Gęstożebrowy strop Teriva z pustakami keramzytobetonowymi o wysokości 200 mm – obliczenia statyczne i wytrzymałościowe, przykładowe detale konstrukcyjne

Zamawiający:
Wytwórnia materiałów budowlanych TELE-STROP-SYSTEM Grzegorz Radzikowski, Barcin Wieś 71, 88-190 Barcin

Autor opracowania:

Imię i Nazwisko	Podpis
dr inż. Łukasz Mrozik	

Bydgoszcz, marzec 2023

Zawartość opracowania:

1. Podstawa opracowania 3
2. Przedmiot opracowania 3
3. Podstawa normatywna 3
4. Charakterystyka stropu 3
5. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe 5
5.1. Założenia 5
5.2. Obliczenia – wariant 1 5
5.2.1. Parametry materiałowe 5
5.2.2. Geometria stropu 7
5.2.3. Obciążenia 7
5.2.4. Obliczenia statyczne 8
5.2.5. ULS – zginanie 8
5.2.6. ULS – ścinanie 10
5.2.7. SLS – zarysowanie 11
5.2.8. SLS – ugięcie 12
5.3. Obliczenia – wariant 2 16
5.3.1. Parametry materiałowe 16
5.3.2. Geometria stropu 18
5.3.3. Obciążenia 18
5.3.4. Obliczenia statyczne 19
5.3.5. ULS – zginanie 19
5.3.6. ULS – ścinanie 20
5.3.7. SLS – zarysowanie 21
5.3.8. SLS – ugięcie 22
5.4. Wytyczne do wymiarowania i konstruowania 26

Załączniki:

Zał. 1. Pliki MS Excel do wymiarowania belek

Zał. 2. Dane tabelaryczne do uproszczonego doboru belek

1. Podstawa opracowania

Opracowanie sporządzono na podstawie zlecenia wystawionego przez Wytwórnię materiałów budowlanych TELE-STROP-SYSTEM.

2. Przedmiot opracowania

Opracowanie dotyczy gęstożebrowego stropu Teriva z pustakami keramzytobetonowymi o wysokości 200 mm. W analizie uwzględniono dwa warianty stropu – z nadbetonem o grubości 4 cm (system stropowy z nadbetonem konstrukcyjnym układanym na budowie) oraz bez nadbetonu (system stropowy z częściową warstwą nadbetonu). W opracowaniu zawarto zestawienie danych tabelarycznych do projektowania ww. wariantów. Ponadto, sformułowano podstawowe wytyczne dotyczące wymiarowania ww. systemów stropowych na momenty ujemne, podano najważniejsze zasady konstruowania oraz przedstawiono wybrane detale konstrukcyjne.

3. Podstawa normatywna

[1] PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji,

[2] PN-EN 1991-1-1:2004 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach,

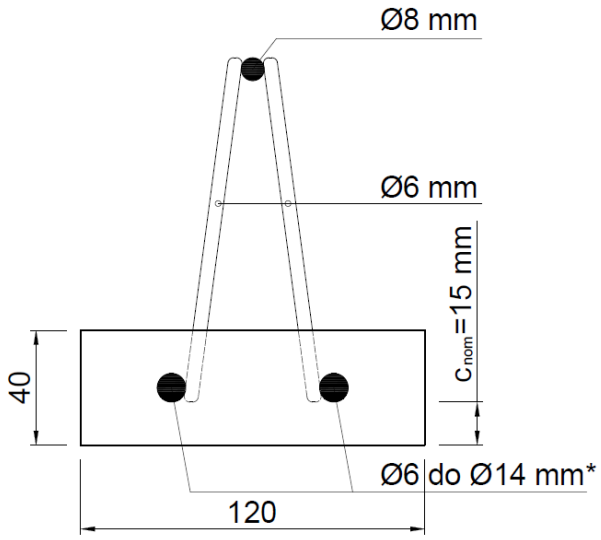
[3] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[4] PN-EN 15037-1 Prefabrykaty z betonu. Belkowo-pustakowe systemy stropowe. Część 1: Belki.

