy GL36c w rozstawie co 5.3m. Wysokość dźwigara 100cm, szerokość 24cm, promień wyokrąglenia 22mm. Oparcie na słupach żelbetowych za pomocą łączników stalowych i śrub M24. Poszczególne elementy dźwigara połączone za pomocą łączników stalowych. Długość dźwigara w osiach podparcia to 15.5m. Szczegóły wykonania oparcia, połączeń oraz łączników wg rysunków konstrukcyjnych.

- **Płatwie drewniane**

Płatwie nad halą zaprojektowano z drewna klejonego klasy GL36c w rozstawie co 2 m o przekroju 16x26cm. Połączenie z dźwigarem za pomocą butów stalowych BSD160/160. Montowane dołem. Gwoździowanie pełne za pomocą gwoździ pierścieniowych CNA 4,0x50.

Płatwie nad pomieszczeniami pomocniczymi zaprojektowane z drewna klasy C24. Wymiary przekrojów i długości wg rysunków konstrukcyjnych.

- **Pozostałe elementy drewniane**

Pozostałe elementy drewniane więźby (słupy, murlaty, wymiany) zaprojektowano z drewna klasy C24. Wymiary przekrojów i długości wg rysunków konstrukcyjnych.

- **Stężenia**

Stężenia zaprojektowano z prętów stalowych o średnicy 16mm. Lokalizacja i rozmieszczenie stężeń wg rysunków konstrukcyjnych.

- **Daszki nad wejściami**

Daszki wykonać z profili stalowych RK100x100x5. Mocowanie do wieńców/nadproży żelbetowych 4 kotwami M16. Zaktowienie kotew w betonie 20cm. Blacha podstawy w połączeniu gr.16mm. Niezbędne wymiary elementów podano na rysunkach warsztatowych konstrukcji stalowych. Elementy wykonać ze stali S355.

- **Krokwie**

Krokwie zaprojektowano z drewna klasy C24. Krokwie o wymiarach 80x140mm nad łącznikiem oraz 80x180mm na pozostałej części, krokwie koszowe 140x220mm. W kalenicy zastosować deskę kalnicową 100x140mm. Długości oraz ilości elementów podano w zestawieniu elementów drewnianych więźby.

- **Jętki**

Jętki zaprojektowano z drewna klasy C24. Jętki o wymiarach 80x180mm. Montowanie jętek do krokwi śrubami 2xM16 na jedno połączenie. Długości oraz ilości elementów podano w zestawieniu elementów drewnianych więźby.

- **Murlaty**

Murlaty zaprojektowano z drewna klasy C24. Murlaty o wymiarach 140x140mm nad łącznikiem oraz 160x160mm na pozostałej części. Montaż murlat do wieńca za pomocą pręta gwintowanego ocynkowanego #16 skręconego nakrętką w rozstawie 70cm. Długości oraz ilości elementów podano w zestawieniu elementów drewnianych więźby.

- **Słupki**

Słupki zaprojektowano z drewna klasy C24. Słupki o wymiarach 160x160mm. Słupki montowane do podwaliny 160x160 za pomocą złączy kątowych na pełne gwoździowanie oraz skręcenie. Zastosować łącznik o wymiarach 105x105x90x2,5mm. Gwoździe 4x35mm, śruba M12. Długości oraz ilości elementów podano w zestawieniu elementów drewnianych więźby.

- **Miecze**

W celu usztywnienia konstrukcji w kierunku podłużnym oraz skróceniu rozpiętości płatwi zaprojektowano miecze o wymiarach 120x120mm z drewna C24. Montaż za pomocą połączenia ciesielskiego na czopy.. Długości oraz ilości elementów podano w zestawieniu elementów drewnianych więźby.

- **Płatwie**

Płatwie zaprojektowano z drewna klasy C24. Murlaty o wymiarach 160x160mm. Płatwie osadzone na słupkach oraz podparte mieczami. Płatwie na długości łączyc przez za nakładkę prostą z długością zakładu 50cm złączony 2 śrubami M16 Długości oraz ilości elementów podano w zestawieniu elementów drewnianych więźby.

8.10 Posadzka sportowa

Posadzkę sportową wykonać na ruszcie - podłużnym z desek sosnowych o wymiarach 19x95mm w rozstawie osiowym co 50cm, poprzecznym z desek o wymiarach 19x95mm w rozstawie osiowym co 25 cm. Impregnowany i suszony do wilgotności 18%. Pod rusztem wykonać wylewkę ze spadkiem 1% zbrojoną siatką z drutu $\phi 6/10$ cm. Pozostałe warstwy i izolację posadzki wykonać jak na architektonicznych i konstrukcyjnych.

8.11 Zabezpieczenie antykorozyjne

Elementy betonowe

Zabezpieczenia antykorozyjne wykonane będą na powierzchniach betonu, stykających się docelowo trwale z gruntem (klasa ekspozycji XC2). Zaprojektowano tradycyjną powłokę asfaltowa przeciwwilgociowa - smarowanie dwukrotne lepikiem asf. na gorąco lub lepik na zimno np. gruntowanie abizolem R i smarowane dwukrotnie abizolem P, albo inna powłoka równoważna.

Izolacja pozioma pod fundamentami - na betonie wyrównawczym po 2 warstwy papy asf. na lepiku asf. na gorąco lub np. abizolu KL albo 1x papa zgrzewalna podkładowa.

Po akceptacji inwestora można zastosować również powłoki o wyższym standardzie - w postaci mikrozapraw, folii lub bitumowe modyfikowane tworzywem sztucznym.

Poziom posadowienia wynosi 1,6m.

Elementy stalowe.

Przewiduje się zabezpieczenie elementów stalowych powłokami malarskimi (kolory powłok wg architektury); ewentualnie powłoki metalizacyjne lub cynkowanie zanurzeniowe (pod powłoki lakiernicze) - mogą być zastosowane na życzenie inwestora.

Zasady ogólne:

- oczyszczenie gruntowanych powierzchni do stopnia Sa 2^{1/2} (strumieniowo-ścierne) - zgodnie z PN ISO 8501-1:1996;
- zabezpieczenie powierzchni zestawem malarskim dla środowiska 03 (warunki atmosf. zewnętrzne) - zalecane powłoki poliwinylowe lub chlorokauczukowe (cyklokauczukowe) o grubościach minimalnych (suchej powłoki) - grunt 60 µm + nawierzchniowe 60 µm - grubość łączna do 160 µm;
- fragmenty podziemne i przyziemne do ok. 30-40 cm nad terenem wymagają zwiększenia grubości łącznej warstw nawierzchniowych do 180-200 µm;
- inne zestawy (epoksydowe, poliuretanowe) winien zaakceptować inwestor z uwagi na ceny lub oczekiwaną jakość (alkidowe).

obowiązujące normy PN EN ISO; polskie normy dotyczące zagadnienia to:

- przygotowanie powierzchni wg PN-70/H-97051
- ocena przygotowania powierzchni wg PN-70/H-97052
- powłoki malarskie wg PN-71/H-97053, PN-79/H-97070
- rozdział 8 normy PN-B-06200:1997.

W zasadzie wszystkie warstwy można wykonać w warsztacie; na budowie jedynie uzupełnienia w miejscach ewentualnych uszkodzeń transportowych.

Polskie normy dotyczące zagadnienia to:

- przygotowanie powierzchni wg PN-ISO 8501-1, 8504-2, PN-70/H-97051.
- ocena przygotowania powierzchni wg PN-70/H-97052.
- powłoki malarskie wg PN-71/H-97053, PN-79/H-97070.
- rozdział 8 normy PN-B-06200:2002.

9. Rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe wewnętrznych i zewnętrznych przegród budowlanych .

Zgodnie z projektem branży architektonicznej.

10. Materiały

Elementy żelbetowe.

Beton: -Ławy żelbetowe: C20/25 (B25)
-Stopy żelbetowe: C20/25 (B25)
-Ściany żelbetowe: C20/25 (B25)
-Nadproża: C20/25 (B25)
-Słupy: C20/25 (B25)
-Wieżce: C20/25 (B25)
-Trzpienie: C20/25 (B25)
-Płyta żelbetowa: C20/25 (B25)

Podbeton: C8/10 (B10)

Stal zbrojeniowa: A-IIIIN 34GS, BSt500

Stal konstrukcyjna: S355

Drewno : C24, GL35c

Ściany murowane nośne (zaprawa klasy 10 MPa): pustak ceramiczny
o wytrzymałości 15MPa

11. Prace przygotowawcze na terenie działki

Przed przystąpieniem do realizacji zamierzenia należy przeprowadzić szereg prac przygotowawczych na terenie działki. Pierwszą czynnością, jaką należy wykonać po przejęciu od Inwestora placu budowy jest wykonanie ogrodzenia oraz zamontowanie tymczasowych budynków socjalno-biurowych. Następnie można przystąpić do oczyszczenia terenu objętego zakresem robót z zieleni, humusu, zbędnych materiałów składowanych na terenie itp. oraz wyznaczenia dróg komunikacyjnych i miejsc składowania materiałów budowlanych niezbędnych do realizacji robót.

Po weryfikacji parametrów podłoża należy rozważyć i zaplanować sposób wykonania wykopu. Dno wykopu chronić przed sączeniami wód gruntowych poprzez wykonanie sączków oraz systemu kanalików odwadniających.

Wszelkie roboty należy prowadzić z zachowaniem przepisów Bezpieczeństwa i Ochrony Zdrowia oraz Bezpieczeństwa i Higieny Pracy, pod nadzorem osoby posiadającej uprawnienia do prowadzenia robót budowlanych oraz (o ile konieczne) Inspektora Nadzoru Inwestorskiego.

12. Uwagi dodatkowe

a. Uwagi ogólne

Przed przystąpieniem do robót Kierownik budowy oraz Inspektor Nadzoru budowy winni dokładnie zaznajomić się z całością dokumentacji technicznej, zwracając uwagę na jej powiązanie z opracowaniami branżowymi. Wszelkie uwagi przedstawić Projektantowi przed rozpoczęciem robót.

Na tym etapie należy ponadto opracować (na podstawie niniejszego projektu oraz architektury) projekt technologii i organizacji robót budowlano-montażowych i zgodnie z nim prowadzić roboty budowlane. Powyższy opis techniczny i wytyczne dotyczące realizacji obejmują najważniejsze elementy budowlane i konstrukcyjne projektowanego obiektu.

Wszystkie prace budowlane należy przeprowadzić pod kontrolą kierownictwa budowy. W przypadku zaistnienia nowych, nieprzewidzianych wcześniej okoliczności mających wpływ na prowadzone prace budowlane, należy skontaktować się z autorami niniejszego opracowania. Odstępstwa od projektu lub zmiany w zakresie zastosowanych technologii należy uzgadniać z właściwymi projektantami. Podane do zastosowania wyroby mogą być zastąpione produktami równoważącymi, pod warunkiem dostarczenia ich wzorów i ich dopuszczenia przez projektanta oraz przedstawiciela inwestora.

Wykonawstwo robót budowlanych realizowane musi być zgodnie z obowiązującymi przepisami prawa budowlanego oraz BHP, przy czym stosować się należy do wszystkich uznanych reguł sztuki budowlanej, a całość realizacji odpowiadać musi najnowszemu poziomowi techniki budowlanej. Przestrzegać należy wszystkich ustaleń zawartych w decyzji pozwolenia na budowę. Do realizacji budynku należy stosować wyłącznie materiały posiadające ważne atesty i certyfikaty wydane przez Instytut Techniki Budowlanej. Materiały stykające się z żywnością muszą posiadać atest PZH.

Przed końcowym odbiorem robót wykonawca zobowiązany jest dostarczyć niezbędne atesty i dopuszczenia do stosowania dla wszystkich zastosowanych materiałów oraz próbki wytrzymałościowe betonu, protokoły odbiorów branżowych i specjalistycznych.

Rozformowanie elementów żelbetowych można przeprowadzić po uzyskaniu przez beton 2/3 wytrzymałości gwarantowanej.

Ogólne uwagi dotyczące BHP podczas robót budowlanych

Wszystkie prace należy wykonywać zgodnie z Polskimi Normami, Przepisami Technicznymi, Przepisami BHP i Sztuką Budowlaną.

Przed przystąpieniem do robót każdy pracownik musi zostać przeszkolony w zakresie przepisów obowiązujących na budowie. W czasie wykonywania robót należy przestrzegać przepisów zawartych w Rozporządzeniu Ministerstwa Infrastruktury z dnia 06.02.2003r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (Dz. U. nr 47, poz. 401).

Obowiązujące warunki ogólne BHP powinny być w razie potrzeby uzupełnione przez kierownictwo budowy dodatkowymi wymaganiami wynikającymi ze specyfiki i warunków miejscowych prowadzenia robót. W zakresie ochrony przeciwpożarowej wykonawca robót montażowych na terenie budowy ma obowiązek stosowania się do aktów normatywnych. W szczególności prace spawalnicze należy uzgadniać z miejscowym oddziałem Straży Pożarnej i wykonać niezbędne zabezpieczenia prac montażowych.

Roboty ziemne i fundamentowe

W trakcie prowadzenia robót ziemnych i fundamentowych należy przestrzegać następujących zasad:

roboty ziemne wykonywać w porze suchej, w temperaturach dodatnich nie dopuszczając do nadmiernego zawilgocenia (szczególnie zalania wodą opadową, itp.) i przemarznięcia wykopu,

w przypadku wystąpienia w wykopie fundamentowym w poziomie posadowienia wody gruntowej, należy wykonać odwodnienie a „naruszone” warstwy gruntu zastąpić chudym betonem,

ostatnie 30cm grubości wykopu wybrać lekkim sprzętem bezpośrednio przed wykonaniem warstw podbudowy; w żadnym przypadku nie wolno posadzić na warstwie gruntu naruszonego,

odslonięte podłoże gruntowe należy przykryć warstwą chudego betonu o grubości co najmniej 10cm, co stanowi jednocześnie podbeton pod fundamenty,

w celu nie dopuszczenia do uplastycznienia gruntu pod ławami i stopami, podbeton należy wylewać na szerokość min. 10-20cm większą od wszystkich krawędzi fundamentów,

naruszone części podłoża gruntowego pod fundamentami, w szczególności wokół rur instalacyjnych, należy usunąć i wypełnić chudym betonem,

podczas przechodzenia pod fundamentami instalacjami nie dopuścić do tego, aby w naruszonym wokół rury gruncie mogła migrować pod budynek woda gruntowa,

w przypadku występowania w dnie wykopu soczewek gruntów nienośnych (np. kurzawki, torfu, itp.) lub innych niekorzystnych zjawisk geologicznych, należy powiadomić uprawnionego geotechnika dokonującego odbiorów podłoża gruntowego oraz Projektanta, którzy w porozumieniu z przedstawicielem Wykonawcy oraz Inwestora uzgodnią sposób wzmocnienia podłoża,

w bezpośrednim sąsiedztwie wybudowanych już elementów konstrukcji oraz istniejącej zabudowy podłoże zagęszczać metodami bezударowymi (np. walcami statycznymi),

roboty ziemne i fundamentowe wykonywać pod ścisłym nadzorem geotechnicznym - dno wykopów powinno zostać odebrane i skonfrontowane z dokumentacją geotechniczną przez geotechnika wykonującego badania gruntowe,

w trakcie robót fundamentowych należy rozpatrywać równocześnie dokumentację zawierającą rysunki architektury, instalacje odgromową oraz instalacje c.o., wod-kan. i inne, stanowiące integralną całość projektową.

Elementy betonowe i żelbetowe

Podczas betonowania należy zagęszczać beton a następnie pielęgnować go w okresie wiązania betonu zgodnie z „Warunkami Technicznymi Wykonywania i Odbioru Robót Budowlano-Montażowych”. Do zbrojenia stosować stal bez powłoki z tlenku żelaza, zmniejszającej przyczepność stali do betonu (dopuszcza się tylko niewielkie spatynowanie powierzchni stali).

W trakcie prowadzenia robót betonowych należy przestrzegać następujących zasad:

w celu uniknięcia występowania raków oraz obniżenia wytrzymałości betonu, stosowany beton winien spełniać warunki normowe dotyczące składu, próbek, właściwości oraz użytego cementu. Zaleca się, aby beton sprowadzany z betoniarni został dodatkowo sprawdzony przez Wykonawcę w celu kontroli jego wytrzymałości,

zastosowanie domieszek do betonu uzależnione jest od wykonawcy, są wynikiem opracowanej technologii wykonania obiektu, panującej temperatury, tempa prac budowlanych,

po ułożeniu beton pielęgnować np. przez przykrycie folią i zraszanie wodą. W przypadku bardzo wysokich lub niskich temperatur powierzchnie betonu osłaniać np. matami

słomianymi. Okres pielęgnacji zależy od panujących temperatur, lecz nie powinien być krótszy niż 7 dni. Ściany fundamentowe powinny pozostać w szalunkach przynajmniej przez trzy dni. Wcześniejsze rozszalowanie może spowodować powstanie rys skurczowych, należy ściśle przestrzegać okresów od momentu zabetonowania danego elementu do czasu jego rozszalowania i obciążenia, gdyż:

wczesne demontowanie szalunków ścian fundamentowych powoduje ich szybkie wysychanie, co bardzo często prowadzi do powstawania pionowych, przelotowych rys skurczowych; rysy te mogą obejmować całą wysokość elementu lub występować tylko w jej dolnej części,

demontowanie szalunków po upływie kilku dni i zastępowanie ich pojedynczymi punktowymi podporami zmienia schemat statyczny elementu konstrukcyjnego i może powodować nadmierne wyężenie jeszcze nie w pełni związanego betonu a w efekcie mikrouszkodzenia jego wewnętrznej struktury; może to prowadzić do powstawania nadmiernych ugięć. Zjawisko to potęgowane jest bardzo wysokim współczynnikiem pęcznienia charakteryzującym młody beton,

niedopuszczalne jest dociążanie elementów konstrukcyjnych betonowych przed upływem 28 dni od momentu zabetonowania lub przed uzyskaniem przez beton minimum 80% projektowanej wytrzymałości. Odkształcenia elementów konstrukcyjnych ze względu na młody wiek betonu i mikrouszkodzenia jego struktury mogą być większe niż wynika to z obliczeń,

prorowadzenie robót wykończeniowych bezpośrednio po zakończeniu realizacji stanu surowego lub jeszcze w trakcie wznoszenia obiektu prowadzi zazwyczaj do powstawania uszkodzeń elementów wykończeniowych; w pierwszym okresie „życia” konstrukcji dochodzi do powstawania znacznych wartości odkształceń poszczególnych elementów budowli związanych z:

narastaniem obciążeń pionowych w trakcie wznoszenia budynku,

zachodzeniem procesów reologicznych,

odparowywaniem oraz wiązaniem wilgoci zawartej w elementach żelbetowych,

tzew. „dopasowywaniem się” elementów konstrukcji do przykładanych do nich obciążeń;

Minimalne otulenie stali zbrojeniowej w elementach żelbetowych (o ile w części obliczeniowej nie zaznaczono inaczej dla poszczególnych pozycji konstrukcyjnych):

ławy i stopy fundamentowe: 5,0cm,

fundamenty: 5,0cm,

słupy, belki, płyty schodów: 2,5cm,

płyty stropowe: 2,5cm.

- Pielęgnacja betonu

Ułożony beton należy utrzymywać w stałej wilgoci przez okres co najmniej 3 dni przy stosowaniu cementu glinowego, 7 dni przy stosowaniu cementu portlandzkiego, 14 dni przy stosowaniu cementów hutniczych i starczano – żużlowych.

Polewanie betonu normalnie twardniejącego wodą należy rozpocząć po 24 godzinach od chwili od jego ułożenia

Elementy i konstrukcje należy po zakończeniu obróbki cieplnej doprowadzić do pełnego nawilżenia wodą i w tym stanie utrzymać je najmniej przez 3 dni. Woda użyta do polewania betonów po zakończeniu naparzania powinna mieć odpowiednią temperaturę, dostosowaną do temperatury elementu.

Duże masy betonowe powinny być polewane wodą według specjalnie opracowanych instrukcji.

Przy prowadzeniu robót betonowych w niskich temperaturach obowiązuje przestrzeganie następujących warunków:

Betony narażone na bezpośrednie działanie wilgoci i mrozu powinny przy obniżeniu się ich temperatury poniżej -1°C wykazywać wytrzymałość na ściskanie równą co najmniej :

- 80 kg/cm^2 przy

$C/W > 1,8$

- 100 kg/cm^2 przy

$C/W < 1,8$

Betony chronione przed zawilgoceniem w czasie działania mrozu powinny w chwili, gdy temperatura ich spada poniżej -1°C , odznaczać się takim stopniem stwardnia, jaki uzyskuje się po upływie 1 doby w temperaturze $+18^{\circ}\text{C}$.

Roboty murowe

W celu uniknięcia miażdżenia elementów ściennych nie dopuszcza się wykonywania filarków murowanych o mniejszej powierzchni przekroju ściskanego niż $0,09\text{m}^2$. Należy również unikać wykonywania filarów o małym przekroju $A_{br} < 0,20\text{m}^2$, a w przypadku ich wystąpienia należy je wykonać z elementów pełnych bez spoin pionowych.

