

I Spis treści

1. Założenia konstrukcyjne.....	2
2. Projekt wstępny.....	3
2.1. Płyta.....	3
2.2. Żebro.....	4
3. Projekt techniczny płyty.....	5
4. Projekt techniczny żebra.....	8
4.1 Schemat statyczny żebra.....	8
4.2. Wymiarowanie żebra ze względu na zginanie.....	8
4.3. Wymiarowanie żeber na ścinanie.....	11
4.4. Sprawdzenie ścinania między średnikiem a półką [6.2.4 EC2].....	13
4.5. Stan graniczny użyteczności żebra.....	14
4.5.1. Sprawdzenie ugięcia żebra.....	14
4.5.2. Sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy.....	15
5. Obliczenie długości zakotwień i zakładów.....	17
5.1. Zbrojenie płyty.....	17
5.1. Zbrojenie żebra.....	17

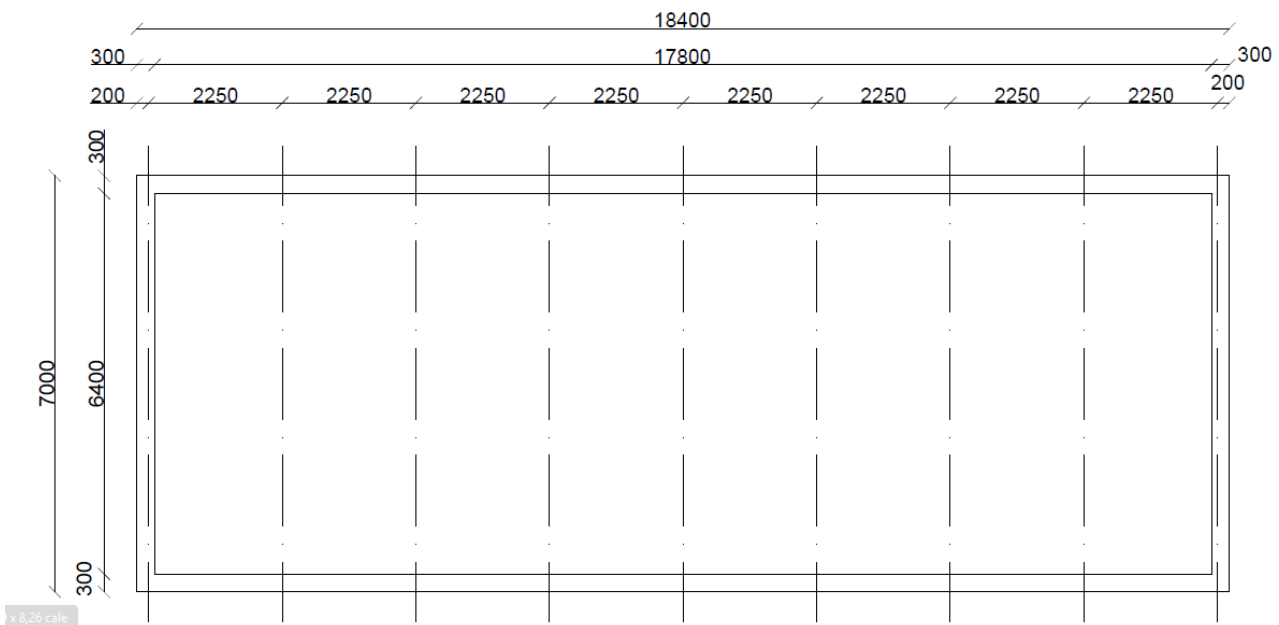
1. Założenia konstrukcyjne

Przedmiotem projektu jest hala magazynowa żelbetowa w której przyjęto następujące założenia konstrukcyjne

- Elementy posadzki:

Warstwa	Ciężar objętościowy [kN/m^3]	Grubość [cm]	g_k [kN/m^2]
Posadzka epoksydowa	14	0,2	0,028
Jastrych cementowy	20	4	0,800
Folia PE	-	-	0,014
$\Sigma=$			0,84

- Wymiary hali: 18,4x7m



- Obciążenia:

- użytkowe: $p_k = 7,5 kN/m^2$
- ciężar instalacji: $0,2 kN/m^2$

- Klasa ekspozycji: XC1

- Beton - klasa: C25/30

- $f_{ck} = 25 MPa$, $f_{cm} = 33 MPa$, $f_{ctm} = 2,6 MPa$, $f_{ctk,0,05} = 1,8 MPa$

- $f_{cd} = \frac{25 MPa}{1,4} = 17,9 MPa$ $f_{ctd} = \frac{1,8 MPa}{1,4} = 1,29 MPa$

- Stal: B500SP, AIIIIN:

- $f_{yk} = 500 MPa$

- $f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa$

2. Projekt wstępny

2.1. Płyta

Wstępnie przyjęto zbrojenie w dwóch rzędach prętami $\varnothing 10$

$$s_{l,min} = 20 \text{ mm}$$

Obliczenia otuliny:

- Obliczenie nominalnego otulenia c_{nom}

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

- Obliczenie minimalnego otulenia

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} + \Delta c_{dur,st} + \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

$$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$$

Przyjęto klasę konstrukcji S4 dla projektowanego okresu użytkowania 50 lat, którą dla płyty ze względu na kształt obniżono do S3

$$c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$$

Przyjęto:

$$\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max \{ 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm} + 0 \text{ mm} + 0 \text{ mm} + 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \} = 10 \text{ mm}$$