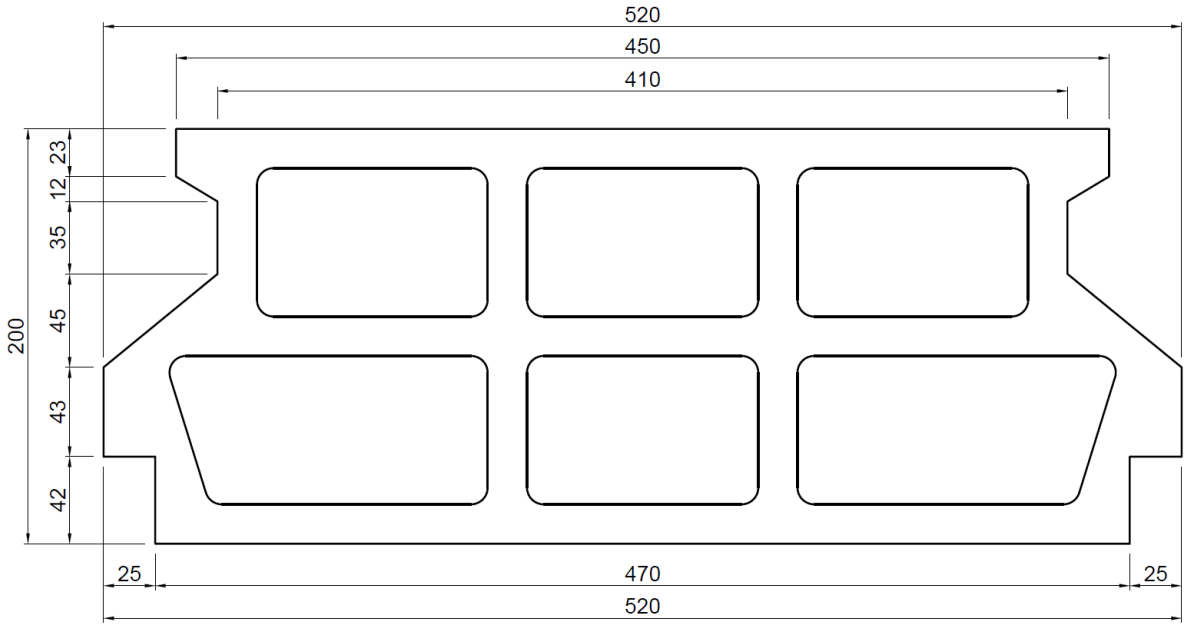
4. Charakterystyka stropu

Gęstożebrowy strop Teriva będzie wykonywany z betonu monolitycznego zwykłego klasy C 20/25. Zostaną ponadto zastosowane prefabrykowane, stalowo-żelbetowe belki z betonu klasy C 25/30 (stopki belek), zbrojone kratowniczkami ze stali B500B (pręty podłużne o średnicy od Ø6 do Ø14 mm) i B500A (skratowanie o średnicy Ø6 mm) w rozstawie osiowym 600 mm oraz keramzytobetonowe pustaki niekonstrukcyjne o wysokości 200 mm. Nośność na zginanie systemu stropowego zapewnia zbrojenie podłużne dolne kratowniczki z ewentualnym dozbrojeniem przęsłowym (przekrój pojedynczo zbrojony) oraz ściskany beton w strefie górnej, zaś nośność na ścinanie zależna jest od krzyżulców skratowania. Istnieje

możliwość zaprojektowania przedmiotowych systemów stropowych na przenoszenie momentów ujemnych (podpory belek ciągłych, wsporniki). W tej sytuacji wymagane jest zaprojektowanie dodatkowego zbrojenia górą. Wytyczne w tym zakresie przedstawiono w dalszej części niniejszego opracowania. Na Rys. 1 przedstawiono przekrój poprzeczny belki wraz z rozmieszczeniem zbrojenia, zaś na Rys. 2 przedstawiono geometrię pustaka.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny belki stropowej



Rys. 2. Geometria pustaka stropowego

5. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe

5.1. Założenia

- Przykładowe obliczenia przeprowadzono dla trwałej sytuacji obliczeniowej,
- W obliczeniach nośności na zginanie pominięto pracę zbrojenia ściskanego (przekrój pojedynczo zbrojony),
- Przyjęto, że działające obciążenia są rozłożone równomiernie,
- Założono jednokierunkową pracę stropu,
- Założono, że belki pracują w układzie jednoprzęsłowym, swobodnie podpartym.

5.2. Obliczenia – wariant 1

5.2.1. Parametry materiałowe

<u>Beton monolityczny:</u>

Klasa:

C 20/25

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

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

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1{,}0\,\frac{20}{1{,}4} = 14{,}3\ MPa$$

Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctk,0,05} = 1{,}5\ MPa$$

Średnia wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctm} = 2{,}2\ MPa$$

Średni moduł sprężystości:

$$E_{cm} = 30\ GPa$$

<u>Beton prefabrykowany (stopki belek):</u>

Klasa:

C 25/30

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{ck} = 25\ MPa$$

Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctk,0,05} = 1{,}8\ MPa$$

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1{,}0\,\frac{25}{1{,}4} = 17{,}8\ MPa$$