Ściany wzajemnie prostopadłe lub ukośne należy łączyć ze sobą przez przewiązanie lub łączniki metalowe. Zaleca się, aby wzajemnie prostopadłe lub ukośne ściany konstrukcyjne wznoszone były jednocześnie. Stosować wyroby nie mniejsze niż połówkowe oraz zapewnić przewiązanie elementów murowych zgodnie z zaleceniami normowymi (elementy murowe powinny zachodzić na siebie na długość równą min. 0,4 wysokości warstwy lub 40mm).

Dla robót murarskich ustala się kategorie A wykonania robót (wg PN-B-03002), tj. roboty wykonuje wyszkolony zespół pod nadzorem majstra murarskiego, stosowane są zaprawy fabryczne a jakość robót kontroluje osoba o odpowiednich kwalifikacjach. Stosować elementy murowe kategorii I.

Maksymalne odchyłki wykonania muru nie powinny przekraczać:

w pionie 20mm na wysokości kondygnacji lub 50mm na wysokości budynku,

poziome przesunięcie 20mm w osiach ścian nad i pod stropem,

odchylenie od linii prostej (wybrzuszenie) 5mm i nie więcej niż 20mm na 10m.

Dopuszcza się grubość spoin w granicach 8mm-15mm (nie dotyczy muru na cienkie spoiny).

Podczas murowania:

przestrzegać prawidłowego wiązania z zachowaniem zasady mijania spoin pionowych w kolejnych warstwach muru o minimum 6 cm,

błocki docinać na pożądany wymiar piłą do betonu (nie dopuszcza się rozbijania bloczków młotkiem lub w inny uderowy sposób),

zaprawę układać równomiernie w warstwie grubości 8-10 mm,

przed nałożeniem zaprawy obficie zwilżyć powierzchnię bloczków wodą dla uniknięcia odciągania wody z zaprawy,

ściany podłużne i poprzeczne wykonywać równocześnie, odpowiednio je przewiązując,

wykonaną część ściany zabezpieczyć przed opadami przykryciem z folii,

stosować pełne spoinowanie muru, włącznie ze spoinami pionowymi,

podczas wykonywania instalacji bruzdy i otwory wykonywać za pomocą wyspecjalizowanych narzędzi,

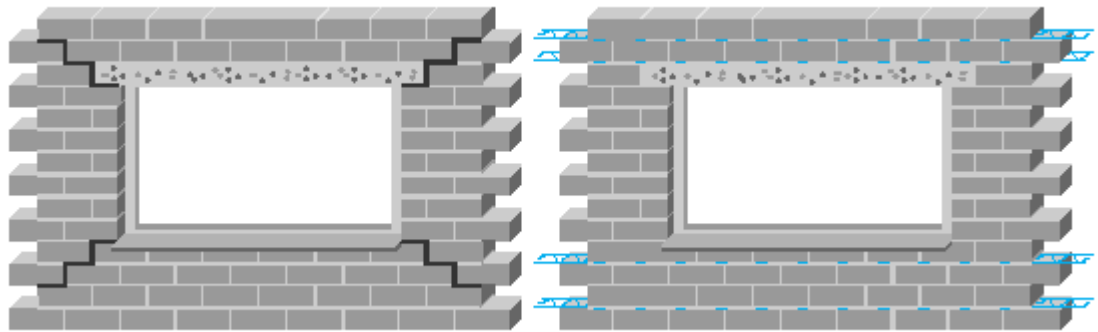
przestrzegać zasady „niepodcinania” ściany poziomą bruzdą.

Przyjęte materiały oraz wymiary obiektu pozwalają na realizację ścian murowanych przez stosowania przerw dylatacyjnych termicznych. W ścianach murowanych należy unikać bruzd poziomych i ukośnych, a w razie konieczności ich występowania, ich głębokość nie może przekraczać wartości dopuszczalnych w normie PN-B-03002.

Słupy żelbetowe wykonywać należy sukcesywnie w miarę wznoszenia ścian betonując je w pozostawionych gniazdach muru (strzępi), gwarantujących mechaniczne zakotwienie rdzeni ze ścianą murowaną.

Zabezpieczenie ścian przed powstawaniem rys ukośnych :

Ponieważ wokół otworów okiennych i drzwiowych występują często znaczne siły tnące i rozciągające wynikające ze zmiany sztywności ściany , które powodują ukośne pęknięcia i rysy zaleca się dobrożenie tych stref dostępnym na rynku typowym zbrojeniem do spoin.



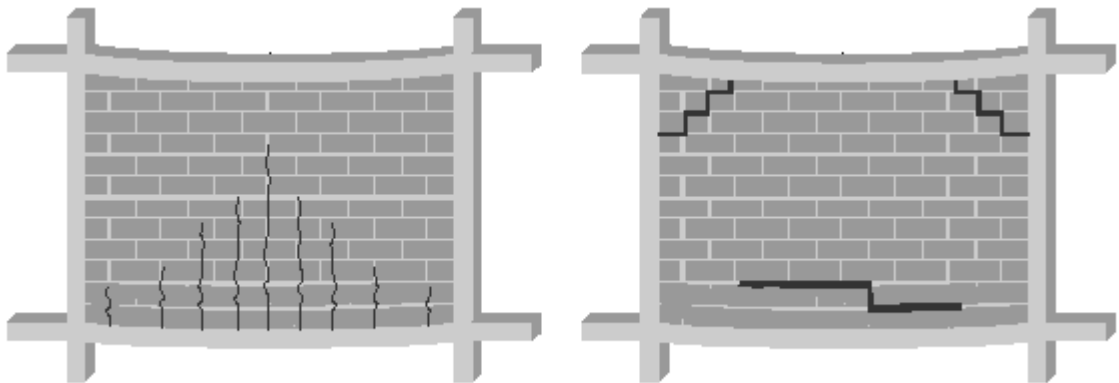
Rys.nr1

Nadproża okienne i drzwiowe :

Wszystkie nadproża okienne i drzwiowe należy wykonać jako żelbetowe lub z materiału i zgodnie z technologią zalecaną przez dostawcę elementów ściennych z których są wykonywane ściany (jak opisano na rysunkach). W przypadku braku takich rozwiązań nadproża należy wykonać w technologii murowanej z elementów z których jest wykonywana ściana i zbrojonych

Ściany samonośne i działowe murowane na stropach i belkach :

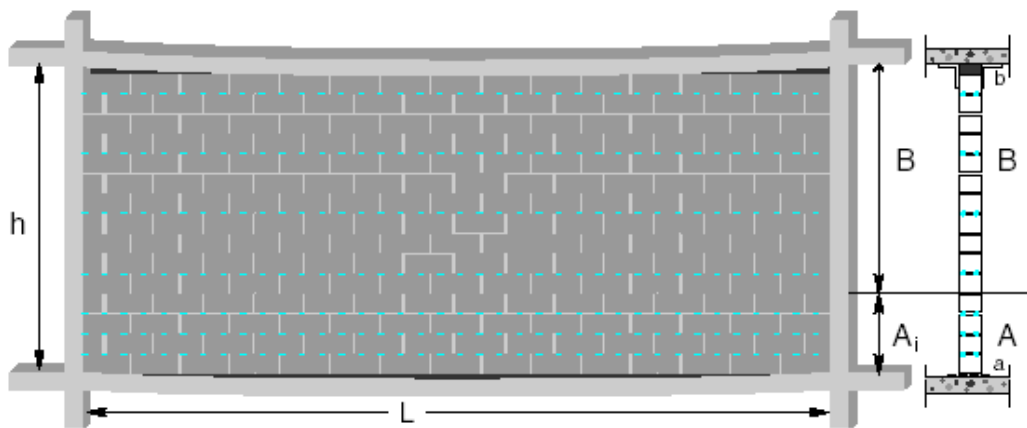
Wszystkie ściany murowane na uginających się elementach konstrukcyjnych / płyty , belki / są szczególnie podatne na powstawanie rys i pęknięć o charakterze pokazanym na rysunku nr.2



Rys.nr 2

Dlatego aby skutecznie zabezpieczyć ścianę przed ich powstawaniem należy zachować następujący reżim technologiczny :

1. Wykonać połączenie w/w ściany ze ścianami konstrukcyjnymi za pomocą połączeń przegubowych i przegubowo przesuwnych.
2. Ścianę należy ustawiać na stropie na pasku papy termozgrzewalnej ułożonej na nim na sucho
3. Pomiędzy górną krawędzią ściany a stropem lub belką należy umieścić materiał trwale plastyczny niepalny / na przykład pianka lub styropian / o grubości nie mniejszej niż $1/200$ rozpiętości stropu pomiędzy podporami konstrukcyjnymi / dopuszczalna strzałka ugięcia stropu /
4. Nadproża są nieprzerwane podparte przez co najmniej 14 dni od wymurowania / przy temperaturze powyżej $+5^{\circ}\text{C}$
5. Ściany należy murować dopiero po zakończeniu wykonania całości konstrukcji obiektu i rozstępowaniu stropów.
6. Ściany należy dobroić konstrukcyjnie zbrojeniem zgodnie z rysunkiem nr. 3



- a. przekładka z papy (lub z innego, podobnego materiału)
b. pas izolacji przeciwnożniowej.

Rys.nr 3

Wytyczne realizacji :

- Wykopy fundamentowe wymagają komisyjnego odbioru przez konstruktora i geologa.
- Wykopy należy wykonywać na podstawie projektu organizacji robót ziemnych zatwierdzonego przez geologa i konstruktora
- Na czas realizacji fundamentów należy obniżyć poziom wody gruntowej wykonując drenaż opaskowy ,bądź za pomocą igłofiltrów
- Ściany monolityczne, belki, słupy oraz płyty stropowe należy dokładnie wypełnić betonem z wibrowaniem dobierając odpowiednią frakcję kruszywa oraz konsystencję betonu.
- Uziemienie budynku wykonać wg projektu elektrycznego.

- W trakcie betonowania elementów monolitycznych należy osadzić łączniki klocki lub skrzynki drewniane w miejscach przejść instalacyjnych wg projektów branżowych. Projekt należy rozpatrywać łącznie z projektem architektonicznym i projektami branżowymi – zwłaszcza pod kątem otworów i przebieg instalacyjnych.
- Prace monolityczne wykonać zgodnie z wytycznymi zawartymi w normie żelbetowej i warunkami technicznymi robót budowlano montażowych.

Ogólne informacje dot. warunków wykonania i odbioru robót budowlanych

Montaż konstrukcji stalowej należy prowadzić w sposób staranny, zwracając szczególną uwagę na dokręcenie momentem, odpowiednim dla danego typu i klasy śruby. Kolejność montażu opracuje Wykonawca we własnym zakresie. Należy zwrócić szczególną uwagę na prawidłowe stężenia konstrukcji podczas montażu – konstrukcja winna mieć zapewnioną stateczność i sztywność postaciową na każdym etapie montażu. W przypadku znacznych odkształceń elementów stalowych w czasie montażu Wykonawca ma obowiązek poinformowania o tym Projektanta konstrukcji i stężenia montażowego odkształconego elementu. Elementy konstrukcji nośnej (słupy i belki) należy spawać półautomatem (grube spoiny z podspawaniem), niedopuszczalne jest spawanie ręczne.

Wymagana dokładność montażu konstrukcji:

usytuowanie osi słupów	$\pm 5\text{mm}$
odchylenie wierzchołka słupa od pionu	$\pm 5\text{mm}$

Należy kontrolować klasę betonu wbudowanego wykonując badania niszczące próbek betonowych pobieranych na budowie z danej partii betonu (wg Warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlano – montażowych). Wszystkie elementy konstrukcji muszą być objęte kontrolą jakości. Kontrola jakości winna odbyć się przed montażem elementów konstrukcyjnych.

Po wykonaniu konstrukcji przeprowadzić montaż próbny głównych elementów konstrukcyjnych.

Podczas montażu konstrukcji przeprowadzić następujące odbiory zakończone wpisem do dziennika budowy:

geodezyjny pomiar usytuowania i rzędnych stóp fundamentowych,
geodezyjny pomiar usytuowania i rzędnych słupów żelbetowych,
sprawdzenie czy odchyłki montażowe nie przekraczają odchyłek dopuszczalnych (przed rozpoczęciem montażu obudowy),
sprawdzenie zgodności zmontowanej konstrukcji z projektem pod względem kompletności elementów i połączeń (przed rozpoczęciem montażu obudowy).

Wykopy

Ogólne zasady wykonywania wykopów :

Metoda wykonywania wykopów powinna być dobrana do zakresu robót, rodzaju, rozmiarów i głębokości wykopów, ukształtowania terenu, rodzaju gruntu oraz posiadanego sprzętu mechanicznego. Przed przystąpieniem do wykonywania wykopów należy sprawdzić poziom wody gruntowej w miejscu wykonywania robót i uwzględnić ciśnienie spływowe, które może powodować utrudnienie robót i naruszenie równowagi skarp wykopu lub

zbocza. Wykopy tymczasowe powinny być wykonywane bezpośrednio przed wykonaniem przewidzianych w nich robót i szybko zlikwidowane przez zasypianie. Szczególną uwagę należy zwrócić na występowanie w podłożu gruntów ekspansywnych. Źródła wody odsłonięte przy wykonywaniu wykopów należy ująć za pomocą rowów lub drenów i odprowadzić rowami poza teren robót. Wykopy o głębokości powyżej 4,0 m należy wykonywać stopniami (piętarami) z tym, że z każdego stopnia powinien być urządzony wyjazd dla środków transportowych oraz przewidziane odprowadzenie wody uniemożliwiające spływanie jej na stopnie położone niżej. Przy ręcznym odspajaniu gruntu zaleca się wykonywanie stopni o wysokości nie większej niż 1,5 m. Ściany wykopów należy tak kształtować lub obudowywać, aby nie nastąpiło obsunięcie się gruntu; należy przy tym uwzględnić wszystkie oddziaływania i wpływy, które mogłyby naruszać stateczność gruntu. Stateczność ścian lub skarp powinna być zachowana w każdej porze roku. Ściany wykopu nie mogą być podkopywane; powstałe nawisy, jak również odsłonięte przy wydobywaniu gruntu głazy narzutowe, resztki budowli, fragmenty nawierzchni dróg itp., które mogą spaść lub ześlizgnąć się, należy niezwłocznie usunąć.

Sposób zabezpieczenia ścian wykopu należy ustalać w zależności od:

- rodzaju gruntu, - głębokości wykopu, - wymiarów wykopu w planie, - przewidywanych niekorzystnych oddziaływań i obciążeń, - czasu trwania wykopu (tymczasowy, stały), - warunków miejscowych, - kalkulacji kosztów. Obudowa wykopu powinna odpowiadać stawianym jej wymaganiom. Rodzaj i materiał obudowy oraz wymiary elementów, przyjęte w następstwie przeprowadzonych obliczeń statycznych, powinny być podane w projekcie.

Jeśli przewiduje się ruch ludzi wzdłuż górnych krawędzi wykopów, należy ukształtować podłużne pasy o szerokości co najmniej 0,60 m, na których nie powinien znajdować się ukopany grunt ani

inne przeszkody. W przypadku wykopów o głębokości do 0,80 m można wykonać taki pas tylko po jednej stronie. W przypadku wykonywania wykopów w bezpośrednim sąsiedztwie istniejących konstrukcji, a szczególnie gdy ich głębokość jest większa niż głębokość posadowienia tych konstrukcji, należy zastosować środki zabezpieczające przed osiadaniem i odkształceniem tych konstrukcji. Minimalna odległość krawędzi dna wykopu od pionowej ściany fundamentu konstrukcji posadowionej powyżej dna wykopu, jeżeli nie przewiduje się specjalnych zabezpieczeń, powinna być obliczona. W przypadku wykonywania wykopów fundamentowych dla dwóch lub kilku konstrukcji położonych blisko siebie należy rozpoczynać roboty ziemne od wykopów dla konstrukcji głębiej posadowionej. W przypadku wykopów o głębokości większej niż 1,25 m należy w odstępach do 20 m zapewnić wyjścia z nich przy użyciu, np. drabin lub schodków.

W przypadku, gdy przewiduje się obniżenie zwierciadła wody gruntowej poniżej dna i wykop wykonywany pod wodą stanowi wstępną fazę robót, należy go wykonać do głębokości o ok. 50 cm mniejszej niż projektowana głębokość dna i dokończyć oraz wykonać ewentualne zabezpieczenia dopiero przy obniżonym zwierciadle wody gruntowej. W przypadku lokalizacji drogi wzdłuż wykopu, w zasięgu klina odłamu gruntu, należy przeprowadzić obliczenia z uwzględnieniem najniekorzystniejszego oddziaływania parcia gruntu przy obciążonym naziomie na obudowę wykopu. W przypadku wykonywania wykopów sprzętem przekazującym drgania na podłoże gruntowe należy ocenić wpływ tych drgań na istniejące konstrukcje. Dno i skarpy lub ściany wykopów stałych należy trwale umocnić.

Kategorie urabialności gruntów Grunty i skały podzielono na siedem kategorii w zależności od specyfiki i stopnia trudności urabiania w złożu.

Kategoria 1: Gleba Wierzchnia warstwa gruntu zawierająca oprócz materiałów nieorganicznych: żwiru, piasku, pyłu, iłu, również części organiczne: próchnicę (humus) oraz organizmy żywe.

Kategoria 2: Grunty płynne Grunty w stanie płynnym, trudno oddające wodę.

Kategoria 3: Grunty łatwo urabialne a) grunty niespoiste i mało spoiste: grunty frakcji żwirowej lub piaskowej oraz ich mieszaniny, z domieszką do 15 % cząstek frakcji pyłowej i iłowej, zawierające mniej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m³ (co odpowiada kuli o średnicy 0,30 m), b) grunty organiczne o małej zawartości wody, dobrze rozłożone, słabo skonsolidowane.

Kategoria 4: Grunty średnio urabialne a) mieszaniny frakcji żwirowej, piaskowej, pyłowej i iłowej, zawierające więcej niż 15 % cząstek frakcji pyłowej i iłowej, b) grunty spoiste o wskaźniku plastyczności I_p ; 15 %, w stanie od plastycznego do półzwarego, zawierające nie więcej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m³, c) grunty organiczne skonsolidowane ze szczątkami drzew.

Kategoria 5: Grunty trudno urabialne a) grunty jak w kategorii 3 i 4, lecz zawierające więcej niż 30 % kamieni i głazów o objętości do 0,01 m³, b) grunty niespoiste i spoiste zawierające mniej niż 30% głazów o objętości od 0,01 m³ do 0,1 m³ (objętość 0,1 m³ odpowiada kuli o średnicy 0,60 m), c) grunty bardzo spoiste (W_L : 70 %), w stanie od plastycznego do półzwarego ($0,50 \leq I_L \leq 0$).

Kategoria 6: Skały łatwo urabialne i porównywalne rodzaje gruntu a) skały mające wewnętrzną cementację ziarn, lecz mocno spękane, łamliwe, kruche, łupkowate, miękkie lub zwietrzałe, b) porównywalne grunty zwarte lub zestalone (np. przez wyschnięcie, zamrożenie, związanie chemiczne), spoiste lub niespoiste, c) grunty niespoiste i spoiste zawierające więcej niż 30 % głazów o objętości od 0,01 m³ do 0,1 m³.

Kategoria 7: Skały trudno urabialne a) skały mające wewnętrzną cementację ziarn i dużą wytrzymałość strukturalną, lecz spękane lub zwietrzałe, b) zwarte, nie zwietrzałe łupki ilaste, warstwy zlepieńców, hutnicze hałdy żużlowe itp.

c) głazy o objętości powyżej 0,1 m³.

Wymiary wykopów :

Wymiary wykopów w planie powinny być dostosowane do:

- wymiarów fundamentów w planie lub średnicy przewodu, - głębokości wykopu, - zakresu i technologii robót, które mają być wykonywane w wykopie, - rodzaju gruntu i sposobu zabezpieczenia ścian wykopu (obudowa, bezpieczne nachylenie skarp), - szerokości potrzebnej przestrzeni roboczej. Szerokość przestrzeni roboczej w wykopach obudowanych nie powinna być mniejsza niż 0,50 m, a w przypadku gdy na ścianach konstrukcji ma być wykonywana izolacja - nie mniejsza niż 0,80 m. Minimalna szerokość dna wykopu dla przewodów podziemnych o głębokości od 1,0 m do 1,25 m bez przestrzeni roboczej powinna wynosić 0,60 m, a w przypadku układania rurociągów i drenaży co najmniej po 0,30 m z każdej strony.