- Przyjęto odchyłkę otulenia $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

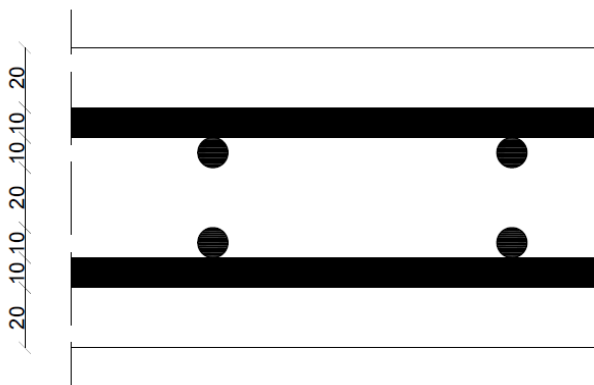
- $c_{nom} = 10 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$

Dla betonu C25/30 i stopnia zbrojenia $\rho = 0,50\%$ dla przęsła skrajnego:

$$\max l_{eff} / d = 26 \cdot 1,3 = 33,8 \Rightarrow d \geq 2,25 / 33,8 = 0,067 \text{ m} = 6,7 \text{ cm}$$

$$h > c_{nom} + \phi / 2 + d = 20 + 5 + 66 = 91 \text{ mm}$$

przyjęto płytę o grubości 100 mm



dla tego wymiaru płyty:

$$g_k = 0,84 + 0,2 + 0,10 \cdot 25 = 3,54 \text{ kN/m}^2$$

kombinacje obciążeń:

$$1,35 g_k + 1,5 p_k = 1,35 \cdot 3,54 + 1,50 \cdot 7,5 = 16,03 \text{ kN/m}^2$$

2.2. Żebro

Obliczenia otuliny:

- Obliczenie nominalnego otulenia c_{nom}

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

- Obliczenie minimalnego otulenia

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} + \Delta c_{dur,st} + \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\}$$

$$c_{min,b} = 20\text{ mm}$$

Przyjęto klasę konstrukcji S4 dla projektowanego okresu użytkowania 50 lat.

$$c_{min,dur} = 15\text{ mm}$$

Przyjęto:

$$\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0\text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{20\text{ mm}; 15\text{ mm} + 0\text{ mm} + 0\text{ mm} + 0\text{ mm}; 10\text{ mm}\} = 20\text{ mm}$$

- Przyjęto odchyłkę otulenia $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$

- $c_{nom} = 20\text{ mm} + 10\text{ mm} = 30\text{ mm}$

Żebro pracuje głównie na zginanie.

Przy rozstawie żebrow 2,25 m otrzymuje się jego obciążenie równe $16,03 \cdot 2,25 = 36,1\text{ kN/m}$

Maksymalny moment szacuje się na:

$$M_{max} = 0,125(q+p) \cdot l_{eff}^2 \approx 0,125 \cdot 36,1 \cdot 6,60^2 = 197\text{ kNm}$$

założono stopień zbrojenia $\rho = 1,2\%$ i proporcje boków $b_w/d = 1/2$

$$\xi_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{435 \cdot 0,012}{17,9} = 0,291$$

$$A = \xi_{eff} (1 - 0,5 \xi_{eff}) = 0,282 (1 - 0,5 \cdot 0,282) = 0,249$$

$$A = \frac{M}{f_{cd} b_w d^2} = \frac{M}{f_{cd} b_w^3 \cdot 2^2}$$

$$b_w = \left(\frac{0,197}{17,9 \cdot 2^2 \cdot 0,249} \right)^{1/3} = 0,220\text{ m} \Rightarrow d = 2 b_w = 0,440$$

$$h = d + c_{nom} + \phi_{st} + 0,5 \phi = 0,44 + 0,03 + 0,008 + 0,01 = 0,488\text{ m}$$

przyjęto $b_w = 0,25\text{ m}$ i $h = 0,50\text{ m}$

$$l_{eff}/d = 6,5/0,452 = 14,4$$

$$\max l_{eff}/d = 14,0 \cdot 1,0 = 14,0 < 14,4$$

Ze względu na możliwe problemy z ugięciem zwiększono wymiary żebra:

przyjęto $b_w = 0,25\text{ m}$ i $h = 0,55\text{ m}$

$$l_{eff}/d = 6,5/0,502 = 12,3 < \max l_{eff}/d = 14,0$$

3. Projekt techniczny płyty

Położenie obliczeniowej osi podparcia [5.3.2.2 EC2]:

- ściana:

$$a = \min\{0,5h; 0,5t\} = \min\{0,5 \cdot 0,1 \text{ m}; 0,5 \cdot 0,2 \text{ m}\} = 0,05 \text{ m}$$

- żebro:

$$a = \min\{0,5h; 0,5t\} = \min\{0,5 \cdot 0,1 \text{ m}; 0,5 \cdot 0,25 \text{ m}\} = 0,05 \text{ m}$$

Rozpiętości obliczeniowe przęseł:

$$l_{eff,1,8} = 2,25 - 0,1 - \frac{0,25}{2} + 0,05 + 0,05 = 2,13 \text{ m}$$

$$l_{eff,2-7} = 2,25 - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2} + 0,05 + 0,05 = 2,1 \text{ m}$$

Obciążenia na mb płyty:

$$g_k = 3,54 \text{ kN/m}$$

$$p_k = 7,5 \text{ kN/m}$$

Jako schemat obliczeniowy przyjęto belkę pięcioprzęsłową. Momenty obliczono przy pomocy tablic Winklera.