Średnia wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctm} = 2{,}6\ MPa$$

Średni moduł sprężystości:

$$E_{cm} = 31\ GPa$$

Stal zbrojeniowa – zbrojenie podłużne:

Gatunek i klasa:

A-IIIN B500B, klasa ciągliwości B (średnia ciągliwość, spajalna)

Charakterystyczna granica plastyczności:

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

Obliczeniowa granica plastyczności:

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

Dopuszczalne odkształcenia:

$$\varepsilon_{cu3} = 0{,}0035$$

Moduł sprężystości:

$$E_s = 200\ GPa$$

Stal zbrojeniowa – skratowanie:

Gatunek i klasa:

A-IIIN B500A, klasa ciągliwości A (niska ciągliwość, spajalna)

Charakterystyczna granica plastyczności:

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

Obliczeniowa granica plastyczności:

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

Dopuszczalne odkształcenia:

$$\varepsilon_{cu3} = 0{,}0035$$

Moduł sprężystości:

$$E_s = 200\ GPa$$

5.2.2. Geometria stropu

Rozstaw żeber:

$$l_{\dot{z}} = 0{,}60\ m$$

Przyjęto grubość otulenia (dla klasy ekspozycji XC1):

$$c_{nom} = 15\ mm$$

Wysokość użyteczna (założono wstępnie pręty podłużne Ø14 mm):

$$d = h - c_{nom} - 0{,}5\text{Ø} = 240 - 15 - 0{,}5 \cdot 14 = 218\ mm$$

Rozpiętość stropu w świetle:

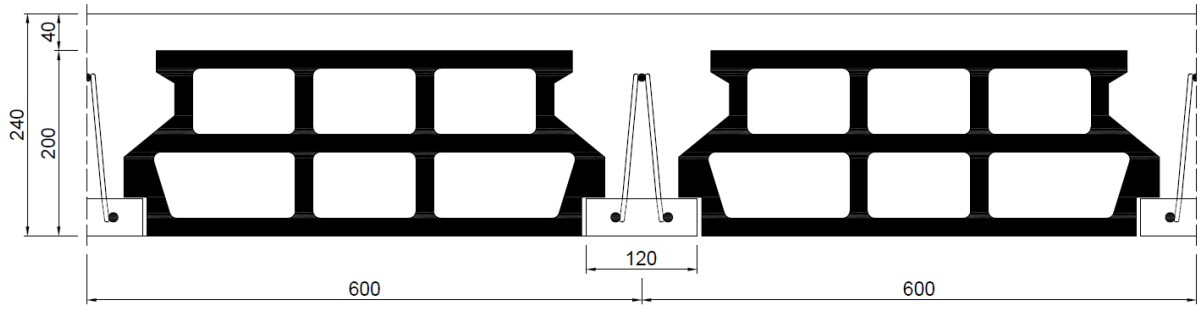
$$l_n = 4{,}50\ m$$

Rozpiętość efektywna:

$$a_n = 0{,}5h = 0{,}5 \cdot 0{,}24 = 0{,}12\ m$$

$$l_{eff} = l_n + 2a_n = 4{,}50 + 2 \cdot 0{,}12 = 4{,}74\ m$$

Przekrój stropu przedstawiono na Rys. 3.



Rys. 3. Przekrój stropu – wariant 1

5.2.3. Obciążenia

Do przykładowych obliczeń obydwu wariantów przyjęto obciążenia podane w Tab. 1 (wartości charakterystyczne).

Tab. 1. Wartości charakterystyczne obciążeń stropu – wariant 1

L.p.	Wyszczególnienie	Wartość [kN/m^2]
1	Ciężar własny	3,04
2	Warstwy wykończeniowe (podłogi, tynki)	1,20
3	Ścianki działowe (obciążenie zastępcze)	0,80
4	Obciążenie użytkowe	1,50
	RAZEM	6,54

Założono w obliczeniach podstawową kombinację obciążeń. Obciążenie zastępcze ściankami działowymi przyjęto w ULS (stanie granicznym nośności) jako zmienne.