Nienaruszalność struktury gruntu w dnie wykopu :

W celu ochrony struktury gruntu w dnie wykopu należy wykonywać wykopy do głębokości mniejszej od projektowanej co najmniej o 20 cm, a w wykopach wykonywanych mechanicznie o 30 cm do 60 cm w zależności od rodzaju gruntu. Pozostawiona warstwa powinna być usunięta bezpośrednio przed wykonaniem fundamentów lub ułożeniem urządzeń instalacyjnych. W przypadku wykonania wykopu o głębokości większej niż przewidywana, należy zastosować odpowiednie środki zapewniające wymaganą nośność

podłoża w poziomie posadowienia konstrukcji (np. odpowiednio zagęszczona lub stabilizowana spoiwem podsypka piaskowo-żwirowa, albo warstwa chudego betonu).

Wykopy nie obudowane :

Wykopy nie obudowane o ścianach pionowych , wykopy o ścianach pionowych albo ze skarpami o nachyleniu większym od bezpiecznego, bez podparcia lub rozparcia mogą być wykonywane w skałach i w gruntach nienawodnionych, z wyjątkiem ekspansywnych iłów, gdy teren nie jest osuwiskowy i gdy przy wykopie, w pasie o szerokości równej głębokości wykopu, naziom nie jest obciążony, a głębokość wykopu nie przekracza:

4,0 m - w skałach litych odspajanych mechanicznie, 1,0 m - w rumoszach, wietrzelinach, w skałach spękanych i w nienawodnionych piaskach, 1,25 m - w gruntach spoistych i w mieszaninach frakcji piaskowej z iłową i pyłową o $I_p \leq 10$ % (mało spoistych, takich jak piaski gliniaste, pyły, lessy, gliny zwałowe).

Jeżeli w projekcie nie ustalono inaczej, dopuszcza się stosowanie następujących bezpiecznych nachyleń skarp wykopów tymczasowych o głębokości do 4 m:

a) 1 : 0,5 - w iłach i mieszaninach frakcji iłowej z piaskową i pyłową, zawierających powyżej 10 % frakcji iłowej (zwięzłych i bardzo spoistych: iłach, glinach), w stanie co najmniej twardoplastycznym, b) 1 : 1 - w skałach spękanych i rumoszach zwietrzelinowych, c) 1 : 1,25 - w mieszaninach frakcji piaskowej z iłową i pyłową o $I_p \leq 10$ % (mało spoistych, jak piaski gliniaste, pyły, lessy, gliny zwałowe) oraz w rumoszach zwietrzelinowych zawierających powyżej 2 % frakcji iłowej (gliniastych), d) 1 : 1,5 - w gruntach niespoistych oraz w gruntach spoistych w stanie plastycznym.

Nachylenie skarp wykopu o głębokości większej niż 4 m należy przyjmować na podstawie obliczeń stateczności skarpy.

W przypadku wykopów ze skarpami o bezpiecznym nachyleniu powinny być spełnione następujące wymagania:

- w pasie przylegającym do górnej krawędzi skarpy, o szerokości równej trzykrotnej głębokości wykopu, powierzchnia terenu powinna mieć spadki umożliwiające łatwy odpływ wody opadowej od krawędzi wykopu, - podnóże skarpy wykopów w gruntach spoistych powinno być zabezpieczone przed rozmoczeniem wodami opadowymi przez wykonanie w dnie wykopu, przy skarpie, spadku w kierunku środka wykopu, - naruszenie stanu naturalnego gruntu na powierzchni skarpy, np. rozmycie przez wody opadowe, powinno być usuwane z zachowaniem bezpiecznych nachyleń w każdym punkcie skarpy, - stan skarp należy okresowo sprawdzać w zależności od występowania czynników działających destrukcyjnie (opady, mróz itp.).

Nachylenie skarp wykopów stałych nie powinno być większe niż:

1 : 1,5 - przy głębokości wykopu do 2 m, 1 : 1,75 - przy głębokości wykopu od 2 m do 4 m, 1 : 2 - przy głębokości wykopu od 4 m do 6 m.

Większe nachylenie skarp należy uzasadnić obliczeniami stateczności.

Stateczność skarp i dna wykopu głębszego niż 6 m zawsze powinna być sprawdzona obliczeniowo.

Wykopy obudowane :

Jeśli nie są spełnione warunki podane dla wykopów nie obudowanych , to ściany wykopów należy zabezpieczyć przed osunięciem się gruntu obudową z podparciem lub rozparciem. Należy przy tym uwzględnić wszystkie możliwe oddziaływania i wpływy, które mogą naruszyć stateczność ścian wykopu i ich obudowy. Przy wykonywaniu wykopów

obudowanych (podpartych lub rozpartych) powinny być zachowane następujące wymagania:

- górne krawędzie elementów przyściennych powinny wystawać ponad teren co najmniej na 10 cm dla ochrony przed wpadaniem do wykopu gruntu lub innych przedmiotów, - rozpory powinny być trwale umocowane w sposób uniemożliwiający ich spadnięcie, - powinny być zapewnione odpowiednio przystosowane awaryjne wyjścia z dna wykopu, - w każdej fazie robót pracownicy powinni znajdować się w obudowanej części wykopu, - w razie potrzeby dokonywania pośredniego przerzutu urobku należy w pionie zbudować pomosty.

3.4.6.3 Stateczność obudowy musi być zapewniona w każdym stadium robót, od rozpoczęcia wykopu i konstruowania obudowy do osiągnięcia projektowanego dna wykopu, a następnie do całkowitego zapelnienia wykopu i usunięcia obudowy.

Składowanie ukopanego gruntu :

Ukopany grunt powinien być niezwłocznie przetransportowany na miejsce przeznaczenia lub na odkład przewidziany do zasypiania wykopu po jego zabudowaniu. Składowanie ukopanego gruntu bezpośrednio przy wykonywanym wykopie jest dozwolone tylko w przypadku wykopu obudowanego, gdy obudowa została obliczona na dodatkowe obciążenie odkładem gruntu. Odkłady gruntu powinny być wykonywane w postaci nasypów o wysokości do 2 m, o nachyleniu skarp 1:1,5 i spadku korony 2 do 5 %.

Zabezpieczanie skarp wykopów stałych W przypadku wykopów stałych należy zapewnić:

- stałe odwodnienie wykopu, - zabezpieczenie przed rozmyciem terenu u podnóża i ponad skarpą w pasie o szerokości równej głębokości wykopu, jeśli projekt nie przewiduje inaczej, - zabezpieczenie skarp przed erozją.

Zasypywanie wykopów :

Jeśli w projekcie nie ustalono inaczej, zaleca się zasypać wykop gruntem uprzednio wydobytym z tego wykopu;

materiał zasypki nie powinien być zmarznięty ani zawierać zanieczyszczeń (np. torfu, darniny, korzeni, odpadków budowlanych itp. materiałów).

Zasypywanie wykopu należy wykonywać warstwami, które po ułożeniu powinny być zagęszczone; miąższość warstw zasypki powinna być wybrana w zależności od przyjętej metody zagęszczania. Nasypywanie warstw gruntu i ich zagęszczanie w pobliżu ścian obiektów powinno być dokonywane w taki sposób, aby nie spowodowało uszkodzenia ściany lub izolacji wodochronnej albo przeciwwilgociowej, jeśli taka została wykonana.

Jeżeli w zasypywanym wykopie znajduje się przewód lub rurociąg, to użyty materiał i sposób zasypiania nie powinien spowodować uszkodzenia lub przemieszczenia przewodu ani uszkodzenia izolacji (wodochronnej, przeciwwilgociowej, cieplnej).

Rozbiórka obudowy ścian wykopów :

Rozbiórka obudowy ścian lub skarp wykopów powinna być przeprowadzana etapowo, w miarę zasypywania wykopu, poczynając od dna.

Obudowę ścian wykopów można usunąć za każdym razem na wysokość nie większą niż:

- 0,5 m - z wykopów w gruntach spoistych, - 0,3 m - z wykopów w innych gruntach.

Pozostawienie obudowy w gruncie jest dopuszczalne tylko w przypadku braku technicznych możliwości jej usunięcia lub wtedy, gdy wydobywanie elementów obudowy zagraża bezpieczeństwu pracy albo konstrukcji wykonywanego lub sąsiedniego obiektu.

- Nasypy

Ogólne zasady budowy nasypów

Materiał w nasypie należy układać i zagęszczać warstwami. Poszczególne warstwy materiału w nasypie powinny mieć stałą miąższość na całej szerokości, jeśli to możliwe. Warstwy materiału powinny być układane w zasadzie poziomo. Jednak w celu ułatwienia odprowadzenia wód opadowych warstwy z gruntów spoistych o małej przepuszczalności ($k_{10}::; 10\text{-}5\text{ m/s}$) powinny mieć nachylenie górnej powierzchni w kierunku podłużnym do 1 0%, a w kierunku poprzecznym około 4 do 5 %.

Miąższość warstw nasypu należy ustalać w zależności od rodzaju materiału, od wymaganego zagęszczenia oraz od rodzaju sprzętu zagęszczającego. Każda wykonana warstwa nasypu musi być poddana procedurze odbioru częściowego. Następna, wyżej położona warstwa może być układana dopiero po osiągnięciu wymaganego zagęszczenia warstwy poprzedniej, potwierdzonym w trakcie odbioru. W kształcie nasypu: nachyleniu i liniach skarp oraz szerokości i rzędnych korony, należy uwzględnić poprawki na osiadanie podłoża i korpusu nasypu. Grunty spoiste na skarpach i na koronie nasypu powinny być przykryte warstwą ochronną z gruntów sypkich o grubości nie mniejszej niż 0,5 m. Jeżeli w układanym materiale znajdują się głazy, kamienie albo bryły gruntu, to należy je tak rozmieścić w nasypie, aby nie powodowały powstawania szkodliwych pustek. Nasypy należy zagęszczać od zewnątrz ku środkowi. Materiały, a szczególnie grunty spoiste, należy zagęszczać bezpośrednio po ułożeniu warstwy. Gdy po zagęszczeniu gruntów spoistych otrzymuje się gładką powierzchnię warstwy (np. przy zastosowaniu walców gładkich), należy ją na krótko przed ułożeniem warstwy następnej spulchnić na głębokość około 5 cm i, ewentualnie, zrosić wodą w celu lepszego połączenia warstw. W przypadku gdy nadmierne zagęszczenie nasypu nie jest dopuszczalne, musi być ustalona górna granica zagęszczenia. Urządzenia odwadniające podłoże gruntowe powinny zapewniać poprawienie warunków wykonania nasypu (np. przez wykonanie rowów opaskowych oraz rowów poprzecznych w podłożu pod nasypem) oraz warunków pracy podłoża w czasie eksploatacji nasypu. Należy zapobiegać przedostawaniu się wody w głąb nasypu przez wykonanie np. rowów bocznych, oddzielonych od podnóża skarpy ochronną odsadzką gruntu, oraz przez odpowiednie ukształtowanie podłoża.

Jeżeli przewiduje się umieszczenie w nasypie konstrukcji i urządzeń, to powinny one być wykonane wcześniej niż nasyp, chyba że w projekcie ustalono inaczej. Zagłębienia powierzchni terenu w miejscu posadowienia nasypu lub konstrukcji należy wypełnić odpowiednim gruntem tak zagęszczonym, aby miał takie same właściwości jak grunt przyległy. Jeżeli to konieczne, wierzchnią warstwę podłoża nasypu należy zagęścić według wymagań dla nasypu, a następnie powierzchniowo (na głębokość od 5 cm do 10 cm) spulchnić w celu lepszego związania z nasypem. Grunty słabe (np. torfy, namuły organiczne itp.) i glebę, zalegające w podłożu nasypu, jeśli w projekcie nie ustalono inaczej, należy usunąć i zastąpić nasypem z odpowiedniego materiału. Jeśli obecność słabych gruntów ujawniono dopiero w fazie wykonywania robót ziemnych, roboty należy przerwać do czasu ustalenia sposobu dalszego postępowania. Jeśli projekt przewiduje pozostawienie gruntów słabych w podłożu nasypu, należy wykonać odpowiednie zabiegi, zapewniające wymaganą nośność podłoża. Urządzenia pomiarowe, które zostały wbudowane w nasyp w celu obserwacji osiadania, przesunąć itp. należy chronić przed uszkodzeniem i zmianą

położenia. W przypadku wbudowywania gruntów o bardzo zróżnicowanym uziarnieniu należy zapobiegać ich rozsegregowaniu się podczas wyładowywania ze środków transportowych. Rozsegregowany materiał nie może być wbudowany w strefy styku z innymi gruntami, z podłożem oraz konstrukcjami betonowymi.

Dobór materiałów na nasyp:

Do budowy nasypów należy stosować materiały ziarniste o możliwie najbardziej zróżnicowanym uziarnieniu.

Można stosować:

- grunty ziarniste, - grunty spoiste i organiczne, - materiały przemysłowe i odpadowe.

Bez ograniczeń można stosować grunty z twardych gatunków skał: głazy, kamienie oraz żwiry, piaski i piaski gliniaste.

Grunty spoiste i organiczne oraz materiały przemysłowe, takie jak lekkie kruszywa, lub odpadowe, takie jak selekcionowane odpady z kopalni węgla i sproszkowane popioły z elektrowni, można stosować w określonych warunkach, przy spełnieniu specjalnych wymagań ustanowionych dla tych materiałów.

Do wykonania nasypów nie należy stosować bez specjalnych zabiegów - gruntów pęczniejących i rozpuszczalnych w wodzie, - ilów i glin zwięzłych o granicy płynności WL powyżej 65 %, - gruntów z domieszkami rozpuszczalnymi w wodzie, - gruntów zanieczyszczonych (zawierających odpadki, gruz, części roślinne, karcze drzew, śnieg, lód lub torf itp.), - gruntów zamarzniętych.

Grunty organiczne (namuły, torfy, gytie) i materiały o gęstości objętościowej szkieletu gruntowego poniżej 1,6 g/cm³ można stosować tylko w szczególnych przypadkach, np. do budowy nasypów na słabych gruntach.

Rozmieszczenie gruntów w nasypie

Rozmieszczenie gruntów w nasypie zależy od przeznaczenia i funkcji nasypu, warunków terenowych i klimatycznych, możliwości wyboru materiałów oraz od innych ewentualnych czynników. Gdy projekt nie określa rozmieszczenia różnych gruntów w nasypie, należy przestrzegać następujących reguł:

- do głębokości przemarzania nasypu zaleca się stosowanie gruntów niewysadzinowych (grunty wątpliwe pod tym względem można stosować tylko w korzystnych warunkach wodnych), - grunty spoiste o wilgotności naturalnej bliskiej wilgotności optymalnej, które nie wymagają dodatkowych zabiegów w celu uzyskania wymaganego wskaźnika zagęszczenia, można wbudowywać na dowolnym poziomie nasypu, ale zaleca się wbudowywanie ich poniżej głębokości przemarzania, -

grunty o różnych właściwościach, jeśli to możliwe, powinny być układane jednolitymi warstwami na całej szerokości nasypu, - jeśli warstwy nie są jednolite, to grunty mniej przepuszczalne powinny być układane w środkowej części nasypu, a grunty bardziej przepuszczalne bliżej skarp, - w celu zapewnienia odpływu wody przez skarpy, warstwy gruntów bardziej przepuszczalnych powinny być układane poziomo na całej szerokości nasypu, - skład jednolitych warstw w nasypach z różnych materiałów należy tak ustalać, aby nie dochodziło do mieszania gruntów, jeśli to jest niepożądane; warstwy gruntów o różnych właściwościach, które nie powinny się ze sobą mieszać, należy oddzielić, - grunty ułożone obok siebie w nasypie powinny mieć takie uziarnienie, aby na skutek filtracji nie powstawały kawerny lub rozmycia, - grunty znajdujące się w nasypie nie powinny tworzyć soczewek, gniazd lub warstw ułatwiających poślizg bądź filtrację wody; aby uniknąć powstawania w nasypie gniazd i soczewek gruntowych bardziej nawodnionych i

zatrzymujących wodę, nie należy dopuszczać do przemieszczania się w bryle nasypu gruntów o różnej przepuszczalności.

Dobór technologii układania i zagęszczania nasypu :

Procedury układania i zagęszczania nasypu powinny zapewniać stateczność nasypu podczas całego okresu budowy i nie wywierać niekorzystnego wpływu na naturalne podłoże pod nasypem bądź na konstrukcje i urządzenia umieszczone w nasypie.

Kryteria zagęszczenia należy ustalać dla każdej strefy lub warstwy, w zależności od przeznaczenia nasypu i wymagań co do jego zachowania. W celu opracowania właściwej procedury zagęszczania i ustalenia kryteriów kontroli należy wykonywać próbne zagęszczanie (próbny test polowy zagęszczania) z użyciem materiału, który ma być zastosowany, oraz sprzętu, którym materiał będzie zagęszczany w nasypie.

Zagęszczanie nasypów :

Przy zagęszczaniu nasypów należy przestrzegać następujących zasad:

- a) każda warstwa materiału w nasypach lub zasypkach powinna być zagęszczona mechanicznie lub ręcznie;
- b) ułożona warstwa powinna być równomiernie zagęszczona na całej szerokości nasypu, przy czym liczba przejazdów maszyn zagęszczających powinna zapewnić wymagane zagęszczenie; ślady przejazdu maszyny zagęszczającej powinny pokrywać na szerokości do 25 cm ślady poprzednie;
- c) miąższość warstwy zagęszczanego materiału zaleca się ustalać doświadczalnie, na podstawie próbnego zagęszczania;
- d) miąższość warstwy gruntu przy zagęszczaniu ręcznym nie powinna być większa niż 15 cm;
- e) zagęszczenie materiału ocenia się na podstawie wskaźnika zagęszczenia I_s lub stopnia zagęszczenia ID (w przypadku gruntów niespoistych), modułów odkształcenia (w przypadku gruntu zawierającego kamienie) bądź innych wybranych parametrów;
- f) wymaganą wartość parametru zagęszczenia należy ustalać w zależności od przeznaczenia nasypu, poziomu zalegania warstwy gruntu w nasypie i możliwości prowadzenia kontroli zagęszczenia;
- g) zagęszczanie warstwy gruntu powinno być dokonywane możliwie szybko, tak aby nie nastąpiło nadmierne przesuszenie lub nawilgocenie gruntu;
- h) czas pomiędzy zakończeniem procesu zagęszczania warstwy gruntu spoistego a ułożeniem warstwy następnej powinien być jak najkrótszy. Gdy ten warunek nie może być spełniony, zagęszczoną warstwę gruntu należy zabezpieczyć przed wpływami atmosferycznymi;
- i) w czasie opadów atmosferycznych zagęszczanie gruntów należy przerwać.

Roboty ziemne w okresie mrozów

W okresie mrozów można wykonywać tylko nasypy z gruntów niespoistych, przy zachowaniu warunków specjalnych, determinujących prawidłowe wykonanie nasypu o wymaganym zagęszczeniu.

W okresie mrozów grunt należy odspajać w sposób ciągły, aby nie przemarzał. W przypadkach dłuższych przerw (ponad 2 h) odsłonięte powierzchnie robocze powinny być przykryte odpowiednim materiałem ochronnym lub pozostawioną albo nasypaną warstwą spulchnionego gruntu.

Teren, na którym przewiduje się wykonanie wykopów w okresie mrozów, powinien być zabezpieczony przed przemarzaniem.