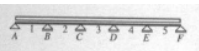
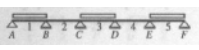
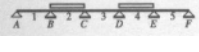
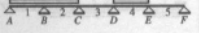
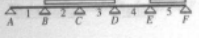
Schemat	Przęsło			Podpora	
	1	2	3	B	C
I 	0,078	0,033	0,046	-0,105	-0,079
II 	0,100	-	0,086	-	-
III 	-	0,079	-	-	-
IV 	-	-	-	-0,120	-
V 	-	-	-	-	-0,111

Tabela 1: Współczynniki do obliczenia momentów

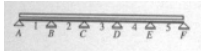
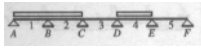
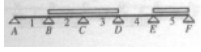
Schemat	Podpora			
	B1	B2	C1	C2
I 	-0,605	0,526	-0,474	0,500
IV 	-0,620	0,598	-	-
V 	-	-	-0,576	0,591

Tabela 2: Współczynniki do obliczenia sił tnących

Obliczenie momentów ekstremalnych:

$$M_{1d} = 0,078 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,11^2 + 0,100 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,11^2 = 6,57 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = 0,033 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,13^2 + 0,079 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,13^2 = 4,71 \text{ kNm}$$

$$M_{3d} = 0,046 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,13^2 + 0,086 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,13^2 = 5,33 \text{ kNm}$$

$$M_{Bd} = -0,105 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \left(\frac{2,13+2,11}{2}\right)^2 - 0,120 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{2,13+2,11}{2}\right)^2 = -8,20 \text{ kNm}$$

$$M_{Cd} = -0,079 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,13^2 - 0,111 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,13^2 = -7,28 \text{ kNm}$$

Obliczenie sił tnących

$$V_{B1d} = -0,605 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,11 - 0,620 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,11 = -20,47 \text{ kN}$$

$$V_{B2d} = 0,526 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,13 + 0,598 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,13 = 19,38 \text{ kN}$$

$$V_{C2d} = -0,474 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,13 - 0,576 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,13 = -18,36 \text{ kN}$$

$$V_{C3d} = 0,500 \cdot 3,34 \cdot 1,35 \cdot 2,13 + 0,591 \cdot 7,5 \cdot 1,5 \cdot 2,13 = 18,96 \text{ kN}$$

65% moment pełnego zamocowania [5.3.2.2.(3)]:

$$0,65 \cdot M_{zd} = 0,65 \cdot (1,35 \cdot 3,34 + 1,5 \cdot 7,5) \cdot 2,11^2 / 8 = 5,70 \text{ kNm}$$

Momenty w licu podpór:

$$M_{Bld} = -8,20 + 19,38 \cdot 0,05 = -7,23 \text{ kNm}$$

$$M_{Cld} = -7,28 + 18,36 \cdot 0,05 = -6,36 \text{ kNm}$$

Zestawienie wartości ekstremalnych momentów oraz wynikających stąd wymaganych powierzchni zbrojenia:

	M_{Ed}	A	ξ_{eff}	ρ	$A_{s1,req}$	rozstaw
Przekrój	[kNm]	[-]	[-]	[%]	[cm ²]	[cm]
1	6,57	0,0635	0,0657	0,270	2,05	24,5
2	4,71	0,0456	0,0466	0,192	1,46	34,5
3	5,33	0,0516	0,0530	0,218	1,66	30,4
B	7,23	0,0699	0,0726	0,299	2,27	22,2
C	6,36	0,0615	0,0635	0,261	1,99	25,3

Przykładowe obliczenia:

[...]

$$\text{rozstaw} = \frac{A_{\phi} \cdot 1m}{A_{s1,req}} = \frac{0,503 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{2,10 \text{ cm}^2} = 24,0 \text{ cm}$$

Przyjęte zbrojenie:

(Przy przyjmowaniu zbrojenia należy mieć na uwadze zalecenia rozdziału 9.3.1 normy EC2)

Przekrój	Zbrojenie	$A_{s1,prov}$ [cm ²]
1	ϕ8 co 20 cm	2,52
2	ϕ8 co 20 cm	2,52
3	ϕ8 co 20 cm	2,52
B	ϕ8 co 15 cm	3,35
C	ϕ8 co 15 cm	3,35

Sprawdzenie ścinania

Maksymalna siła tnąca $V_{Ed} = 20,67 \text{ kN}$

Nośność przekroju na ścinanie:

$$V_{Rd,c} = 0,13 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (6.2 \text{ EC2})$$

Do obliczeń nośności przekroju na ścinanie przyjęto zbrojenie górne $\phi 8$ co 30 cm

$$A_{sl} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{1,68}{100 \cdot 7,6} = 0,221 \% \quad k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/76} = 2,62 > 2 \quad \text{przyjęto } k = 2$$

$$V_{Rd,c} = 0,13 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,00221 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 76 = 34933 \text{ N} = 34,9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

W tej płycie nie wystąpi problemu ze ścinaniem

4. Projekt techniczny żebra

4.1 Schemat statyczny żebra

Schematem statycznym żebra jest belka jednoprzęsłowa. Głębokość oparcia belki na ścianie wynosi $t = 20 \text{ cm}$