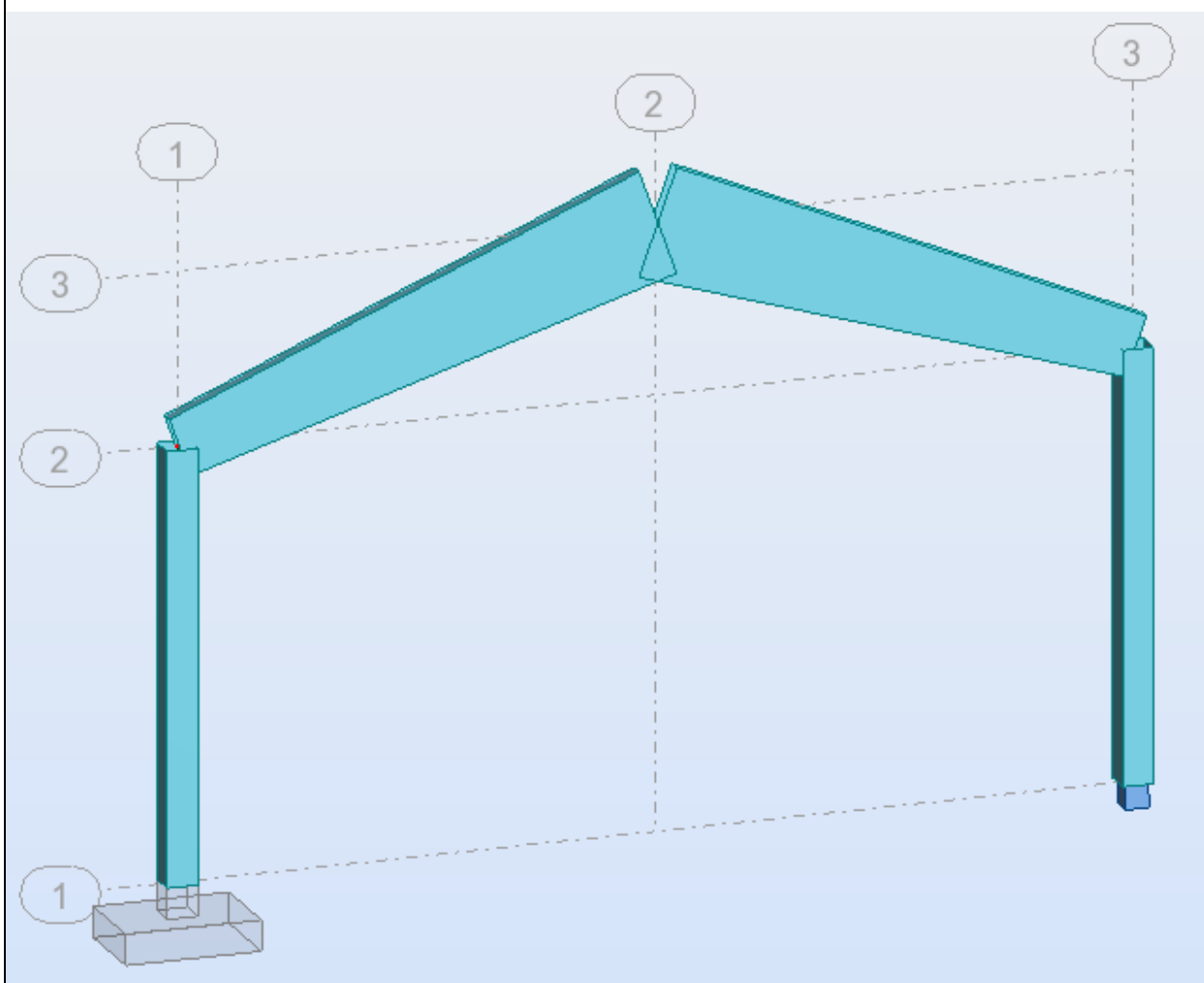
W okresie mrozów nie powinno być wykonywane wyrównanie skarp i dna wykopu w gruntach spoistych.

Obowiązują wszystkie uwagi zawarte w niniejszym opisie technicznym, na rysunkach i arkuszach obliczeniowych.

Wszystkie prace budowlane i montażowe wykonać zgodnie z zasadami BHP, odpowiednimi wytycznymi normowymi, ogólnymi zasadami wiedzy technicznej i pod nadzorem osoby uprawnionej.

Wszystkie materiały konstrukcyjne powinny posiadać odpowiednie dokumenty potwierdzające ich właściwe parametry wytrzymałościowe.

Widok konstrukcji



Dane - Pręty

Pręt	Węzeł 1	Węzeł 2	Przekrój	Materiał	Długość (m)	Gamm a (Deg)	Typ
1	1	2	S R50x50	BETON	7,00	0,0	Słup żelbetowy
2	3	4	S R50x50	BETON	7,00	0,0	Słup żelbetowy
3	2	5	PROST_Z_1	GL36c	8,24	0,0	Pręt drewniany grzeg
4	5	4	PROST_Z_1	GL36c	8,24	0,0	Pręt drewniany grzeg

Dane - Charakterystyki - Profile

Nazwa przekroju	Lista prętów	AX (cm2)	AY (cm2)	AZ (cm2)	IX (cm4)	IY (cm4)	IZ (cm4)
S R50x50	1 2	2500,00	2083,33	2083,33	878644,30	520833,33	520833,33
PROST_Z_1	3 4	3360,00	2800,00	2800,00	575421,53	5488000,00	161280,00

Dane - Podpory

	Nazwa podpory	Lista węzłów	Lista krawędzi	Lista obiektów	Warunki podparcia
	Utwierdzenie	1 3			UX UZ RY

Obciążenia - Przypadki

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura	Typ analizy
1	STA1	Ciężar własny	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
2	STA1	Obc. stałe	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
3	STA3	Obc. użytkowe	Kategoria A	Statyka liniowa
4	EKSP2	Obc. wiatrem dach	wiatr	Statyka liniowa
5	EKSP2	Obc. wiatrem ściana	wiatr	Statyka liniowa

6	EKSP2	Obc. śniegiem	Śnieg H<1000 mnpm	Statyka liniowa
7		KOMB1		Kombinacja liniowa
8		KOMB2		Kombinacja liniowa

Obciążenia - Wartości

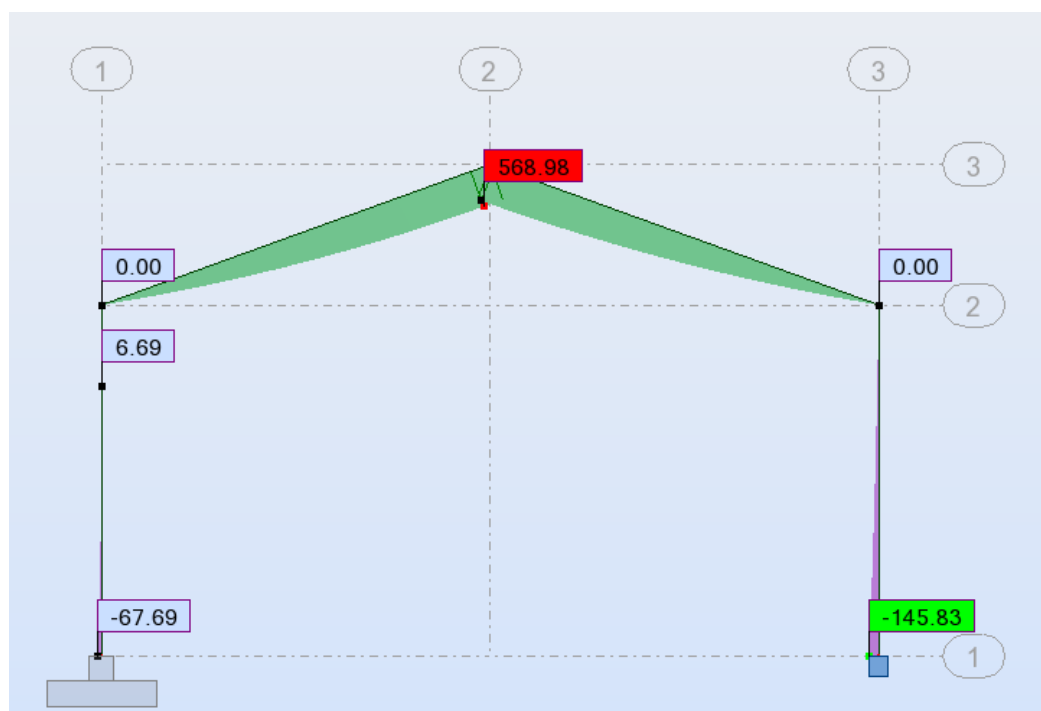
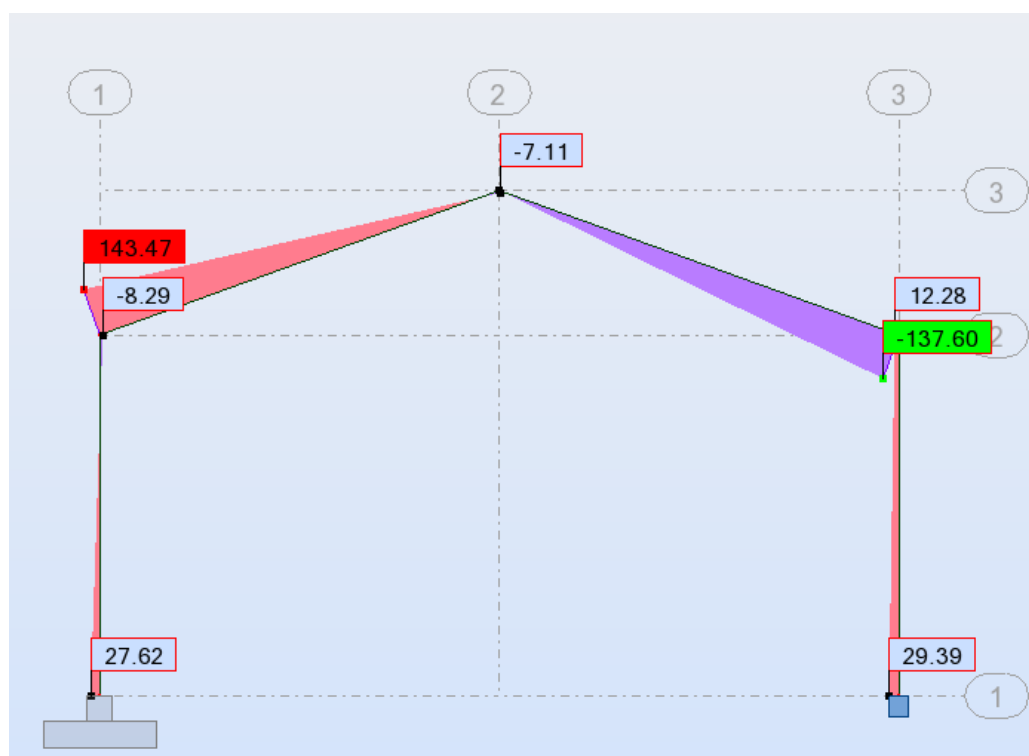
- Przypadki: 1 do 8

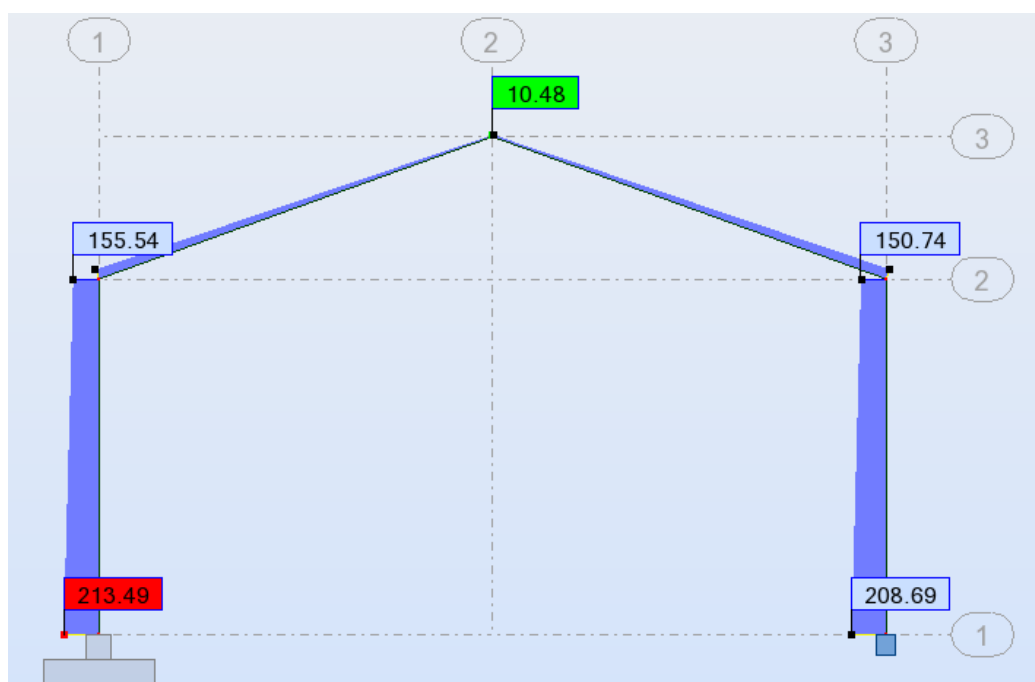
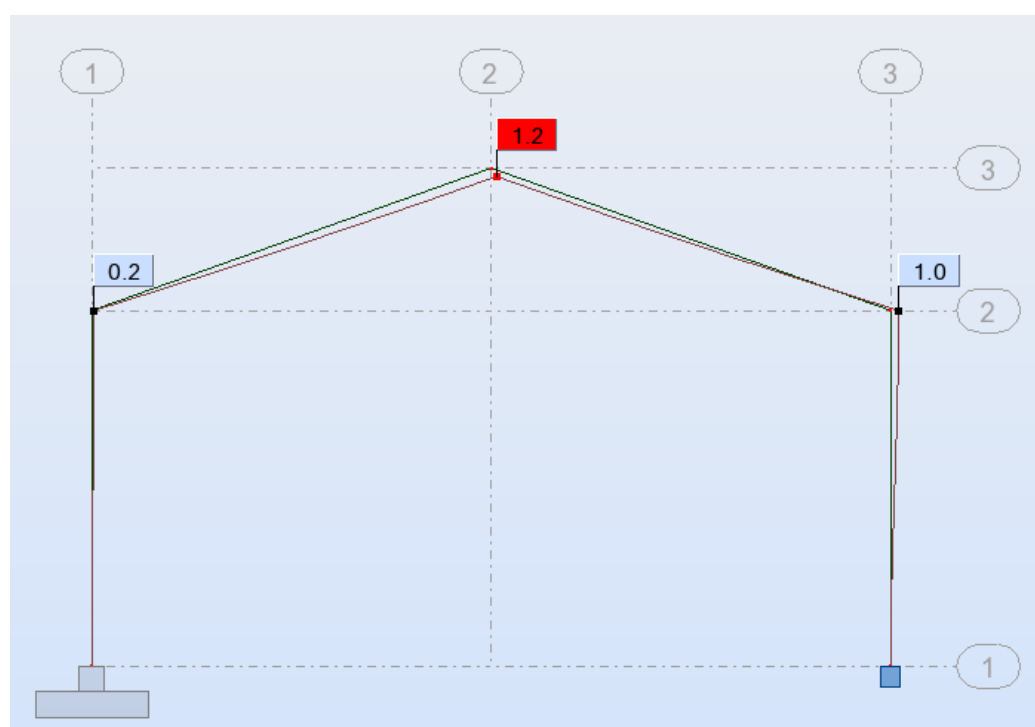
	Przypadek	Typ obciążenia	Lista	Wartość obciążenia
	1	ciężar własny	1 do 4	PZ Minus Wsp=1,00
	2	obciąż. jednorodne	3 4	PZ=-3,29(kN/m)
	3	obciąż. jednorodne	3 4	PZ=-2,12(kN/m)
	4	obciąż. jednorodne	3	PZ=-0,95(kN/m) lokalny
	5	obciąż. jednorodne	1	PX=3,42(kN/m)
	5	obciąż. jednorodne	2	PX=1,63(kN/m)
	6	obciąż. jednorodne	3 4	PZ=-5,59(kN/m)

Kombinacje ręczne

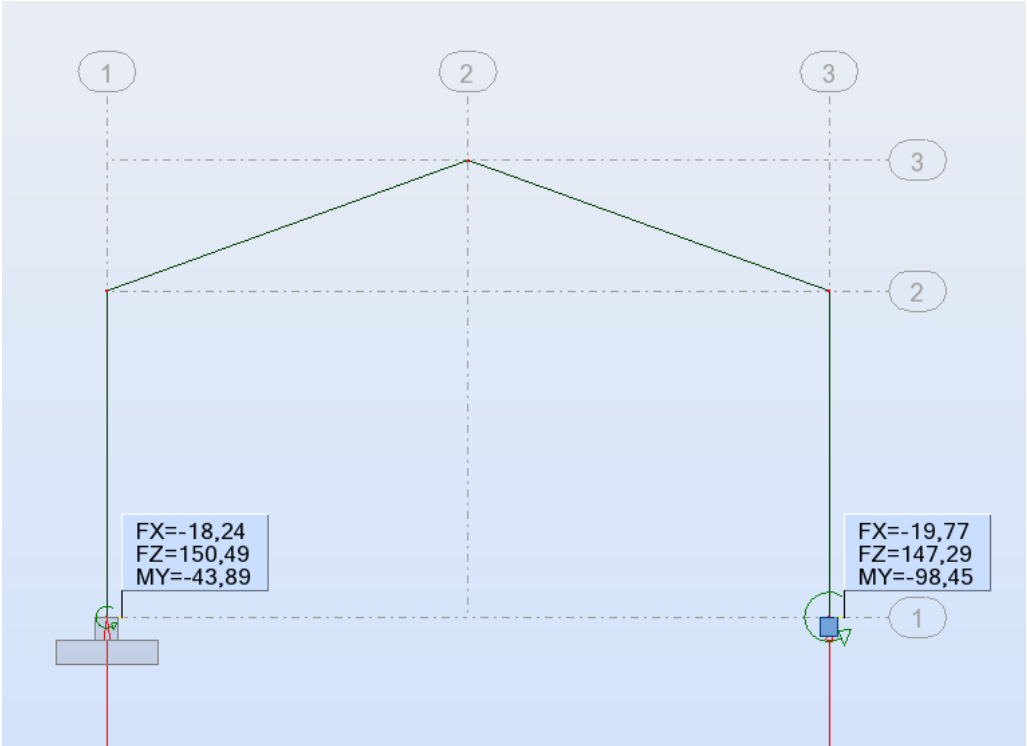
- Przypadki: 7 8

Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Natura przypadku	Definicja	
7 (K)	KOMB1	Kombinacja liniowa	SG N		$(1+2)*1.35+(3+4+5+6)*1$	50
8 (K)	KOMB2	Kombinacja liniowa	SG U		$(1+2+3+4+5+6)*1$	00

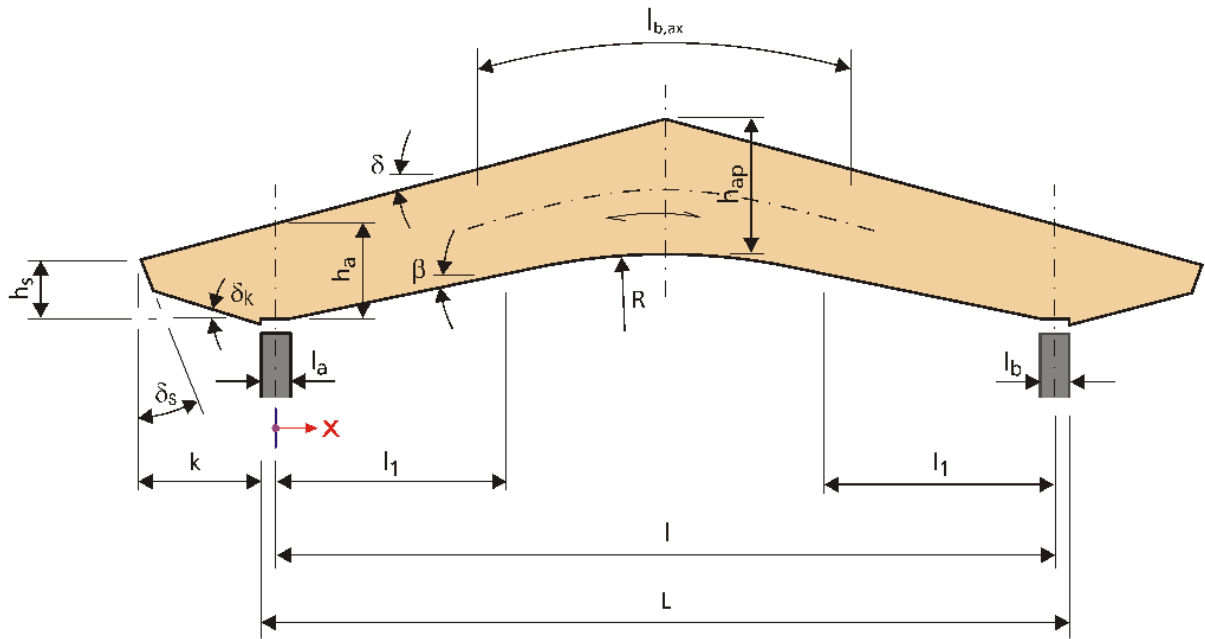
Wykresy momentów zginających [kNm]**Wykresy sił tnących [kN]**

Wykresy sił normalnych [kN]**Deformacja układu [cm]**

Reakcje

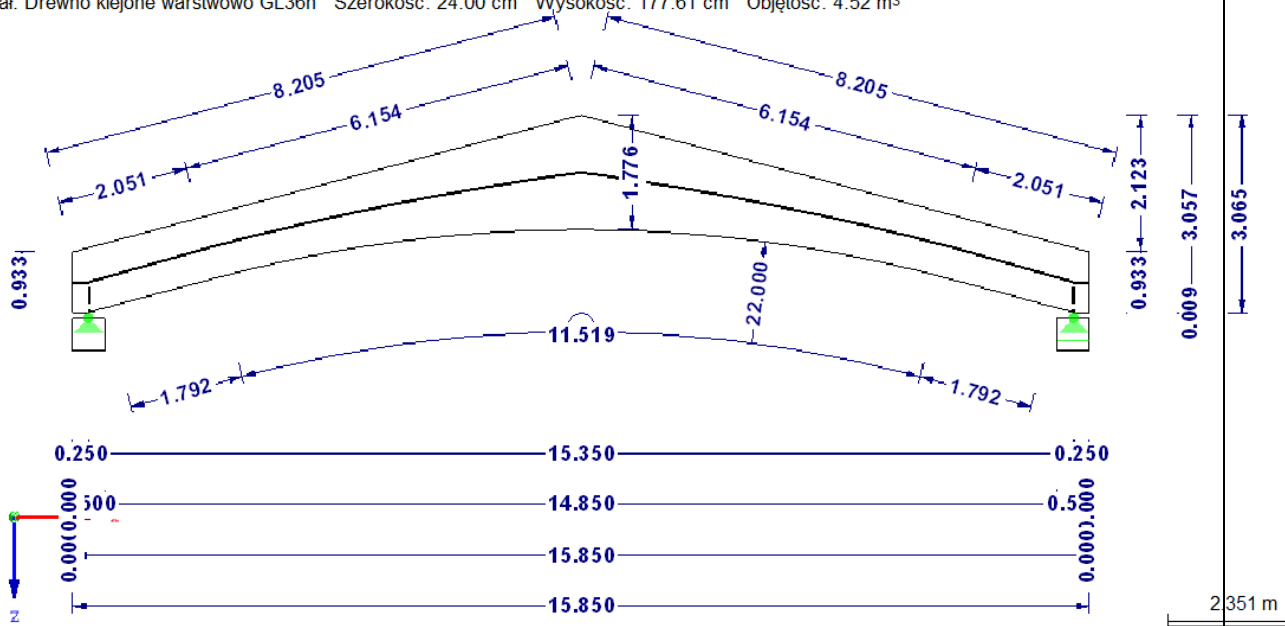


Schemat układu



Reprezentacja graficzna

Materiał: Drewno klejone warstwowo GL36h Szerokość: 24.00 cm Wysokość: 177.61 cm Objętość: 4.52 m³



Szczegóły

Maksymalny wpływ włókien na krawędź ze skosem

Ograniczenia użycia

$\alpha \leq 20.00^\circ$

Ustawienia specjalne drewna klejonego warstwowo

Wpływ wymiarów przekroju na charakterystyki materiału

Przyrost wytrzymałości $f_{m,k}$ i $f_{t,0,k}$ według:

3.3(3) dla drewna klejonego warstwowo o $h < 600$ mm (zginanie) lub $b < 600$ mm (rozciąganie)

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K44.
Szczegóły					
Redukcja sił wewnętrznych					
Redukcja momentu na podporze		-			
Redukcja siły tnącej według 6.1.7(3) do siły w odległości h od krawędzi odparcia (h=wysokość dźwigara wzdłuż osi podparcia)		-			
Ustawienia obliczeniowe					
Redukcja sztywności współczynnikiem 1 / (1 + k _{def}) ze względu na efekt pełzania w klasie użyt. 2 i 3 według DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, NCI NA. 5.9		-			
Dane dla Załącznika Krajowego					
Współczynnik częściowy dla własności materiału					
Podstawowa kombinacja dla drewna klejonego	γ _M	:	1.250		
Podstawowa kombinacja dla drewna litego	γ _M	:	1.300		
Kombinacje wyjątkowe	γ _M	:	1.000		
Kombinacje dla obliczenia ognioodporności	γ _{M,fi}	:	1.000		
Wartości graniczne odkształceń wg Tab. 7.2 - Charakterystyczne (rzadkie) sytuacje obliczeniowe					
	Przęsło	Belka wspornikowa			
W _{inst}	≤ l / 300	≤ l _k / 150			
Wartości graniczne odkształceń - Quasi-stała sytuacja obliczeniowa					
W _{fin} - W _c	≤ l / 250	≤ l _k / 125			
W _{fin}	≤ l / 150	≤ l _k / 75			
Współczynnik modyfikacji k _{mod}					
KTO	1	2	3		
-Stała	0.600	0.600	0.500		
-Długotrwałe	0.700	0.700	0.550		
-Średniotrwałe	0.800	0.800	0.650		
-Krótkotrwałe	0.900	0.900	0.700		
-Natychmiastowy	1.100	1.100	0.900		
Użyte normy					
[1]	PN EN 1995-1-1/NA:2010-09	Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych - Część 1-1: Postanowienia ogólne - Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków (EN 1995-1-1:2004+AC:2006+A1:2008)			
[2]	PN EN 1995-1-2/NA:2010-09	Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych - Część 1-2: Postanowienia ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe (EN 1995-1-2:2004+AC:2009)			
[3]	PN-EN 1990:2004-10/NA:2010-09	Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji (EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010)			
[4]	PN-EN 1991-1-1:2004-10/NA:2010-09	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-1: Oddziaływania ogólne - Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach (EN 1991-1-1:2002+AC:2009)			
[5]	PN-EN 1991-1-3:2005-10/NA:2010-09	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-3: Oddziaływania ogólne - Obciążenia śniegiem (EN 1991-1-3:2003+AC:2009)			
[6]	PN-EN 1991-1-4:2008-11/NA:2010-09	Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 1-4: Oddziaływania ogólne - Obciążenia wiatrem (EN 1991-1-4:2005+AC:2010+A1:2010)			
[7]	PN-EN 14080:2013-08	Konstrukcje drewniane - Drewno klejone warstwowo i drewno konstrukcyjne lite - Wymagania			
[8]	PN-EN 338:2011-01	Drewno konstrukcyjne - Klasy wytrzymałości			
Typ belki oraz materiał					
Typ belki					
Typ belki:		Dźwigar o osi zakrzywionej o zmiennym przekroju			

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K45.
Typ belki oraz materiał					
Ze wspornikami - Skos		x			
Materiał					
Materiał		Drewno klejone warstwowo GL36h - PN EN 1995-1-1:2011-01			
Charakt. wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	:	36.0	N/mm ²	
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie równoległe	$f_{t,0,k}$	:	26.0	N/mm ²	
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie prostopadle do włókien	$f_{t,90,k}$	:	0.6	N/mm ²	
Charakt. wytrzymałość na ściskanie równol.	$f_{c,0,k}$	:	31.0	N/mm ²	
Charakt. wytrzymałość na ściskanie prostop.	$f_{c,90,k}$	:	3.6	N/mm ²	
Charakterystyczna wytrzymałość na ścinanie/rozciąganie	$f_{v,k}$	:	4.3	N/mm ²	
Moduł spr. ścinania	G_{mean}	:	910.0	N/mm ²	
Moduł sprężystości, równoległe do włókien	$E_{0,05}$	:	11900.0	N/mm ²	
Moduł spr. ścinania	G_{05}	:	737.0	N/mm ²	
Ciężar właściwy	γ	:	4.40	kN/m ³	
Współczynnik rozszerzalności cieplnej	α	:	0.000005	1/°C	
Geometria					
Wymiary budynku					
Wysokość budynku	H	:	12.000	m	
Długość budynku	B	:	27.500	m	
Odległość belek	a	:	5.300	m	
Odległość od krawędzi dachu	ü	:	0.000	m	
Współczynnik obciążenia dla ciągłości	k	:	1.000		
Geometria belki dachowej					
Długość belki	L	:	15.850	m	
Odległość osiowa	l	:	15.350	m	
Szerokość podpory na lewo	l _a	:	50.00	cm	
Szerokość podpory na prawo	l _b	:	50.00	cm	
Kąt nachylenia, góra	δ	:	15.00	°	
Kąt nachylenia, dół	β	:	15.00	°	
Wysokość belki, Środek podpory	h _a	:	100.00	cm	
Promień zakrzywienia dolnego pasa	R	:	22.000	m	
Długość belki, prosty odcinek	l ₁	:	1.981	m	
Lewy wspornik					
Długość wspornika	k	:	0.000	m	
Nachylenie końca wspornika	δ _s	:	0.00	°	
Nachylenie spodniej krawędzi	δ _k	:	-2.00	°	
Włókna równoległe do dolnej krawędzi		:	Przęsło		
Przekrój					
Szerokość przekroju	b	:	24.00	cm	
Grubość warstwy	t	:	4.00	cm	
Dane dla wyboczenia					
Belka zagrożona wyboczeniem	x				
Dostępne podpory boczne	x				
Odległość podpór bocznych	c	:	2.000	m	
Odległość stężenia	e	:	60.00	cm	
Podpory boczne nie są odporne na ogień					
Informacje - Parametry					

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K46.
Geometria					
Wysokość belki na kalenicy	h_{ap}	:	177.61	cm	
Wysokość belki na krawędzi	h_s	:	93.30	cm	
Długość osiowa obszaru łuku	$l_{b,ax}$	:	11.984	m	
Pokrycie belki	A_S	:	45.90	m ²	
Objętość belki	V	:	4.52	m ³	
Waga belki	G	:	1.987	t	
Dane obciążenia					
Obciążenie stałe					
Konstrukcja dachu					
Blacha trapezowa		:	0.150	kN/m ²	PD
Wełna mineralna		:	0.200	kN/m ²	PD
Blacha trapezowa		:	0.150	kN/m ²	PD
Płatwie		:	0.150	kN/m ²	PD
Konstrukcja dachu	$g_{k,2}$	:	0.650	kN/m ²	PD
	$g_{k,2}$	:	3.445	kN/m	PD
Waga własna belki (średnia)	$g_{k,1}$	:	1.224	kN/m	PD
	g_k	:	4.669	kN/m	PD
Uwzględnić współczynnik		:	1.000		
Obciążenie użytkowe					
Obciążenie użytkowe	p_k	:	0.400	kN/m ²	PP
	p_k	:	2.120	kN/m	PP
Kategoria obciążenia użytkowego według EN 1991-1-1		:	H		
Obciążenie śniegiem					
Wysokość n.p.m.	A	:	320	m	
Strefa obciążenia śniegiem	SZ	:	3		
Obciążenie śniegiem drabinki przeciwśniegowej		:	x		
Odległość drabinki przeciwśniegowej	a_R	:	1.000	m	
Typ topografii		:	Normalny		
Ekspozycja	C_e	:	1.0		
Obciążenie śniegiem	S_k	:	1.320	kN/m ²	PP
	S_k	:	6.996	kN/m	PP
Obciążenie wiatrem					
Wysokość budynku	H	:	12.000	m	
Strefa wiatrowa	SW	:	1		
Kategoria terenu	TC	:	Kategoria III		
Podstawowa prędkość wiatru	$v_{b,0}$	:	22.3	m/s	
Bazowa, dynamiczna prędkość wiatru	$q_{b,0}$	:	0.311	kN/m ²	
Współczynnik dla tworzenia obciążenia wiatrem					
Współczynnik kierunku wiatru	C_{dir}	:	1.00		
Współczynnik pory roku	C_{season}	:	1.00		
Gęstość powietrza	ρ	:	1.250	kg/m ³	
Obiekty budowlane z przepuszczalnymi ścianami...		:	x		
Obciążenie wiatrem	$q(z)$	:	0.619	kN/m ²	PD
	$q(z)$	:	3.282	kN/m	PD
Klasa użyteczności					
Klasa użyteczności	KU	:	2		
Parametry kontrolne					
Projekt					
Równowaga statyczna EQU		-			

Stan Graniczny Nośności STR	x
Stan Graniczny Użytkowalności	x
Ogniodporność	-
Podpora ściskana	x
Wyświetlić siły podporowe	x
Wyświetlić odkształcenia	x

Wygięcie w_0 : 0.0 mm

Lewa podpora	Poziomo utwierdzone-przegubowy
Prawa podpora	poziomo wolne-przegubowy
Podpory na linii środków	-

Utworzyć dodatkowe kombinacje z korzystnych oddziaływań stałych	-
Stałe obciążenie rozłożone przeszło po przęśle	-
Ilość odcinków pręta dla wykresu wyników	10
Ilość odcinków dla wewnętrznego podziału pretów o zmiennej wysokości	10

Obliczenia - Wszystko

Nr	Położenie X [m]	KW	Stopień wykorzyst ania		Opis wymiarowania
1	0.186	KW689	0.37	≤ 1	111) Naprężenie styczne wg 6.1.7
2	0.000	KW689	0.37	≤ 1	112) Naprężenie styczne nad podporą wg 6.1.7
3	1.856	KW949	0.14	≤ 1	122) Rozciąganie i naprężenie zginające wg 6.2.3
4	1.856	KW689	0.21	≤ 1	123) Ściskanie i naprężenie zginające wg 6.2.4
5	10.623	KW689	0.37	≤ 1	133) Naprężenie zginające na krawędzi wg 6.4.2 - Krawędź ściskana
6	11.346	KW689	0.32	≤ 1	136) Naprężenie zginające belki zakrzywionej wg 6.4.3
7	7.675	KW689	0.25	≤ 1	143) Naprężenie zginające w przekroju kalenicy 6.4.3
8	7.675	KW689	0.97	≤ 1	153) Poprzeczne naprężenie rozciągające w przekroju kalenicy 6.4.3
9	11.346	KW689	0.31	≤ 1	301) Sprawdzenie stateczności - Zginanie bez ściskanie wg 6.3.3
10	0.755	KW689	0.01	≤ 1	302) Sprawdzenie stateczności - Zginanie ze ściskaniem wg 6.3.3
11	0.000	KW689	0.37	≤ 1	352) Nacisk na podporze - Ściskanie pod kątem wg 6.2.2
12	7.675	KW1618	0.30	≤ 1	401) Użytkowność- Sytuacja obliczeniowa charakterystyczna wg 7.2 - Przęsło wewnętrzne
13	7.675	KW2547	0.34	≤ 1	402) Użytkowność- Sytuacja obliczeniowa quasi-stała wg 7.2 - Przęsło wewnętrzne
14	7.675	KW2547	0.20	≤ 1	403) Użytkowność- Sytuacja obliczeniowa quasi-stała wg 7.2 - Przęsło wewnętrzne
Max			0.97	≤ 1	

111) Naprężenie styczne wg 6.1.7

Główne	Położenie	X	0.186 m
	Kombinacje wyników	KW	KW689
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N _d	-29.803 kN
	Siła tnąca	V _{z,d}	104.208 kN

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K48.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
Projekt	Moment	$M_{y,d}$	19.930 kNm		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	104.208 kN		
	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Wysokość przekroju	h	96.59 cm		
	Współczynnik wpływu rysy	k_{cr}	0.670		6.1.7 (2)
	Szerokość efektywna	b_{ef}	16.08 cm		
	Naprężenie styczne	τ_d	1.0 N/mm ²		
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,k}$	4.3 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,d}$	2.8 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.37	≤ 1	Równ. (6.13)
112) Naprężenie styczne nad podporą wg 6.1.7					
Główne	Położenie	X	0.000 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	-30.504 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	106.659 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	-0.422 kNm		
Projekt	Siła tnąca	$V_{z,d}$	106.659 kN		
	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Wysokość przekroju	h_A	96.59 cm		
	Współczynnik wpływu rysy	k_{cr}	0.670		6.1.7 (2)
	Szerokość efektywna	b_{ef}	16.08 cm		
	Naprężenie styczne	τ_d	1.0 N/mm ²		
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,k}$	4.3 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,d}$	2.8 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.37	≤ 1	Równ. (6.13)
122) Rozciąganie i naprężenie zginające wg 6.2.3					
Główne	Położenie	X	1.856 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW949		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	1.136 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	62.105 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	137.800 kNm		
Projekt	Siła normalna	N_d	1.136 kN		
	Pole przekroju	A	2318.16 cm ²		
	Naprężenie rozciągające	$\sigma_{t,0,d}$	0.0 N/mm ²		Równ. (6.36)
	Wytrzymałość na rozciąganie	$f_{t,0,k}$	26.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.900		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na rozciąganie	$f_{t,0,d}$	18.7 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Obliczenia - Udział siły osiowej		0.00	≤ 1	
	Moment	M_d	137.800 kNm		
	Wskaźnik wytrzymałości	W	37318.5 cm ³		
			0		

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K49.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
	Naprężenie zginające	$\sigma_{m,d}$	3.7 N/mm ²		
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	25.9 N/mm ²		Rów. (2.14)
	Obliczenia - Udział momentu		0.14	≤ 1	
	Wymiarowanie	η	0.14	≤ 1	Równ. (6.17)
123) Ściskanie i naprężenie zginające wg 6.2.4					
Główne	Położenie	X	1.856 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	-8.447 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	82.148 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	181.814 kNm		
Projekt	Siła normalna	N_d	8.447 kN		
	Pole przekroju	A	2318.16 cm ²		
	Naprężenie ściskające	$\sigma_{c,0,d}$	0.0 N/mm ²		Rów. (6.36)
	Wytrzymałość na ściskanie	$f_{c,0,k}$	31.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na ściskanie	$f_{c,0,d}$	19.8 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Obliczenia - Udział siły osiowej		0.00	≤ 1	
	Moment	M_d	181.814 kNm		
	Wskaźnik wytrzymałości	W	37318.5 cm ³		
			0		
	Naprężenie zginające	$\sigma_{m,d}$	4.9 N/mm ²		
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	23.0 N/mm ²		Rów. (2.14)
	Obliczenia - Udział momentu		0.21	≤ 1	
	Wymiarowanie	η	0.21	≤ 1	Równ. (6.19)
133) Naprężenie zginające na krawędzi wg 6.4.2 - Krawędź ściskana					
Główne	Położenie	X	10.623 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	6.286 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	-43.792 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	368.413 kNm		
Projekt	Kąt nachylenia cięcia włókien	α	7.50 °		
	Moment	M_d	368.413 kNm		
	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Wysokość belki	h	116.41 cm		
	Naprężenie podłużne	$\sigma_{m,\alpha,d}$	6.8 N/mm ²		Równ. (6.37)
	Wytrzymałość na ściskanie prostopadłe do włókien	$f_{c,90,d}$	2.3 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,d}$	2.8 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wsp. pomocniczy	$k_{m,\alpha}$	0.798		Równ. (6.40)
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K50.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	23.0 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,\alpha,d}$	18.4 N/mm ²		
	Wymiarowanie	η	0.37	≤ 1	Równ. (6.17; 6.38)
136) Naprężenie zginające belki zakrzywionej wg 6.4.3					
Główne	Położenie	X	11.346 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	3.553 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	-53.686 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	332.331 kNm		
Projekt	Wysokość belki	h	107.70 cm		
	Promień łuku	r_{in}	22.000 m		
	Promień łuku	r	22.538 m		
	Współczynnik	k_l	1.018		Równ. (6.43)
	Grubość warstw	t	4.00 cm		
	Współczynnik	k_r	1.000		Równ. (6.49)
	Moment	M_d	332.331 kNm		
	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Naprężenie podłużne	$\sigma_{m,d}$	7.3 N/mm ²		Równanie (6.42)
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	23.0 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.32	≤ 1	Równ. (6.41)
143) Naprężenie zginające w przekroju kalenicy 6.4.3					
Główne	Położenie	X	7.675 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	14.314 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	2.097 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	437.754 kNm		
Projekt	Wysokość belki	h_{ap}	177.61 cm		
	Promień łuku	r_{in}	22.000 m		
	Promień łuku	r	22.888 m		
	Kąt pochylenia	α_{ap}	15.00 °		
	Wsp. pomocniczy	k_1	1.763		Równ. (6.44)
	Wsp. pomocniczy	k_2	-1.794		Równ. (6.45)
	Współczynnik pomocniczy	k_3	2.264		Równanie (6.46)
	Współczynnik pomocniczy	k_4	0.431		Równanie (6.47)
	Współczynnik	k_l	1.637		Równ. (6.43)
	Grubość warstw	t	4.00 cm		
	Współczynnik	k_r	1.000		Równ.