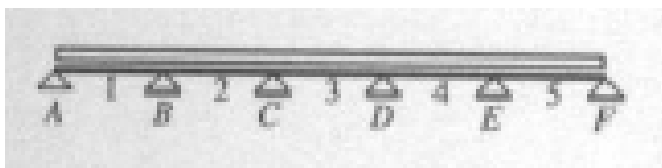
Położenie obliczeniowej osi podparcia [5.3.2.2 EC2]:

$$a = \min\{0,5h; 0,5t\} = \min\{0,5 \cdot 0,55 \text{ m}; 0,5 \cdot 0,2 \text{ m}\} = 0,10 \text{ m}$$

Rozpiętość obliczeniowa wynosi:

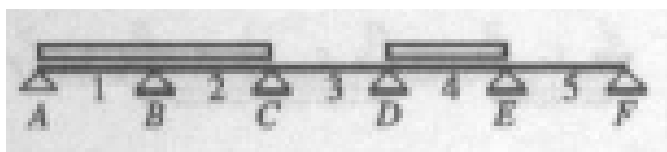
$$l_{\text{eff}} = 6,40 + 0,10 + 0,10 = 6,60 \text{ m}$$

Obciążeniem żebra są reakcje z płyty oraz ciężar własny żebra. Reakcje z płyty wyznaczono za pomocą poniższych schematów statycznych:



$$g_{k,p} = 1,132 \cdot 3,34 \cdot 2,12 = 8,02 \text{ kN}$$

$$g_k = 8,02 + 0,45 \cdot 0,25 \cdot 25 = 10,83 \text{ kN}$$



$$q_k = 1,218 \cdot 7,50 \cdot 2,12 = 19,37 \text{ kN}$$

kombinacje obciążeń:

$$1,35 g_k + 1,50 q_k = 1,35 \cdot 10,83 + 1,50 \cdot 19,37 = 43,68 \text{ kN/m}$$

Schemat obciążeń oraz maksymalne siły wewnętrzne [narysować schemat statyczny wraz z obciążeniami oraz wykresy sił wewnętrznych]:

$$M_{\text{max}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{43,68 \cdot 6,60^2}{8} = 238 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{ql}{2} = \frac{43,68 \cdot 6,60}{2} = 144 \text{ kN}$$

4.2. Wymiarowanie żebra ze względu na zginanie

Obliczenie szerokości efektywnej żebra

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = l_{\text{eff}} = 6,60 \text{ m}$$

Odległość w świetle pomiędzy żebrami i żebrzem a ścianą:

$$2b_1 = 2,25 - 0,1 - \frac{0,25}{2} = 2,03 \text{ m}$$

$$2b_2 = 2,25 - 0,25 = 2,00 \text{ m}$$

Przyjęto półkę o równej długości z każdej strony: $b_1 = b_2 = \frac{2,00 \text{ m}}{2} = 1,00 \text{ m}$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2b_1 + 0,1l_0 \\ 0,2l_0 \\ b_1 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 1,0 + 0,1 \cdot 6,60 = 0,86 \text{ m} \\ 0,2 \cdot 6,60 = 1,32 \text{ m} \\ 1,00 \text{ m} \end{array} \right\} = 0,86 \text{ m} \quad [(5.7a) \text{ EC2}]$$

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w = 2 \cdot 0,86 + 0,25 = 1,97 \quad [(5.7) \text{ EC2}]$$

Wymiarowanie

Odległość osi ciężkości zbrojenia rozciąganego do najbliższej krawędzi przekroju. Przyjęto 1 rząd zbrojenia

$$a_1 = c_{nom} + \phi_s + 0,5\phi = 0,030 \text{ m} + 0,008 \text{ m} + 0,5 \cdot 0,020 \text{ m} = 0,048 \text{ m}$$

Wysokość użyteczna przekroju

$$d = h - a_1 = 0,55 \text{ m} - 0,048 \text{ m} = 0,502 \text{ m}$$

Sprawdzenie teowości przekroju

$$M_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) = 17,9 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,97 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m} (0,502 \text{ m} - 0,5 \cdot 0,10 \text{ m}) = 1594 \text{ kNm} > 238 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Przekrój jest pozornie teowy

Bezwymiarowy współczynnik momentu zginającego

$$S_{c,eff} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{238 \text{ kNm}}{17900 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,97 \text{ m} \cdot (0,502 \text{ m})^2} = 0,0268$$

Względna efektywna wysokość strefy ściskanej betonu

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot S_{c,eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0268} = 0,0272 < 0,50 = \xi_{eff,lim}$$

Wysokość strefy ściskanej betonu

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0272 \cdot 0,502 \text{ m} = 0,0137 \text{ m}$$

Wymagane pole przekroju zbrojenia rozciąganego ze względu na zginanie

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \text{ MPa} \cdot 1,97 \text{ m} \cdot 0,0137 \text{ m}}{435 \text{ MPa}} = 0,00111 \text{ m}^2 = 11,1 \text{ cm}^2$$

Minimalne pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1,min} = \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{2,6 \text{ MPa}}{435 \text{ MPa}} 0,25 \text{ m} \cdot 0,502 \text{ m} = 0,00020 \text{ m}^2 \\ 0,0013 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,502 \text{ m} = 0,00016 \text{ m}^2 \end{array} \right\} = 2,0 \text{ cm}^2$$