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K51.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
					(6.49)
	Moment w przekroju kalenicy	$M_{ap,d}$	437.754 kNm		
	Szerokość belki	b_{ap}	24.00 cm		
	Naprężenie podłużne	$\sigma_{m,d}$	5.7 N/mm ²		Równanie (6.42)
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	23.0 N/mm ²		Rów. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.25	≤ 1	Równ. (6.41)
153) Poprzeczne naprężenie rozciągające w przekroju kalenicy 6.4.3					
Główne	Położenie	X	7.675 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	14.314 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	-2.097 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	437.754 kNm		
Projekt	Wysokość belki	h_{ap}	177.61 cm		
	Promień łuku	r_{in}	22.000 m		
	Promień łuku	r	22.888 m		
	Kąt pochylenia	α_{ap}	15.00 °		
	Współczynnik pomocniczy	k_5	0.054		Równanie (6.57)
	Współczynnik pomocniczy	k_6	0.035		Równanie (6.58)
	Współczynnik pomocniczy	k_7	0.276		Równanie (6.59)
	Współczynnik	k_p	0.058		Równ. (6.56)
	Moment w przekroju kalenicy	$M_{ap,d}$	437.754 kNm		
	Szerokość belki	b_{ap}	24.00 cm		
	Poprzeczne naprężenie rozciągające	$\sigma_{t,90,d}$	0.2 N/mm ²		Rów. (6.54)
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Wytrzymałość na rozciąganie poprzeczne	$f_{t,90,d}$	0.4 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Współczynnik	k_{dis}	1.700		Równ. (6.52)
	Objętość odniesienia	V_0	0.01 m ³		6.4.3 (6)
	Objętość obszaru szczytowego	V	3.01 m ³		
	Współczynnik objętości	k_{vol}	0.319		Równ. (6.51)
	Efektywna wytrzymałość na rozciąganie poprzeczne	$f'_{t,90,d}$	0.2 N/mm ²		
	Siła tnąca w przekroju kalenicy	$V_{ap,d}$	2.097 kN		
	Współczynnik wpływu rysy	k_{cr}	0.670		6.1.7 (2)
	Szerokość efektywna	b_{ef}	16.08 cm		
	Naprężenie styczne	τ_d	0.0 N/mm ²		
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,k}$	4.3 N/mm ²		[7], Tab.1
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,d}$	2.8 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.97	≤ 1	Równ. (6.53)
301) Sprawdzenie stateczności - Zginanie bez ściskanie wg 6.3.3					

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K52.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
Główne	Położenie	X	11.346 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	3.553 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	-53.686 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	332.331 kNm		
Projekt	Moment	M_d	332.331 kNm		
	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Wysokość belki	h	107.70 cm		
	Wskaźnik wytrzymałości	W	46397.2 cm ³		
			0		
	Naprężenie podłużne	$\sigma_{m,d}$	7.2 N/mm ²		
	Zastępcza wysokość przekroju	$h_{0,65}$	115.24 cm		
	Geometryczny moment bezwładności	I_z^*	132754. cm ⁴		
			00		
	Skręcający moment bezwładności	I_t^*	461355. cm ⁴		
			00		
	Wskaźnik wytrzymałości	W_y^*	53119.2 cm ³		
			0		
	Długość pręta zastępczego	l_{ef}	2.000 m	> l /	
	Moduł sprężystości	$E_{0,05}$	11900.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Moduł sprężystości przy ścinaniu	$G_{0,05}$	737.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Stopień względnej smukłości	$\lambda_{rel,m}$	0.408	≤ 0.75	Równ. (6.30)
	Krytyczne naprężenie przy zginaniu	$\sigma_{m,crit}$	216.7 N/mm ²		Równ. (6.31)
	Współczynnik wyboczeniowy	k_{crit}^*	1.000		Eq. (6.34)
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	23.0 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.31	≤ 1	Równ. (6.33)
302) Sprawdzenie stateczności - Zginanie ze ściskaniem wg 6.3.3					
Główne	Położenie	X	0.755 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	-27.653 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	96.689 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	79.411 kNm		
Projekt	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Wysokość belki	h	96.59 cm		
	Pole przekroju	A	2318.16 cm ²		
	Zastępcza wysokość przekroju	$h_{0,65}$	96.59 cm		
	Skręcający moment bezwładności	I_t^*	375436. cm ⁴		
			00		
	Wskaźnik wytrzymałości	W_y^*	37318.5 cm ³		
			0		
	Zastępcze pole przekroju	$A_{0,65}$	2318.16 cm ²		
	Geometryczny moment bezwładności	I_y^*	1802300 cm ⁴		
			.00		
	Promień bezwładności	i_y^*	27.88 cm		
	Wytrzymałość na ściskanie	$f_{c,0,k}$	31.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na ściskanie	$f_{c,0,d}$	19.8 N/mm ²		Równ. (2.14)

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K53.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
	Moduł sprężystości	$E_{0,05}$	11900.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik prostoliniowości	β_c	0.100		Równ. (6.29)
	Siła normalna	N_d	27.653 kN		
	Naprężenie ściskające	$\sigma_{c,0,d}$	0.1 N/mm ²		Rów. (6.36)
	Obliczenia - Udział siły osiowej (ściskanie)		0.01	≤ 1	Równ. (6.2)
	Długość pręta zastępczego	$l_{ef,z}$	2.000 m		
	Geometryczny moment bezwładności	I_z^*	111272.00 cm ⁴		
	Promień bezwładności	i_z^*	6.93 cm		
	Stopień smukłości	λ_z^*	28.868		
	Stopień względnej smukłości	$\lambda_{rel,z}^*$	0.469		Eq. (6.22), Ann. (2)
	Współczynnik wyboczeniowy	k_z^*	0.618		Rów. (6.28)
	Współczynnik wyboczeniowy	$k_{c,z}^*$	0.979		Rów. (6.26)
	Obliczenia - Udział siły osiowej (ściskanie)		0.01	≤ 1	
	Moment	M_d	79.411 kNm		
	Wskaźnik wytrzymałości	W	37318.50 cm ³		
	Naprężenie podłużne	$\sigma_{m,d}$	2.1 N/mm ²		
	Długość pręta zastępczego	l_{ef}	2.000 m	$> l /$	
	Moduł spr. ścinania	G_{05}	737.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Stopień względnej smukłości	$\lambda_{rel,m}$	0.376	≤ 0.75	Równ. (6.30)
	Krytyczne naprężenie przy zginaniu	$\sigma_{m,crit}$	254.8 N/mm ²		Równ. (6.31)
	Współczynnik wyboczeniowy	k_{crit}^*	1.000		Eq. (6.34)
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	36.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Wytrzymałość na zginanie	$f_{m,d}$	23.0 N/mm ²		Rów. (2.14)
	Wymiarowanie	η	0.01	≤ 1	Równ. (6.35)
352) Nacisk na podporze - Ściskanie pod kątem wg 6.2.2					
Główne	Położenie	X	0.000 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW689		
Obliczeniowe siły wewnętrzne	Siła normalna	N_d	-30.504 kN		
	Siła tnąca	$V_{z,d}$	106.659 kN		
	Moment	$M_{y,d}$	-0.421 kNm		
Projekt	Siła podporowa	A_d	114.316 kN		
	Nachylenie dachu	γ	15.00 °		
	Kąt	α	75.00 °		
	Długość podpory	l_A	50.00 cm		
	Efektywna długość podpory	$l_{A,ef}$	52.90 cm		
	Szerokość belki	b	24.00 cm		
	Efektywny obszar ściskania poprzecznego	A_{ef}	1269.55 cm ²		
	Wytrzymałość na ściskanie poprzeczne	$\sigma_{c,\alpha,d}$	0.9 N/mm ²		
	Współczynnik ściskania poprzecznego	$k_{c,90}$	1.000		
	Wytrzymałość na ściskanie	$f_{c,0,k}$	31.0 N/mm ²		[7], Tab.1
	Współczynnik częściowy	γ_M	1.250		tab. 2.3
	Współczynnik modyfikacji	k_{mod}	0.800		Tab. 3.1
	Wytrzymałość na ściskanie	$f_{c,0,d}$	19.8 N/mm ²		Równ. (2.14)

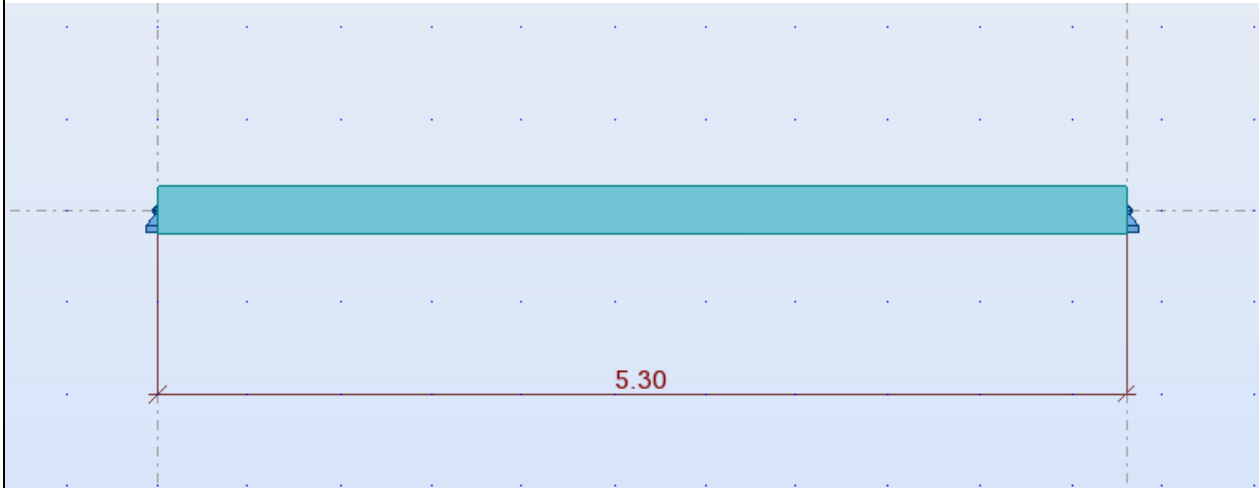
PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI				STRONA:	K54.
Obliczenia - Wszystko - Szczegóły					
	Wytrzymałość na ściskanie poprzeczne	$f_{c,90,k}$	3.6 N/mm ²		[7], Tab.1
	Wytrzymałość na ściskanie poprzeczne	$f_{c,90,d}$	2.3 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,k}$	4.3 N/mm ²		[7], Tab.1
	Wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,d}$	2.8 N/mm ²		Równ. (2.14)
	Wytrzymałość na ściskanie poprzeczne pod α	$f_{c,\alpha,d}$	2.4 N/mm ²		
	Wymiarowanie	η	0.37	≤ 1	Równ. (6.16)
401) Użytkowalność- Sytuacja obliczeniowa charakterystyczna wg 7.2 - Przęsło wewnętrzne					
Główne	Położenie	X	7.675 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW1618		
Odształcenia	Kierunek x	w_x	5.5 mm		
	Kierunek y	w_y	0.0 mm		
	Kierunek z	w_z	15.3 mm		
Projekt	Odształcenie w przęśle	w_{inst}	15.3 mm		
	Długość odniesienia	l	15.350 m		
	Kryterium wartości granicznej	$l / \dots$	300		
	Wartość graniczna odształcenia	$w_{inst,granica}$	51.2 mm		
	Wymiarowanie	η	0.30	≤ 1	Tab. 7.2
402) Użytkowalność- Sytuacja obliczeniowa quasi-stała wg 7.2 - Przęsło wewnętrzne					
Główne	Położenie	X	7.675 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW2547		
Odształcenia	Kierunek x	w_x	7.5 mm		
	Kierunek y	w_y	0.0 mm		
	Kierunek z	w_z	20.8 mm		
Projekt	Współczynnik odształcenia	k_{def}	0.80		Tab. 3.2
	Odształcenie w przęśle	w_{fin}	20.8 mm		
	Wygięcie wstępne	w_c	0.0 mm		
	Odształcenie, odejmując wzniesienie	$w_{fin} - w_c$	20.8 mm		
	Długość odniesienia	l	15.350 m		
	Kryterium wartości granicznej	$l / \dots$	250		
	Wartość graniczna odształcenia	$w_{fin,granica}$	61.4 mm		
	Wymiarowanie	η	0.34	≤ 1	Tab. 7.2
403) Użytkowalność- Sytuacja obliczeniowa quasi-stała wg 7.2 - Przęsło wewnętrzne					
Główne	Położenie	X	7.675 m		
	Kombinacje wyników	KW	KW2547		
Odształcenia	Kierunek x	w_x	7.5 mm		
	Kierunek y	w_y	0.0 mm		
	Kierunek z	w_z	20.8 mm		
Projekt	Współczynnik odształcenia	k_{def}	0.80		Tab. 3.2
	Odształcenie w przęśle	w_{fin}	20.8 mm		
	Długość odniesienia	l	15.350 m		
	Kryterium wartości granicznej	$l / \dots$	150		
	Wartość graniczna odształcenia	$w_{fin,granica}$	102.3 mm		
	Wymiarowanie	η	0.20	≤ 1	Tab. 7.2

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI							STRONA:	K55.
Siły podporowe								
PO	Kombinacje wyników	Lewa podpora		Prawa podpora		Obciąż. statecz.	Max. Moment	
KW	Opis	A _x [kN]	A _z [kN]	A _x [kN]	A _z [kN]	q [kN/m]	M _y [kNm]	
Przypadki obciążeń (wartości charakterystyczne)								
PO1	Ciężar własny + wykończenia dachu	0.000	37.954	0.000	37.954	0.100	144.463	
PO21	Obciążenie użytkowe Lewy wspornik	0.000	0.534	0.000	-0.004	0.000	0.066	
PO22	Obciążenie użytkowe Przęsło wewnętrzne	0.000	16.271	0.000	16.271	0.043	62.440	
PO23	Obciążenie użytkowe Prawy wspornik	0.000	-0.004	0.000	0.534	0.000	0.066	
PO41	Śnieg (obie strony pełne)	0.000	47.113	0.000	47.113	0.125	181.081	
PO42	Śnieg (obie strony pełne)	0.000	41.749	0.000	30.299	0.100	141.305	
PO43	Śnieg (prawa strona pełna)	0.000	30.299	0.000	41.749	0.100	141.305	
PO51	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(AA)	0.215	-20.202	0.000	-17.300	0.037	67.643	
PO52	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa) (BB)	1.103	10.766	0.000	9.275	0.026	38.740	
PO53	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(AB); c _{pi} = +0.2	-2.788	-15.424	0.000	-7.011	0.021	38.191	
PO54	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(AB); c _{pi} = -0.3	-2.788	-2.830	0.000	5.582	0.012	12.992	
PO55	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(BA); c _{pi} = +0.2	4.105	-6.605	0.000	-13.607	0.024	43.849	
PO56	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(BA); c _{pi} = -0.3	4.105	5.988	0.000	-1.014	0.010	18.122	
PO57	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa)(AA)	-0.215	-17.300	0.000	-20.202	0.037	68.085	
PO58	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa) (BB)	-1.103	9.275	0.000	10.766	0.027	36.519	
PO59	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa)(AB); c _{pi} = +0.2	2.788	-7.011	0.000	-15.424	0.018	32.859	
PO60	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa)(AB); c _{pi} = -0.3	2.788	5.582	0.000	-2.830	0.010	17.962	
PO61	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa) (BA); c _{pi} = +0.2	-4.105	-13.607	0.000	-6.605	0.030	51.723	
PO62	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa) (BA); c _{pi} = -0.3	-4.105	-1.014	0.000	5.988	0.014	11.918	
PO63	Wiatr równoległy do kalenicy (A)	0.000	-19.954	0.000	-19.954	0.040	73.629	
PO64	Wiatr równoległy do kalenicy (B)	0.000	-17.631	0.000	-17.631	0.035	64.399	
Max.		4.105	47.113	0.000	47.113	0.125	181.081	
Min		-4.105	-20.202	0.000	-20.202	0.000	0.066	
Odształcenia								
PO	Kombinacje wyników	Lewa podpora [mm]		Max. odksz. pola		Prawa podpora [mm]		
KW	Opis	u _{z,A}	u _{x,A}	X [m]	max u _z [mm]	u _{z,B}	u _{x,B}	
Przypadki obciążeń								
PO1	Ciężar własny + wykończenia dachu	0.0	0.0	7.675	6.8	0.0	4.9	
PO21	Obciążenie użytkowe Lewy wspornik	0.0	0.0	5.092	0.0	0.0	0.0	
PO22	Obciążenie użytkowe Przęsło wewnętrzne	0.0	0.0	7.675	3.0	0.0	2.1	
PO23	Obciążenie użytkowe Prawy wspornik	0.0	0.0	10.258	0.0	0.0	0.0	
PO41	Śnieg (obie strony pełne)	0.0	0.0	7.675	8.5	0.0	6.2	
PO42	Śnieg (obie strony pełne)	0.0	0.0	7.116	6.6	0.0	4.8	
PO43	Śnieg (prawa strona	0.0	0.0	8.234	6.6	0.0	4.8	

Odkształcenia

PO KW	Kombinacje wyników Opis	Lewa podpora [mm]		Max. odkszt. pola		Prawa podpora [mm]		
		u _{Z,A}	u _{X,A}	X [m]	max u _Z [mm]	u _{Z,B}	u _{X,B}	
	pełna)							
PO51	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(AA)	0.0	0.0	8.048	-3.2	0.0	-2.3	
PO52	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa) (BB)	0.0	0.0	6.929	1.8	0.0	1.3	
PO53	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(AB); c _{pi} = +0.2	0.0	0.0	6.560	-1.8	0.0	-1.3	
PO54	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(AB); c _{pi} = -0.3	0.0	0.0	10.076	0.5	0.0	0.3	
PO55	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(BA); c _{pi} = +0.2	0.0	0.0	9.344	-1.8	0.0	-1.2	
PO56	Wiatr prostopadły do kalenicy (lewa)(BA); c _{pi} = -0.3	0.0	0.0	4.546	0.6	0.0	0.4	
PO57	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa)(AA)	0.0	0.0	7.302	-3.2	0.0	-2.3	
PO58	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa) (BB)	0.0	0.0	8.421	1.7	0.0	1.2	
PO59	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa)(AB); c _{pi} = +0.2	0.0	0.0	8.975	-1.6	0.0	-1.1	
PO60	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa)(AB); c _{pi} = -0.3	0.0	0.0	5.823	0.8	0.0	0.5	
PO61	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa) (BA); c _{pi} = +0.2	0.0	0.0	6.190	-2.2	0.0	-1.6	
PO62	Wiatr prostopadły do kalenicy (prawa) (BA); c _{pi} = -0.3	0.0	0.0	11.706	0.3	0.0	0.1	
PO63	Wiatr równoległy do kalenicy (A)	0.0	0.0	7.675	-3.6	0.0	-2.6	
PO64	Wiatr równoległy do kalenicy (B)	0.0	0.0	7.675	-3.1	0.0	-2.3	

Wymiarowanie płatwi więźby z drewna klejonego hali



Dane - Pręty

Pręt	Węzeł 1	Węzeł 2	Przekrój	Materiał	Długość (m)	Gamm a (Deg)	Typ
1	1	2	PROST_15	GL36c	5,30	0,0	dźwigar grzegorzówka

Dane - Charakterystyki - Profile

Nazwa przekroju	Lista prętów	AX (cm2)	AY (cm2)	AZ (cm2)	IX (cm4)	IY (cm4)	IZ (cm4)
PROST_15	1	416,00	346,67	346,67	21896,34	23434,67	8874,67

Dane - Podpory

	Nazwa podpory	Lista węzłów	Lista krawędzi	Lista obiektów	Warunki podparcia
	Przegub	1 2			UX UZ

Obciążenia - Przypadki

Przypadek	Etykieta	Nazwa przypadku	Natura	Typ analizy
1	STA1	STA1	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
2	STA1	obc. stałe	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
3	STA3	obc. użytkowe	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
4	STA4	obc. wiatrem	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
5	STA5	obc. śniegiem	Konstrukcyjne	Statyka liniowa
6		KOMB1		Kombinacja liniowa
7		KOMB2		Kombinacja liniowa

Obciążenia - Wartości

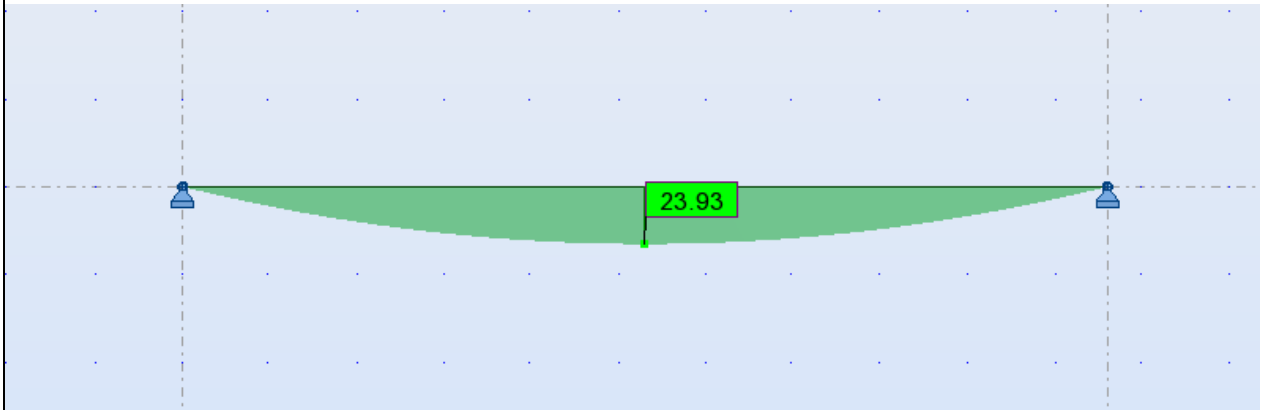
- Przypadki: 1do7

	Przypadek	Typ obciążenia	Lista	Wartość obciążenia
	1	ciężar własny	1	PZ Minus Wsp=1,00
	2	obciąż. jednorodne	1	PZ=-1,24(kN/m)
	3	obciąż. jednorodne	1	PZ=-0,80(kN/m)
	4	obciąż. jednorodne	1	PZ=-0,36(kN/m)
	5	obciąż. jednorodne	1	PZ=-2,11(kN/m)

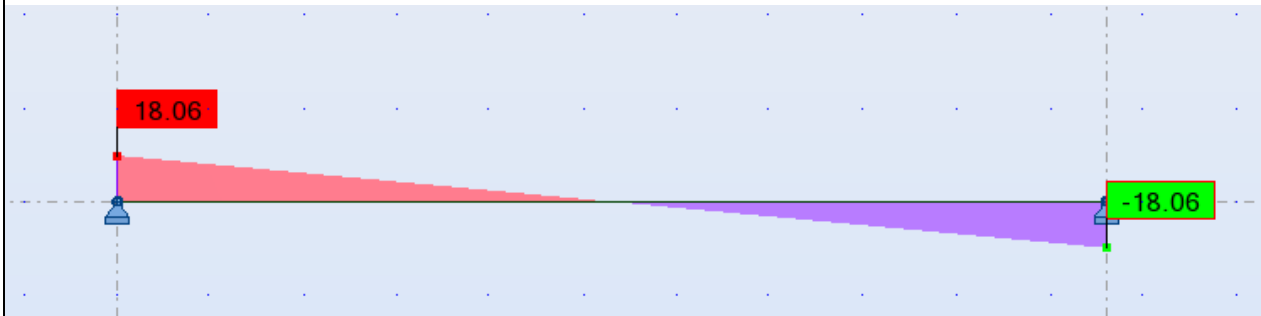
Kombinacje ręczne

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI						STRONA:	K59.
- Przypadki: 6 7							
Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombinacji	Natura przypadku	Definicja		
6 (K)	KOMB1	Kombinacja liniowa	SG N		$(1+2)*1.35+(3+4+5)*1$	50	
7 (K)	KOMB2	Kombinacja liniowa	SG U		$(1+2+3+4+5)*1$	100	

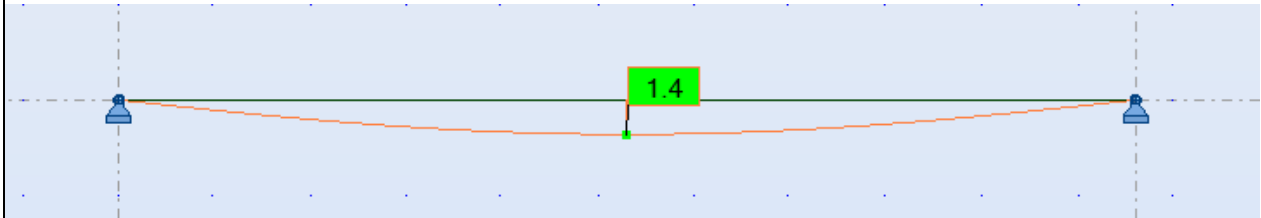
Wykres momentów zginających [kNm]



Wykres sił tnących [kN]



Deformacja [cm]



OBLICZENIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

NORMA: *PN-EN 1995-1:2005/A1:2008*TYP ANALIZY: *Weryfikacja prętów*

GRUPA:

PRĘT: 1 Pręt drewniany_1

PUNKT: 2

WSPÓŁRZĘDNA: $x = 0.50 L = 2.65 \text{ m}$

OBCIĄŻENIA:

Decydujący przypadek obciążenia: 6 KOMB1 $(1+2)*1.35+(3+4+5)*1.50$

MATERIAŁ GL36c

 $g_M = 1.25$ $f_{m,0,k} = 36.00 \text{ MPa}$ $f_{t,0,k} = 22.50 \text{ MPa}$ $f_{c,0,k} = 29.00 \text{ MPa}$ $f_{v,k} = 3.80 \text{ MPa}$ $f_{t,90,k} = 0.50 \text{ MPa}$ $f_{c,90,k} = 3.30 \text{ MPa}$ $E_{0,\text{moyen}} = 14700.00 \text{ MPa}$ $E_{0,05} = 11900.00 \text{ MPa}$ $G_{\text{moyen}} = 850.00 \text{ MPa}$

Klasa użyteczności: 1

 $\beta_a = 1.00$ 

PARAMETRY PRZEKROJU: PROST_15

 $h_t = 26.0 \text{ cm}$ $b_f = 16.0 \text{ cm}$ $e_a = 8.0 \text{ cm}$ $e_s = 8.0 \text{ cm}$ $A_y = 158.48 \text{ cm}^2$ $I_y = 23434.67 \text{ cm}^4$ $W_{ely} = 1802.67 \text{ cm}^3$ $A_z = 257.52 \text{ cm}^2$ $I_z = 8874.67 \text{ cm}^4$ $W_{elz} = 1109.33 \text{ cm}^3$ $A_x = 416.00 \text{ cm}^2$ $I_x = 21896.3 \text{ cm}^4$

NAPRĘŻENIA

 $\sigma_{m,y,d} = M_y/W_y = 23.93/1802.67 = 13.28 \text{ MPa}$

NAPRĘŻENIA DOPUSZCZALNE

 $f_{m,y,d} = 18.79 \text{ MPa}$

Współczynniki i parametry dodatkowe

 $k_{h,y} = 1.09$ $k_{\text{mod}} = 0.60$ $K_{\text{sys}} = 1.00$ 

PARAMETRY ZWICHRZENIOWE:

PARAMETRY WYBOCZENIOWE:



względem osi Y:



względem osi Z:

FORMUŁY WERYFIKACYJNE:

 $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 13.28/18.79 = 0.71 < 1.00 \quad (6.11)$

PRZEMIESZCZENIA GRANICZNE



Ugięcia

 $u_{fin,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 2.7 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0.6)*4 + 1(1+0.6)*5$ $u_{fin,z} = 2.2 \text{ cm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 2.7 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: $1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0.6)*4 + 1(1+0.6)*5$ 

Przemieszczenia

 $v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{max,x} = L/150.00 = 3.5 \text{ cm}$

Zweryfikowano

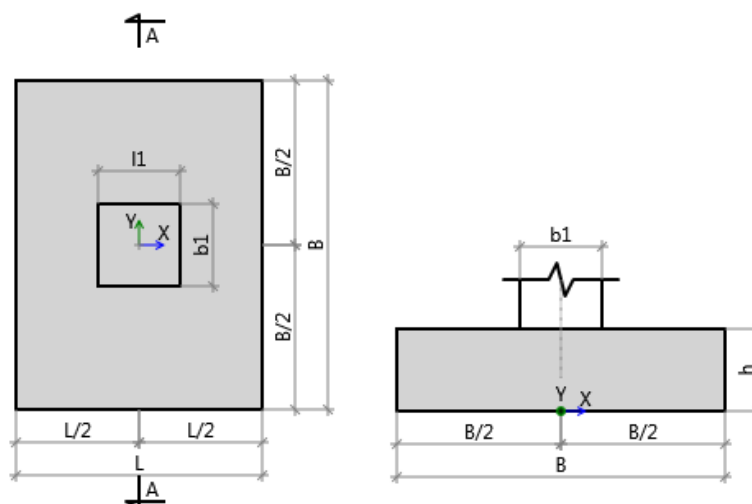
Decydujący przypadek obciążenia: KOMB2 $(1+2+3+4+5)*1.00$ $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{max,y} = L/150.00 = 3.5 \text{ cm}$

Zweryfikowano

Decydujący przypadek obciążenia: KOMB2 $(1+2+3+4+5)*1.00$ **Profil poprawny !!!**

Obliczenia dla fundamentu: Stopa fundamentowa

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

Geometria fundamentu - Stopa prostokątna

Szerokość fundamentu	B	= 2,00 m
Długość fundamentu	L	= 1,50 m
Wysokość fundamentu	H	= 0,50 m
Obciążenia z lewego słupa	l1	= 0,50 m
	b1	= 0,50 m
Pozycja słupa	e _{x1}	= 0,00 m
	e _y	= 0,00 m

Profil gruntu

Nr	Name	Z	H	γ_{soil}	γ_s	γ_d	φ'	C'	C_u	M_{oi}	M_i
		[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[deg]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	Gлина пыlasta	-5,00	5,00	20,00	26,80	20,00	0,27	0,00	27,12	26127,0 3	34836,0 4

Poziom posadowienia fundamentu $z_{FL} = -1,50$ m

Fundament monolityczny

Głębokość nieplanowanego wykopu przed czołem fundamentu $h_{soil} = 1,00$ m

Obciążenia

Obciążenia wymiarujące:

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI								STRONA:	K62.
Nr	Nazwa	Stan graniczny	V _A [kN]	H _{xA} [kN]	H _{yA} [kN]	M _{xA} [kNm]	M _{yA} [kNm]	q [kPa]	
1	ULS1	ULS	150,00	0,00	18,00	0,00	43,00	0,00	
2	SLS1	SLS	111,00	0,00	13,00	0,00	31,00	0,00	

Weryfikacja osiadania

Krytyczny SLS1

s < S_{allow} **Spełnia**

No	Z [m]	H [m]	σ _{zp} [kN/m²]	σ' _{zp} [kN/m²]	σ _{zq} [kN/m²]	σ _{zsi} [kN/m²]	σ _{zdi} [kN/m²]	S _i [mm]
1	-1,50	0,00	30,00	-30,00	92,82	-30,00	62,82	0,00
2	-2,00	1,00	40,00	-26,83	83,03	-26,83	56,19	2,92
3	-3,00	1,00	60,00	-12,09	37,40	-12,09	25,31	1,32
4	-4,00	1,00	80,00	-5,69	17,60	-5,69	11,91	0,62

Natychmiastowe osiadanie

Osiadanie konsolidacyjne

Całkowite osiadanie

Dopuszczalne osiadanie

$s_0 = \sum (\sigma_{zdi} \cdot h_i / M_{oi}) = 3,58 \text{ mm}$
 $s_1 = \sum (\lambda \cdot \sigma_{zsi} \cdot h_i / M_i) = 1,28 \text{ mm}$
 $s = s_0 + s_1 = 4,86 \text{ mm}$
 $S_{allow} = 20,00 \text{ mm}$

Sprawdzenie różnicy osiadań

Krytyczny SLS1

S_{max} – S_{min} < S_{diff} **Spełnia**

Całkowite maksymalne osiadanie	$S_{\max} = 1,15 \text{ mm}$
Całkowite minimalne osiadanie	$S_{\min} = 0,45 \text{ mm}$
Dopuszczalna różnica osiadań	$S_{\text{diff}} = 20,00 \text{ mm}$

Obliczenia zgodne z normą PN-EN 1997-1:2008

The diagram shows a beam of total width B with a central notch of width b_1 . The notch is centered, with $B/2$ on either side. A coordinate system (X, Y) is shown at the center of the beam, with X pointing right and Y pointing up. The cross-section view on the right shows the beam's profile with the notch and the coordinate system (X, Y) at the center of the remaining material.

Szerokość fundamentu	B	= 0,90 m
Wysokość fundamentu	H	= 0,35 m
Przyłożenie obciążenia	b1	= 0,25 m
	e _y	= 0,00 m

Nr	Name	Z	H	γ_{soil}	γ_s	γ_d	ϕ'	C'	C _u	M _{Oi}	M _i
		[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[deg]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	Gлина pyl. zw.	-4,50	4,50	19,00	27,10	19,00	0,36	0,00	37,35	38764,2 8	43071,4 2

Poziom posadowienia fundamentu	$z_{FL} = -1,50 \text{ m}$
Fundament	monolityczny
Głębokość nieplanowanego wykopu przed czołem fundamentu	$h_{soil} = 1,00 \text{ m}$

Obciążenia wymiarujące:

Nr	Nazwa	Stan graniczny	V [kN]	H _y [kN]	M _y [kNm]	q [kPa]
----	-------	----------------	-----------	------------------------	-------------------------	------------

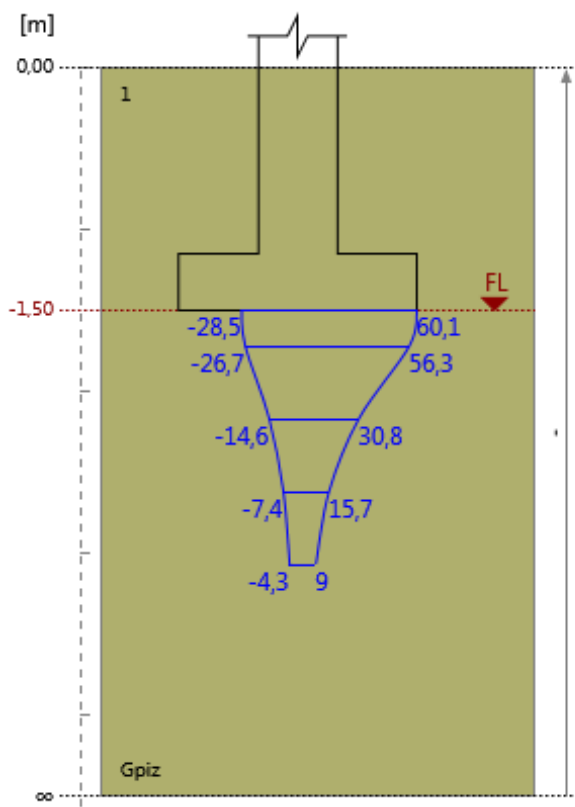
PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI							STRONA:	K65.
1	ULS1	ULS	50,00	0,00	0,00	0,00		
2	SLS1	SLS	35,00	0,00	0,00	0,00		

Weryfikacja osiadania

Krytyczny SLS1

$s < s_{allow}$ **Spełnia**

No	Z [m]	H [m]	σ_{zp} [kN/m ²]	σ'_{zp} [kN/m ²]	σ_{zq} [kN/m ²]	σ_{zsi} [kN/m ²]	σ_{zdi} [kN/m ²]	s_i [mm]
1	-1,50	0,00	28,50	-28,50	88,56	-28,50	60,06	0,00
2	-1,73	0,45	32,78	-26,73	83,06	-26,73	56,33	0,93
3	-2,18	0,45	41,33	-14,60	45,36	-14,60	30,76	0,51
4	-2,63	0,45	49,88	-7,45	23,14	-7,45	15,69	0,26
5	-3,08	0,45	58,43	-4,28	13,31	-4,28	9,03	0,15



Natychmiastowe osiadanie

$$s_0 = \sum (\sigma_{zdi} * h_i / M_{oi}) = 1,30 \text{ mm}$$

Osiadanie konsolidacyjne

$$s_1 = \sum (\lambda * \sigma_{zsi} * h_i / M_i) = 0,55 \text{ mm}$$

Całkowite osiadanie

$$s = s_0 + s_1 = 1,85 \text{ mm}$$

Dopuszczalne osiadanie

$$s_{allow} = 20,00 \text{ mm}$$

Sprawdzenie różnicy osiadań

Krytyczny SLS1

$$s_{max} - s_{min} < s_{diff} \text{ **Spełnia**}$$

Całkowite maksymalne osiadanie

$$s_{max} = 0,61 \text{ mm}$$

Całkowite minimalne osiadanie

 $S_{\min} = 0,61 \text{ mm}$

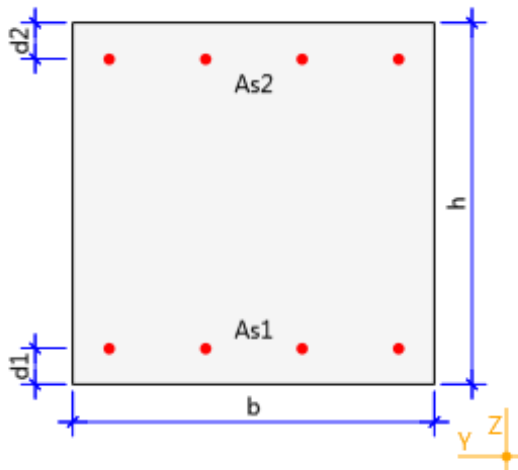
Dopuszczalna różnica osiadań

 $S_{\text{diff}} = 20,00 \text{ mm}$

Obliczenia : Wymiarowanie : SŁUP 500x500

Obliczenia zgodnie z wymaganiami EUROCODE2 1992-1-1:2004

Załącznik krajowy: Polski

Typ przekroju: Prostokątny**Wymiary przekroju:** $b = 50 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d_1 = 5 \text{ cm}$ $d_2 = 5 \text{ cm}$ **Klasa betonu C20/25** $f_{ck} = 20 \text{ MPa};$ $\gamma_c = 1,4;$ $f_{cd} = 14,286 \text{ MPa};$ **Klasa stali zbrojenia podłużnego B 500 B** $f_{yk} = 500 \text{ MPa};$ $\gamma_s = 1,15;$ $f_{yd} = 434,783 \text{ MPa};$ **Obciążenia:**

Name	M, [kNm]	N, [kNm]
SGN 1	145	-215
SGU 1	107	-159

Udział obciążeń długotrwałych 100 %

W obliczeniach uwzględniono imperfekcje geometryczne i efekty drugiego rzędu na podstawie metody krzywizny nominalnej [punkt 5.8.8].

 $l_y = 1 \text{ m}$

efektywna długość wyboczeniowa kolumny dla kierunku Y

 $\beta_y = 1$

współczynnik wyboczeniowy dla kierunku Y

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,4 mm

W obliczeniach uwzględniono warunek na minimalne pole powierzchni zbrojenia

Użyto symetrycznego zbrojenia.

Wyniki dla krytycznego obciążenia SGN dla As1: $A_{s1} = 6,112 \text{ cm}^2 \text{ (4}\varnothing 16\text{)}$ $A_{s2} = 6,112 \text{ cm}^2 \text{ (4}\varnothing 16\text{)}$ $e_y = -67,442 \text{ cm}$ $e_{1y} = 2 \text{ cm}$ $e_{2y} = 0 \text{ cm}$ $e_{y_tot} = -69,442 \text{ cm}$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

mimośród od obciążeń zewnętrznych w kierunku Y

mimośród od imperfekcji geometrycznych dla kierunku Y

mimośród od efektów drugiego rzędu dla kierunku Y

całkowity mimośród w kierunku Y

Wyniki dla krytycznego obciążenia SGN dla As2:

$$A_{s1} = 6,112 \text{ cm}^2 (4\emptyset 16)$$

$$A_{s2} = 6,112 \text{ cm}^2 (4\emptyset 16)$$

$$e_y = -67,442 \text{ cm}$$

$$e_{iy} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{2y} = 0 \text{ cm}$$

$$e_{y_tot} = -69,442 \text{ cm}$$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

mimośród od obciążeń zewnętrznych w kierunku Y

mimośród od imperfekcji geometrycznych dla kierunku Y

mimośród od efektów drugiego rzędu dla kierunku Y

całkowity mimośród w kierunku Y

Rezultaty końcowe:

$$A_{s1} = 7,531 \text{ cm}^2 (4\emptyset 16)$$

$$A_{s2} = 6,112 \text{ cm}^2 (4\emptyset 16)$$

$$\rho = 0,648 \%$$

$$\rho_{min} = 0,2 \%$$

$$\rho_{max} = 4 \%$$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

stopień zbrojenia

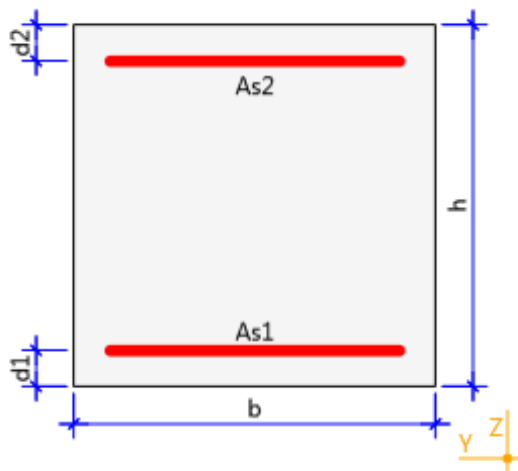
minimalny stopień zbrojenia

maksymalny stopień zbrojenia

Obliczenia : Nośność : Ściskanie/rozciąganie mimośrodowe 1

Obliczenia zgodnie z wymaganiami EUROCODE2 1992-1-1:2004

Załącznik krajowy: Polski

Typ przekroju: Prostokątny**Wymiary przekroju:**

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 5 \text{ cm}$$

Klasa betonu C20/25

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 14,286 \text{ MPa};$$

Klasa stali zbrojenia podłużnego B 500 B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa};$$

Zbrojenie:

Ograniczenie szerokości rozwarcia rys 0,4 mm

Powierzchnia zbrojenia dolnego $A_{s1} = 7,531 \text{ cm}^2$ Powierzchnia zbrojenia górnego $A_{s2} = 6,112 \text{ cm}^2$ Mimośród $e = 5 \text{ cm}$

W obliczeniach uwzględniono imperfekcje geometryczne i efekty drugiego rzędu na podstawie metody krzywizny nominalnej [punkt 5.8.8].