Całkowite wymagane pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1,req} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 11,1 \text{ cm}^2 \\ A_{s1,min} = 2,0 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 11,1 \text{ cm}^2 \quad [9.2.1.1 \text{ EC2}]$$

Przyjęto $4 \phi 20$, $A_{s1,prov} = 12,57 \text{ cm}^2$

Maksymalne pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 b h = 0,04 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 55 \text{ cm} = 55 \text{ cm}^2 > A_{s1,prov} \quad [9.2.1.1 \text{ EC2}]$$

Odległość w świetle pomiędzy prętami:

$$s_l = \frac{b - 2c_{nom} - 2\phi_s - n\phi}{n-1} = \frac{0,25 \text{ m} - 2 \cdot 0,03 \text{ m} - 2 \cdot 0,008 \text{ m} - 4 \cdot 0,02 \text{ m}}{4-1} = 0,031 \text{ m} > 0,021 \text{ m} = s_{l,min}$$

Sprawdzenie nośności przekroju

Rzeczywista wysokość strefy ściskanej

$$x_{eff,lim} = \xi_{eff,lim} d = 0,5 \cdot 0,502 \text{ m} = 0,251 \text{ m}$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_{s1,prov}}{f_{cd} b_{eff}} = \frac{435 \text{ MPa} \cdot 12,6 \text{ cm}^2}{17,9 \text{ MPa} \cdot 197 \text{ cm}} = 1,55 \text{ cm} = 0,0155 \text{ m} < 0,251 \text{ m} = x_{eff,lim}$$

Graniczna nośność przekroju

$$M_{Rd} = f_{cd} b_{eff} x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) = 17900 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,97 \text{ m} \cdot 0,0155 \text{ m} \cdot (0,502 \text{ m} - 0,5 \cdot 0,0155 \text{ m}) = 270 \text{ kNm} > 238 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{238 \text{ kNm}}{270 \text{ kNm}} = 0,88$$

Nośność przekroju jest wykorzystana w 88%

4.3. Wymiarowanie żeber na ścinanie

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed,0} = 144 \text{ kN}$,

(Podobnie jak w przypadku zginania, przekrój w którym będziemy wymiarować na ścinanie nie znajduje się w osi podpory. Jednak ta sytuacja występuje jedynie w przypadku obciążenia równomiernie rozłożonego [6.2.1(8) EC2])

Siła tnąca w odległości d od lica podpory:

$$V_{Ed,1} = V_{Ed,0} - (g_d + q_d) \cdot (a + d) = 144 \text{ kN} - 43,68 \text{ kN/m} \cdot (0,1 + 0,502) \text{ m} = 118 \text{ kN}$$

Nośność przekroju bez zbrojenia na ścinanie [6.2.2(1) EC2]

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \begin{array}{l} (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\ (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{array} \right\}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,4 = 0,129 \quad [\text{uwaga do 6.2.2(1) EC2}]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{502}} = 1,63 \leq 2,0$$

Przyjęto $2 \phi 20$ góra, $A_{s1,prov} = 6,29 \text{ cm}^2$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,29}{25 \cdot 50,2} = 0,00501$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,63^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,364$$

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,129 \cdot 1,63 (100 \cdot 0,00501 \cdot 25)^{(1/3)} + 0) 250 \cdot 502 = 61300 \text{ N} \\ (0,364 + 0) 250 \cdot 502 = 45700 \text{ N} \end{array} \right\} = 45700 \text{ N} < 118 \text{ kN} = V_{Ed,1}$$

Należy zbroić belkę ze względu na ścinanie

Wymiarowanie przekroju ze względu na ścinanie [6.2.3 EC2]

Długość odcinka na którym wymagane jest zbrojenie ze względu na ścinanie:

$$l_s = \frac{V_{Ed,0} - V_{Rd,c}}{g_d + q_d} - a = \frac{144 - 61,3}{43,68} - 0,1 = 1,79 \text{ m}$$

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 0,9 d = 0,9 \cdot 0,502 = 0,452 \text{ m}$$

Graniczne długości odcinków [6.2.3(2) + NA(4) EC2]:

$$l_{s,max} = 2 \cdot z = 2 \cdot 0,452 = 0,904 \text{ m}$$

$$l_{s,min} = 1 \cdot z = 0,452 \text{ m}$$

Nośność krzyżulca betonowego:

$$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54 \quad [(6.6N) \text{ EC2}]$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\text{ctg } \theta + \tan \theta} = \frac{1,0 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,452 \text{ m} \cdot 0,54 \cdot 17900 \text{ kN/m}^2}{2 + 1/2} = 437 \text{ kN} > 118 \text{ kN} = V_{Ed,1} \quad [(6.9)-$$

(6.11), EC2] (nośność przyjmuje najmniejszą wartość dla największych wartości $\text{ctg } \theta$)

Dokonano następującego podziału odcinka l_s :

$$l_{s1} = 0,904 \text{ m} \quad ctg_{s1} \theta = \frac{0,904}{0,452} = 2,00 \quad V_{Ed,1} = 118,0 \text{ kN}$$

$$l_{s2} = 1,79 - 0,904 = 0,886 \text{ m} \quad ctg_{s2} \theta = \frac{0,886}{0,452} = 1,96$$

$$V_{Ed2} = V_{Ed,0} - (q_d + g_d) \cdot (a + l_{s1} + l_{s2}) = 144 - 43,68 \cdot (0,1 + 0,904 + 0,886) = 61,4 \text{ kN} \approx V_{Rd,c}$$

Zastosowano strzemiona dwucięte $\phi_s = 8 \text{ mm}$ o $A_{sw} = 1,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Wymagany rozstaw strzemion

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} f_{yk} z ctg_1 \theta}{V_{Ed1}} = \frac{1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 420 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,904 \text{ m}}{0,118 \text{ MN}} = 0,333 \text{ m} \quad [(6,8) \text{ EC2, podstawiono}$$

$$z ctg_1 \theta = l_{s1}]$$

$$s_2 \leq \frac{A_{sw} f_{yk} z ctg_2 \theta}{V_{Ed2}} = \frac{1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 435 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,886 \text{ m}}{0,0614 \text{ MN}} = 0,628 \text{ m}$$

Maksymalny dopuszczalny rozstaw strzemion:

$$s_{l,max} = \min \left\{ \frac{A_{sw} f_{yk}}{0,08 \sqrt{f_{ck}} b_w \sin \alpha} \right\} = \min \left\{ \frac{1,0 \text{ cm}^2 500}{0,08 \sqrt{25} 25 \cdot 1} = 50,0 \text{ cm} \right\} = 0,377 \text{ m} \quad [(9.4)-(9.6) \text{ EC2 (po}$$

przekształceniach)]

Na całej długości belki przyjęto jednolity rozstaw strzemion $s_l = 0,33 \text{ m}$

4.4. Sprawdzenie ścinania między środkiem a półką [6.2.4 EC2]

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x \cdot h_f} \quad [(6.20) \text{ EC2}]$$

$$\Delta x = 0,25 l_{eff} = 0,25 \cdot 6,60 = 1,65 \text{ m} \quad [6.2.4(3) \text{ EC2}]$$

$$M_{Ed}(\Delta x) = R_A \Delta x + (g_d + q_d) \frac{\Delta x^2}{2} = 144 \cdot 1,65 - 43,68 \frac{1,65^2}{2} = 178 \text{ kNm}$$

$$S_{c,eff} = \frac{M_{Ed}(\Delta x)}{f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{178}{17900 \cdot 1,97 \cdot 0,502^2} = 0,0200$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot S_{c,eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02} = 0,0202$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0202 \cdot 0,502 = 0,0101 \text{ m} < 0,1 \text{ m} = h_f$$

$$\Delta F_d = b_{eff,1} \cdot x_{eff} \cdot f_{cd} = 0,86 \cdot 0,0101 \cdot 17900 = 155 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{155}{1,65 \cdot 0,1} = 0,939 \text{ kPa} = 0,939 \text{ MPa}$$

$$k \cdot f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,29 = 0,516 \text{ MPa} < 0,939 \text{ MPa} = v_{Ed} \quad [6.2.4(6) \text{ EC2}]$$

Wymagane jest dodatkowe zbrojenie ze względu na ścinanie:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{f_{yd} \cdot ctg \theta_f} = \frac{0,939 \cdot 0,1}{435 \cdot 2} = 1,07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{m} \quad [(6.21) \text{ EC2}]$$

Wymagane pole zbrojenia ze względu na zginanie płyty nad podporą wynosi: $\frac{A_{sb}}{s_b} = 2,27 \text{ cm}^2/\text{m}$

Całkowite wymagane pole zbrojenia w płycie ze względu na ścinanie ze zginaniem wynosi [6.2.4(5) EC2]:

$$\frac{A_{st}}{s_t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sf}}{s_f} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{sb}}{s_b} + 0,5 \frac{A_{sf}}{s_f} = 2,27 + 0,5 \cdot 1,07 = 2,81 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} = 2,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Zbrojenie górne płyty na podporze (można jeszcze uwzględnić zbrojenie dolne ale musi być dobrze zakotwione) wynosi $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$, zatem nie trzeba dozbrajać płyty ze względu na ścinanie.

Nośność krzyżulca betonowego w półce wynosi:

$$v_{Rd,max} = v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f = 0,54 \cdot 17,9 \cdot 0,89 \cdot 0,45 = 3,87 \text{ MPa} > 0,939 \text{ MPa} = v_{Ed}$$

(Gdyby trzeba było dozbrajać ze względu na ściananie, długość odcinka na jakim trzeba dodać

zbrojenia można wyznaczyć ze wzoru: $c_0 = \frac{R_A - \frac{0,4 z h_f f_{ctd}}{\beta}}{g_d + q_d}$

gdzie: $z \approx d - 0,5 x_{eff}$ - ramię sił wewnętrznych

$$\beta = \frac{\beta_{eff,1}}{\beta_{eff}}$$

4.5. Stan graniczny użytkowalności żebra

4.5.1. Sprawdzenie ugięcia żebra

Kombinacja quasi-stała obciążeń:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} = 10,83 + 0,8 \cdot 19,37 = 26,3 \text{ kN/m} \quad [(6.16b) \text{ EC0}]$$