$$l_y = 1 \text{ m}$$

efektywna długość wyboczeniowa kolumny dla kierunku Y

$$\beta_y = 1$$

współczynnik wyboczeniowy dla kierunku Y

$$e_{1y} = 0 \text{ cm}$$

mimośród od imperfekcji geometrycznych dla kierunku Y

$$e_{2y} = 0 \text{ cm}$$

mimośród od efektów drugiego rzędu dla kierunku Y

Rezultaty dla obliczeń SGN:

$$M_{\max} = -26,196 \text{ kNm}$$

moment odpowiadający sile $N_{\max}$

$$M_{\min} = 150,014 \text{ kNm}$$

moment odpowiadający sile $N_{\min}$

$$N_{\max} = 523,925 \text{ kN}$$

maksymalna siła osiowa dla zadanego "e"

$$N_{\min} = -3000,278 \text{ kN}$$

minimalna siła osiowa dla zadanego "e"

$$e_{y_tot} = 0 \text{ cm}$$

mimośród całkowity dla kierunku Y

$$\rho = 0,549 \%$$

stopień zbrojenia

$$\rho_{\min} = 0,2 \%$$

minimalny stopień zbrojenia

$$\rho_{\max} = 4 \%$$

maksymalny stopień zbrojenia

Rezultaty dla obliczeń SGU:

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

$$N_{k \max} = 1378,659 \text{ kN}$$

maksymalna charakterystyczna siła osiowa

$$M_{k \max} = 68,933 \text{ kNm}$$

maksymalny moment charakterystyczny

$$x_{II} = 0 \text{ cm}$$

wysokość strefy ściskanej w fazie II

$$I_{II} = 56066,516 \text{ cm}^4$$

moment bezwładności przekroju zarysowanego

$$\sigma_{s1} = \alpha_e [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 1830,543 \text{ MPa}$$

naprężenia w stali 1 w fazie II

$$\sigma_{s2} = \alpha_e [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = 1830,543 \text{ MPa}$$

naprężenia w stali 2 w fazie II

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = 5,515 \text{ MPa}$$

naprężenia w betonie w fazie II

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 4,928 \text{ MPa}$$

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

Obliczenia : Wymiarowanie nadproża

Obliczenia zgodnie z wymaganiami EUROCODE2 1992-1-1:2004

Załącznik krajowy: Polski

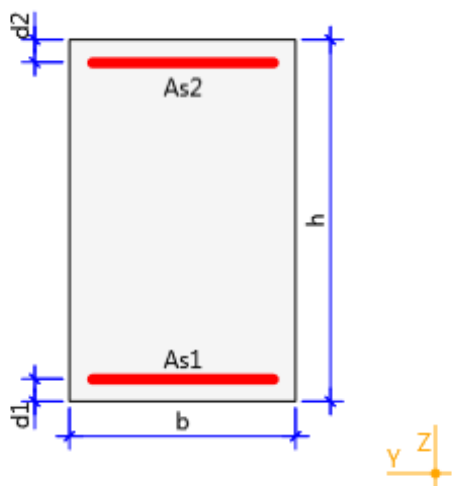
Typ przekroju: Prostokątny**Wymiary przekroju:**

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ cm}$$

**Klasa betonu C20/25**

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa};$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$f_{cd} = 14,286 \text{ MPa};$$

Klasa stali zbrojenia podłużnego B 500 B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$$

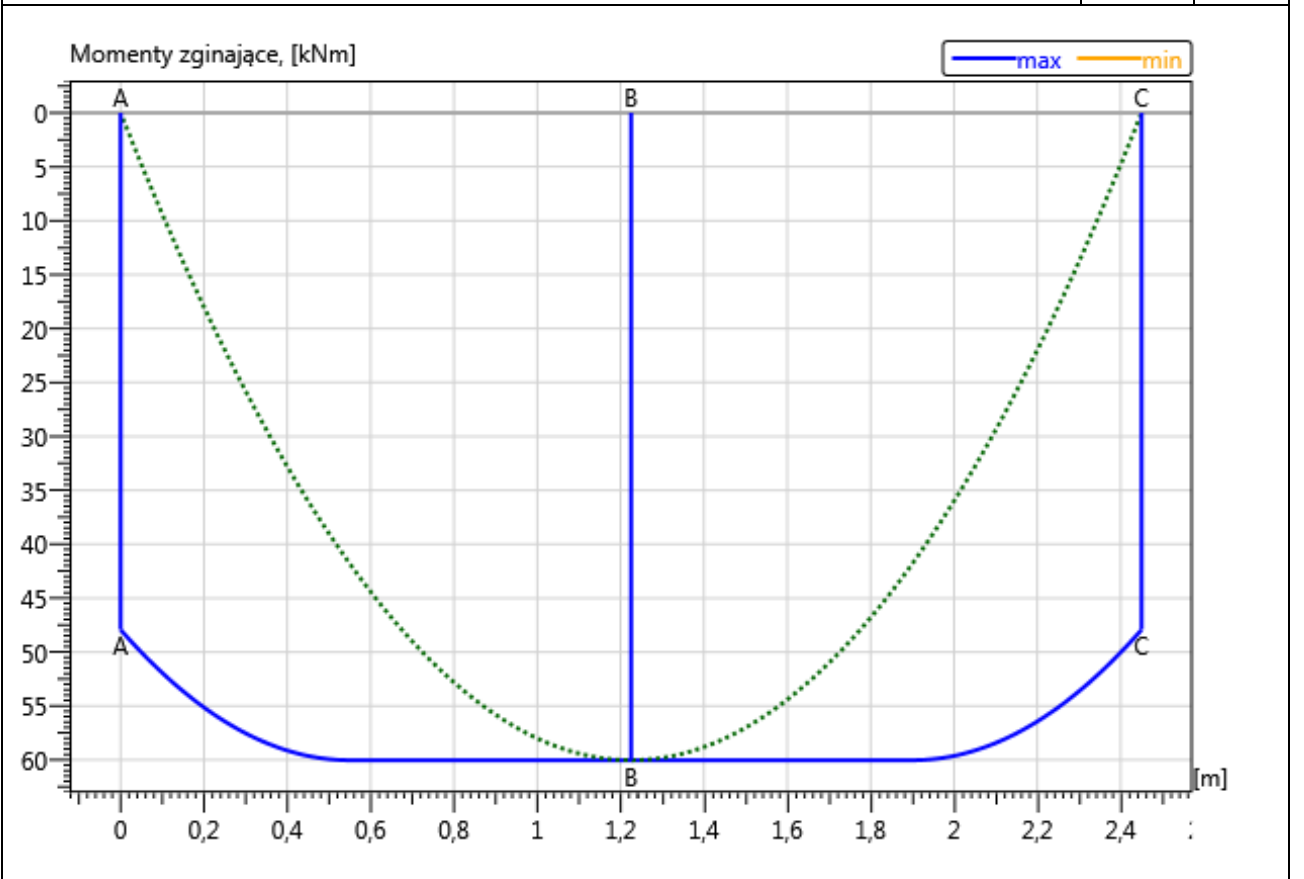
$$\gamma_s = 1,15;$$

$$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa};$$

Obwiednia tworzona na podstawie przypadków obciążeń

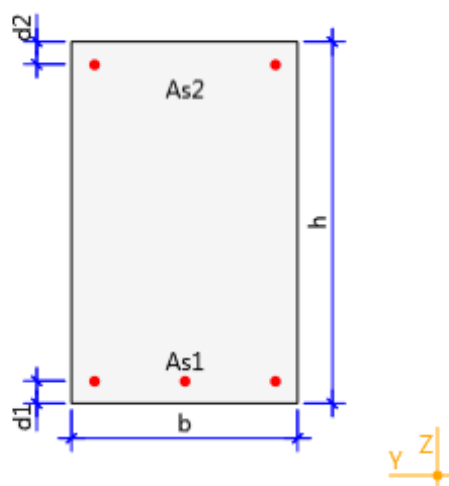
Nazwa	M_A , [kNm]	M_C , [kNm]	q , [kN/m ²]	P , [kN]	a , [m]
Nazwa	M_A , [kNm]	M_C , [kNm]	q , [kN/m ²]	P , [kN]	a , [m]

Wykres momentów zginających



Przekrój	Pozycja, [m]	M ₁ , [kNm]	M ₂ , [kNm]	As _{1,req} , [cm ²]	As _{2,req} , [cm ²]	As _{1,prov}	As _{2,prov}
A-A	0	47,925	0	3,145	0	3Ø12	2Ø12
C-C	2,45	47,925	0	3,145	0	3Ø12	2Ø12
B-B	1,225	60,025	0	3,985	0	4Ø12	2Ø12

Przekrój A-A



Przekrój w punkcie:
X_{A-A} = 0 m

Obciążenia:

SGN $M_{max} = 47,925 \text{ kNm}$; $M_{min} = 0 \text{ kNm}$

SGU $Mk_{max} = 0 \text{ kNm}$; $Mk_{min} = 0 \text{ kNm}$

Udział obciążeń długotrwałych 100 %

Rezultaty:

$A_{s1} = 3,145 \text{ cm}^2$ (3Ø12)

$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$ (2Ø12)

$x = 7,137 \text{ cm}$

$\varepsilon_{cu} = -0,376 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{s1} = 1,6 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{s2} = -0,244 \text{ ‰}$

$I_{II} = 22361,791 \text{ cm}^4$

$w_k = 0,224 \text{ mm}$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

wysokość strefy ściskanej

odkształcenia w betonie w strefie ściskanej

odkształcenia w stali rozciąganej

odkształcenia w stali ściskanej

moment bezwładności przekroju zarysowanego

maksymalna szerokość rozwarcia rys

Rezultaty dla obliczeń SGU:

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$w_k = 0,224 \text{ mm}$

$x_{II} = 7,137 \text{ cm}$

$I_{II} = 22361,791 \text{ cm}^4$

$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -11,281 \text{ MPa}$

$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 319,942 \text{ MPa}$

$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -48,861 \text{ MPa}$

$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 4,972 \text{ MPa}$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

wysokość strefy ściskanej w fazie II

moment bezwładności przekroju zarysowanego

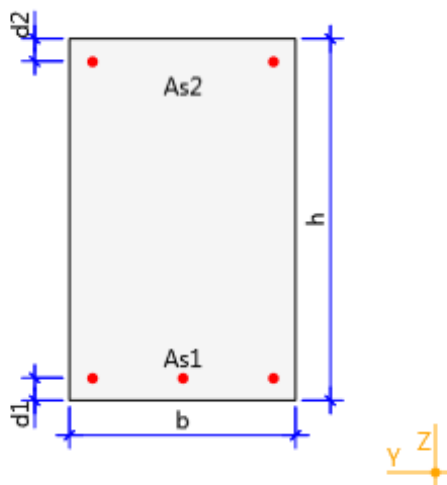
naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

Przekrój C-C



Przekrój w punkcie:

$X_{C-C} = 2,45 \text{ m}$

Obciążenia:

SGN $M_{max} = 47,925 \text{ kNm}$; $M_{min} = 0 \text{ kNm}$

SGU $M_{k_{max}} = 0 \text{ kNm}$; $M_{k_{min}} = 0 \text{ kNm}$
 Udział obciążeń długotrwałych 100 %

Rezultaty:

$$A_{s1} = 3,145 \text{ cm}^2 \text{ (3}\varnothing 12\text{)}$$

$$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2 \text{ (2}\varnothing 12\text{)}$$

$$x = 7,137 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{cu} = -0,376 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = 1,6 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s2} = -0,244 \text{ ‰}$$

$$I_{II} = 22361,791 \text{ cm}^4$$

$$w_k = 0,224 \text{ mm}$$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego
 teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego
 wysokość strefy ściskanej
 odkształcenia w betonie w strefie ściskanej
 odkształcenia w stali rozciąganej
 odkształcenia w stali ściskanej
 moment bezwładności przekroju zarysowanego
 maksymalna szerokość rozwarcia rys

Rezultaty dla obliczeń SGU:

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_k = 0,224 \text{ mm}$$

$$x_{II} = 7,137 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 22361,791 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -11,281 \text{ MPa}$$

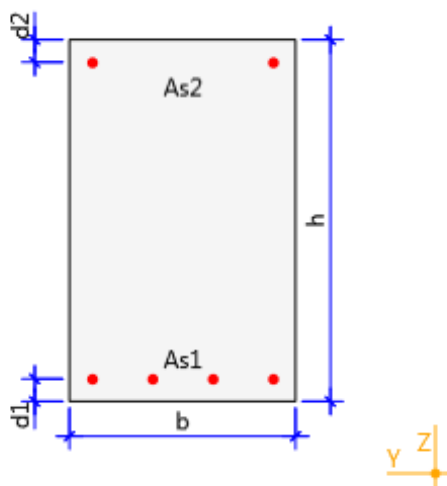
$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 319,942 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -48,861 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 4,972 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys
 wysokość strefy ściskanej w fazie II
 moment bezwładności przekroju zarysowanego
 naprężenia w betonie w fazie II
 naprężenia w stali 1 w fazie II
 naprężenia w stali 2 w fazie II
 naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

Przekrój B-B



Przekrój w punkcie:

$$X_{B-B} = 1,225 \text{ m}$$

Obciążenia:

$$SGN M_{max} = 60,025 \text{ kNm}; M_{min} = 0 \text{ kNm}$$

$$SGU M_{k_{max}} = 0 \text{ kNm}; M_{k_{min}} = 0 \text{ kNm}$$

Udział obciążeń długotrwałych 100 %

Rezultaty:

$$A_{s1} = 3,985 \text{ cm}^2 (4\emptyset 12)$$

$$A_{s2} = 0 \text{ cm}^2 (2\emptyset 12)$$

$$x = 7,928 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{cu} = -0,427 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = 1,593 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s2} = -0,292 \text{ ‰}$$

$$I_{II} = 27384,839 \text{ cm}^4$$

$$w_k = 0,201 \text{ mm}$$

teoretyczna powierzchnia zbrojenia dolnego

teoretyczna powierzchnia zbrojenia górnego

wysokość strefy ściskanej

odkształcenia w betonie w strefie ściskanej

odkształcenia w stali rozciąganej

odkształcenia w stali ściskanej

moment bezwładności przekroju zarysowanego

maksymalna szerokość rozwarcia rys

Rezultaty dla obliczeń SGU:

Obliczenia zarysowania zgodne z: EN 1992-1-1

$$w_k = 0,201 \text{ mm}$$

$$x_{II} = 7,928 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 27384,839 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -12,816 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 318,696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -58,495 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 6,126 \text{ MPa}$$

maksymalna szerokość rozwarcia rys

wysokość strefy ściskanej w fazie II

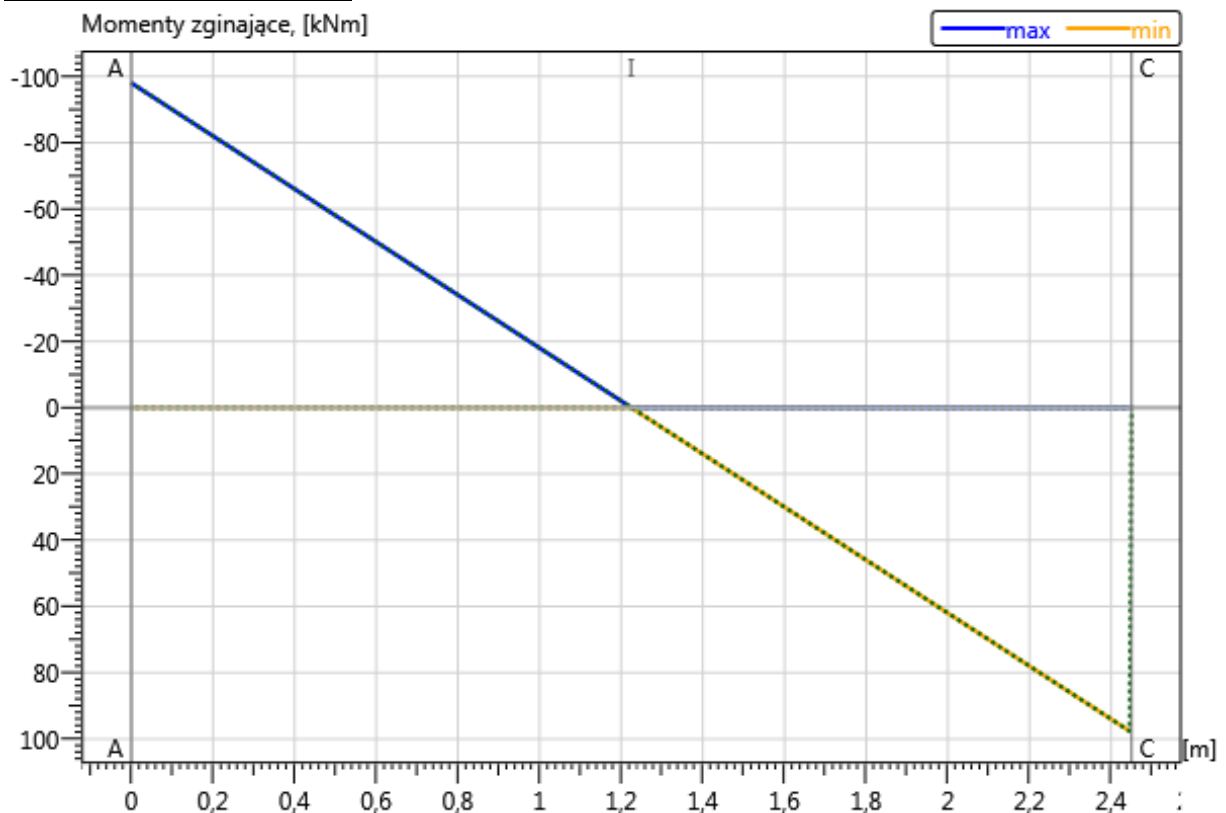
moment bezwładności przekroju zarysowanego

naprężenia w betonie w fazie II

naprężenia w stali 1 w fazie II

naprężenia w stali 2 w fazie II

naprężenia rozciągające w betonie w fazie I

Wykres siły ścinającej

Obszar	V [kN]	Długość [m]	Liczba	Rozstaw strzemion [cm]
I	98	2,45	11Ø8	26

Obszar I**Obciążenia:**

$SGN V = 98 \text{ kN}; N = 0 \text{ kN}$

$A_{sl} = 2,262 \text{ cm}^2$

Liczba ramion strzemion = 2

Kąt nachylenia strzemion $\alpha = 90 \text{ deg}$

$\text{ctg } \theta = 2$

$k_1 = 0,15$

$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c$

Rezultaty:

$V_{Rd,c} = 29,18 \text{ kN}$

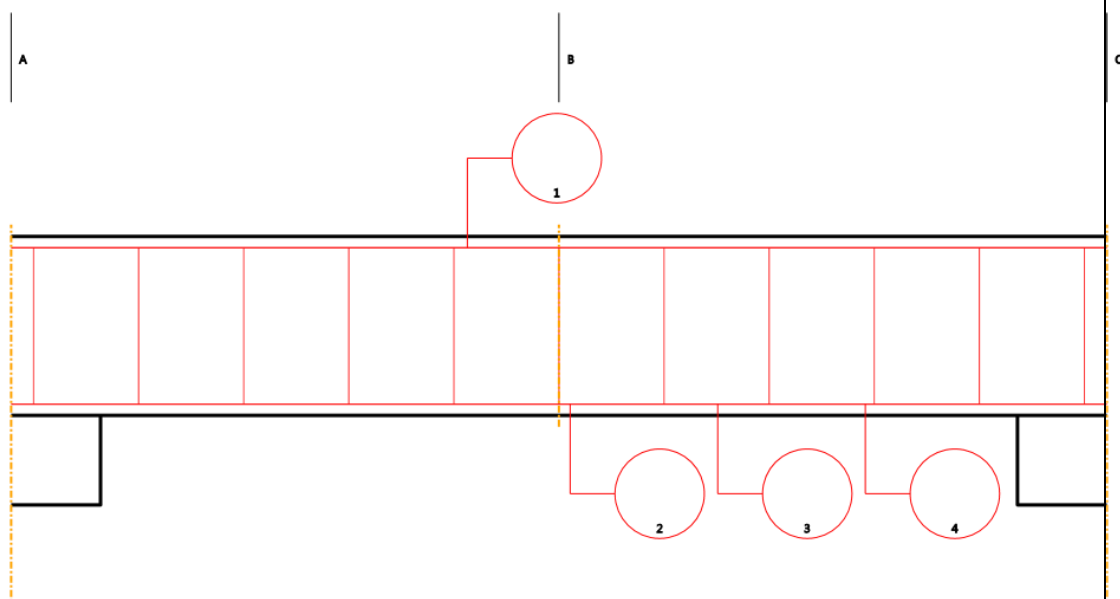
2 ramiona x Ø 8

Długość strefy = 2,45 m

Rozstaw strzemion = 0,26 m

Ilość strzemion w strefie = 11

strzemiona

Zbrojenie

No.	Typ	Klasa stali	Ø	Całkowita długość pręta [m]	L.bd.left [m]	L.bd.rigth [m]	Liczba
1	Górne (konstrukcyjne)	B 500 B	12	2,6	0,28	0,32	2
2	Dolne	B 500 B	12	2,14	0,32	0,32	1
3	Dolne	B 500 B	12	2,6	0,28	0,32	1
4	Dolne (konstrukcyjne)	B 500 B	12	2,6	0,28	0,32	2
5	Strzemiona	B 500 B	8	0	0	0	11

PROJEKT BUDOWLANY KONSTRUKCJI		STRONA:	K76.
Projektant : mgr inż. Piotr Frosztęga			