Moment maksymalny w przęśle od kombinacji quasi-stałej:

$$M_{Eqp} = \frac{p_d l_{eff}^2}{8} = \frac{26,3 \cdot 6,6^2}{8} = 143 \text{ kNm}$$

a) obliczenia wstępne

Obwód, przez który przekrój może wysychać:

$$u = b_{eff} + 2(h - h_f) = 197 + 2(55 - 10) = 287 \text{ cm}$$

Pole przekroju poprzecznego:

$$A_c = 197 \cdot 10 + 25 \cdot 45 = 3095 \text{ cm}^2$$

Obwód kontrolny

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3095}{287} = 21,6 \text{ cm} = 216 \text{ mm} \quad [(B.4) \text{ EC2}]$$

Przyjęto $RH = 50\%$ oraz $t_0 = 30 \text{ dni}$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{1/3}} = 1 + \frac{1 - \frac{50}{100}}{0,1 \cdot 216^{1/3}} = 1,86 \quad [(B.3a) \text{ EC2}]$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{33}} = 2,92 \quad [(B.4) \text{ EC2}]$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 30^{0,2}} = 0,482 \quad [(B.5) \text{ EC2}]$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = 1,86 \cdot 2,92 \cdot 0,482 = 2,62 \quad [(B.2) \text{ EC2}]$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 = 1,5[1 + (0,012 \cdot 50)^{18}] \cdot 198 + 250 = 547 \quad [(B.8a) \text{ EC2}]$$

$$\beta_c(\infty, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 30}{547 + 18250 - 30} \right]^{0,3} = 0,991 \quad [(B.7) \text{ EC2}]$$

$$\varphi(t_0, \infty) = \varphi_0 \beta_c(\infty, t_0) = 2,62 \cdot 0,991 = 2,60 \quad [(B.1) \text{ EC2}]$$

(bądź za pomocą rys. 3.1 EC2]

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t_0, \infty)} = \frac{31}{1 + 2,60} = 8,61 \text{ GPa} \quad [(7.20) \text{ EC2}]$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{8,61} = 23,2 \quad [(7.21) \text{ przypis) EC2}]$$

b) faza I – przekrój niezarysowany

$$A_{cs} = A_c + \alpha_e A_s = 3095 + 23,2 \cdot 12,57 = 3095 + 292 = 3387 \text{ cm}^2$$

Moment statyczny obliczony względem górnej krawędzi

$$S_{cs} = 197 \cdot 10 \cdot 5 + 25 \cdot 45 \cdot 32,5 + 292 \cdot 50,2 = 61071 \text{ cm}^3$$

środek ciężkości przekroj (zasięg strefy ściskanej) x_I

$$x_I = \frac{S_{cs}}{A_{cs}} = \frac{61071}{3387} = 18,0 \text{ cm}$$

Moment bezwładności przekroju niezarysowanego

$$I_I = \frac{1,97 \cdot 0,1^3}{12} + 1,97 \cdot 0,1 \cdot (0,18 - 0,05)^2 + \frac{0,25 \cdot 0,45^3}{12} + 0,25 \cdot 0,45 \cdot (0,325 - 0,18)^2 + 292 \cdot 10^{-4} \cdot (0,502 - 0,18)^2 = (0,164 + 3,33 + 1,90 + 2,37 + 3,03) 10^{-3} \text{ m}^4 = 1,08 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$W_{cs} = \frac{I_I}{h - x_I} = \frac{1,08 \cdot 10^{-2}}{0,55 - 0,18} = 2,92 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$M_{cr} = W_{cs} f_{cm} = 2,92 \cdot 10^{-2} \cdot 2,6 \cdot 10^3 = 75,9 \text{ kNm} < M_{Eqp}$$

Belka będzie zarysowana.

Ugięcie belki w fazie pierwszej:

$$\alpha_I = \frac{M_{Eqp} \cdot l_{eff}^2}{12 E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{143 \cdot 6,6^2}{12 \cdot 8,61 \cdot 10^6 \cdot 1,08 \cdot 10^{-2}} = 5,58 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

c) faza II – przekrój zarysowany

$$0,5 b_{eff} \cdot h_f^2 = 0,5 \cdot 1,97 \cdot 0,1^2 = 9,85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - h_f) = 23,2 \cdot 12,57 \cdot 10^{-4} \cdot (0,502 - 0,1) = 11,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$0,5 b_{eff} \cdot h_f^2 < \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - h_f) \rightarrow \text{Po zarysowaniu przekrój będzie rzeczywiście teowy}$$

Moment statyczny względem środka ciężkości x_{II} jest równy zero

$$(b_{eff} - b_w) \cdot h_f \cdot (x_{II} - 0,5 h_f) + b_w x_{II}^2 \cdot 0,5 - \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{II}) = 0$$

$$0,125 \cdot x_{II}^2 + 0,201 x_{II} - 0,0232 = 0 \quad \text{http://www.wolframalpha.com} \rightarrow x_{II} = 0,108 \text{ m}$$

$$I_{II} = \frac{(b_{eff} - b_w) h_f^3}{12} + (b_{eff} - b_w) h_f (x_{II} - h_f/2)^2 + \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x_{II})^2 =$$

$$= \frac{1,72 \cdot 0,1^3}{12} + 1,72 \cdot 0,1 \cdot (0,108 - 0,1/2)^2 + \frac{0,25 \cdot 0,108^3}{3} + 23,2 \cdot 12,57 \cdot 10^{-4} (0,502 - 0,108)^2 =$$

$$= (0,143 + 0,578 + 0,105 + 4,53) 10^{-3} \text{ m}^4 = 5,36 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Udział zbrojenia sięga teraz 94%

$$\alpha_{II} = \frac{\alpha_I \cdot I_I}{I_{II}} = \frac{5,58 \cdot 10^{-3} \cdot 1,08 \cdot 10^{-2}}{5,36 \cdot 10^{-3}} = 11,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

d) ugięcie belki obliczone z uwzględnieniem współpracy betonu pomiędzy rysami

$$\xi = 1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Eqp}} \right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{75,9}{143} \right)^2 = 0,859 \quad [(7,19) \text{ EC2}]$$

$$\alpha = \alpha_{II} \cdot \xi + \alpha_1 (1 - \xi) = 11,2 \cdot 10^{-3} \cdot 0,859 + 5,83 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 0,859) = 10,4 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad [(7,18) \text{ EC2}]$$

$$\alpha_{lim} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{6,6}{250} = 26,4 \cdot 10^{-3} \text{ m} > 10,4 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad [7.4.1(4) \text{ EC2}]$$

Dopuszczalne ugięcie nie będzie przekroczone.

4.5.2. Sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{eff}} \quad [(7.11) \text{ EC2}]$$

$$A_{c,eff} = b_w \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) \\ (55-x_1)/3 \end{array} \right\} = 25 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(55-50,2)=12 \\ (55-18)/3=12,3 \end{array} \right\} = 300 \text{ cm}^2 \quad [7.3.2(3) \text{ EC2}]$$

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{12,57}{300} = 0,0419 \quad [(7.10) \text{ EC2}]$$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 3,4 \cdot 38 + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20}{0,0419} = 129 + 81,1 = 210 \text{ mm} \quad [(7.11) \text{ EC2}]$$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{Eqp}}{I_{II}} (d - x_{II}) = \frac{23,2 \cdot 143}{4,83 \cdot 10^{-3}} \cdot (0,502 - 0,108) = 271 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{247 - \frac{0,4 \cdot 2,6}{0,0419} \cdot (1 + 23,2 \cdot 0,0419)}{200 \cdot 10^3} = 0,990 \cdot 10^{-3} \quad [(7.9) \text{ EC2}]$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 210 \cdot 0,99 \cdot 10^{-3} = 0,208 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm} \quad [(7.8) \text{ EC2}], [\text{tabl. 7.1N EC2}]$$

Dopuszczalna szerokość rysy nie zostanie przekroczona.

5. Obliczenie długości zakotwień i zakładów

Graniczne naprężenia przyczepności:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad [(8.2) \text{ EC2}]$$

Zbrojenie płyty i zbrojenie dolne żebra:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,29 \text{ MPa} = 2,90 \text{ MPa}$$

Zbrojenie górne żebra:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,29 \text{ MPa} = 2,03 \text{ MPa}$$

5.1. Zbrojenie płyty

Zakotwienie zbrojenia górnego na podporze skrajnej:

Zbrojenie górne powinno przenosić 15% momentu przeszłowego. Zatem naprężenia w prętach wynoszą:

$$\sigma_{sd} = 0,15 \frac{f_{yd} \cdot A_{s1, req}}{A_{prov}} = 0,15 \frac{435 \cdot 2,05}{1,68} = 79,6 \text{ MPa}$$

Podstawowa długość zakotwienia:

$$l_{b, rqd} = \frac{\varphi}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{8 \cdot 79,6}{4 \cdot 2,90} = 54 \text{ mm} \quad [(8.3) \text{ EC2}]$$

Minimalna długość zakotwienia:

$$l_{b, min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_{b, rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot 54 = 16,2 \text{ mm} \\ 10 \cdot 8 = 80 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 100 \text{ mm} \quad [(8.6) \text{ EC2}]$$

Przyjęto minimalną długość zakotwienia.

Zakotwienie zbrojenia dolnego na podporze skrajnej i podporach pośrednich:

Przyjęto minimalną długość zakotwienia.

Połączenie na zakład prętów górnych w środku przęsła

Przyjęto minimalną długość zakotwienia:

$$l_{0, min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \alpha 0,6 l_{b, rqd} \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot 0 = 0 \text{ mm} \\ 15 \cdot 8 = 120 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} = 200 \text{ mm}$$

5.1. Zbrojenie żebra

Zakotwienie zbrojenia górnego na podporze skrajnej:

Przyjęto, że zbrojenie górne w podporze wynosi $2 \phi 12$, $A_{s1, prov} = 2,26 \text{ cm}^2$

Zbrojenie górne powinno przenosić 15% momentu przeszłowego. Zatem naprężenia w prętach

wynoszą:

$$\sigma_{sd} = 0,15 \frac{f_{yd} \cdot A_{s1,req}}{A_{prov}} = 0,15 \frac{435 \cdot 11,1}{2,26} = 320 \text{ MPa}$$

Podstawowa długość zakotwienia:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varphi}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12 \cdot 320}{4 \cdot 2,03} = 473 \text{ mm} \quad [(8.3) \text{ EC2}]$$

Minimalna długość zakotwienia:

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot 405 = 122 \text{ mm} \\ 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 120 \text{ mm} \quad [(8.6) \text{ EC2}]$$

Przyjęto podstawową długość zakotwienia

(w celu zaoszczędzenia na długości zakotwienia można policzyć obliczeniową długość zakotwienia wg wzoru (8.4) i tablicy 8.2)