Obliczeniowe obciążenie całkowite:

$$p = 1{,}35(3{,}04 + 1{,}20) + 1{,}5(1{,}50 + 0{,}80) = 5{,}72 + 3{,}45 = 9{,}17\ kN/m^2$$

Obciążenie obliczeniowe na belkę:

$$p_1 = l_{ż} \cdot p = 0{,}60 \cdot 9{,}17 = 5{,}50\,\frac{kN}{m}$$

5.2.4. Obliczenia statyczne

Obliczeniowe siły wewnętrzne:

- moment zginający w przęśle:

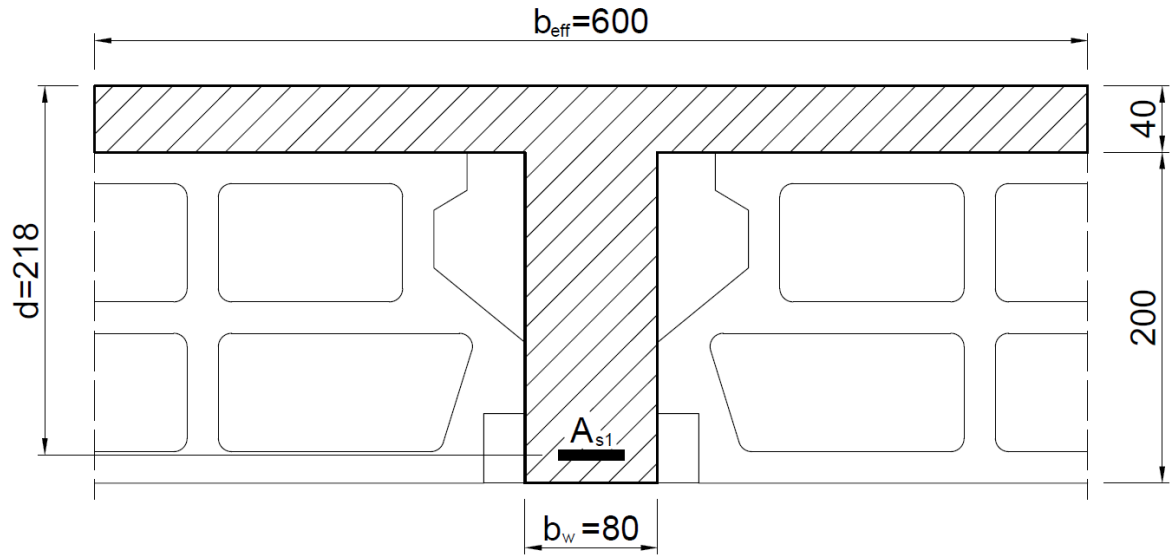
$$M_{Ed} = 0{,}125 p_1 l_{eff}^2 = 0{,}125 \cdot 5{,}50 \cdot 4{,}74^2 = 15{,}46\ kNm$$

- siła poprzeczna przy podporze:

$$V_{Ed} = 0{,}5 p_1 l_{eff} = 0{,}5 \cdot 5{,}50 \cdot 4{,}74 = 13{,}05\ kN$$

5.2.5. ULS – zginanie

Obliczeniowy przekrój żebra stropowego przedstawiono na Rys. 4.



Rys. 4. Obliczeniowy przekrój żebra stropowego

Przyjęto parametry metody uproszczonej:

$$\lambda = 0{,}8$$

$$\eta = 1{,}0$$

Graniczny moment przekroju rzeczywiście teowego:

$$M_f = b_{eff} h_f \eta f_{cd} \left(d - 0{,}5 h_f\right) = 0{,}60 \cdot 0{,}04 \cdot 1{,}0 \cdot 14300 \cdot (0{,}218 - 0{,}5 \cdot 0{,}04)$$

$$= 67{,}89\ kNm > M_{Ed} = 15{,}46\ kNm$$

Wniosek: Przekrój pracuje jako pozornie teowy.

$$s_c = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{15{,}46}{1{,}0 \cdot 14300 \cdot 0{,}60 \cdot 0{,}218^2} = 0{,}038$$

$$\xi_{eff,lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}8 \cdot 0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} = 0{,}493$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 s_c} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}038} = 0{,}039 < \xi_{eff,lim}$$

$$\zeta_{eff} = 1 - 0{,}5 \xi_{eff} = 1 - 0{,}5 \cdot 0{,}039 = 0{,}981$$

$$A_{s1,rqd} = \frac{M_{Ed}}{\zeta_{eff} d f_{yd}} = \frac{15{,}46}{0{,}981 \cdot 0{,}218 \cdot 435000} = 1{,}66\ cm^2$$

Przyjęto: 2Ø12 A-IIIN B500B o $A_{s1,prov}$=2,26 cm^2.

Minimalne pole zbrojenia:

$$A_{s1,min} = max \begin{cases} 0{,}26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0{,}26 \frac{2{,}2}{500} 0{,}08 \cdot 0{,}218 \\ 0{,}0013 bd = 0{,}0013 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}218 \end{cases} = 0{,}23\ cm^2 < A_{s1,prov} = 2{,}26\ cm^2$$

Rzeczywista wysokość użyteczna oraz położenie środka ciężkości zbrojenia:

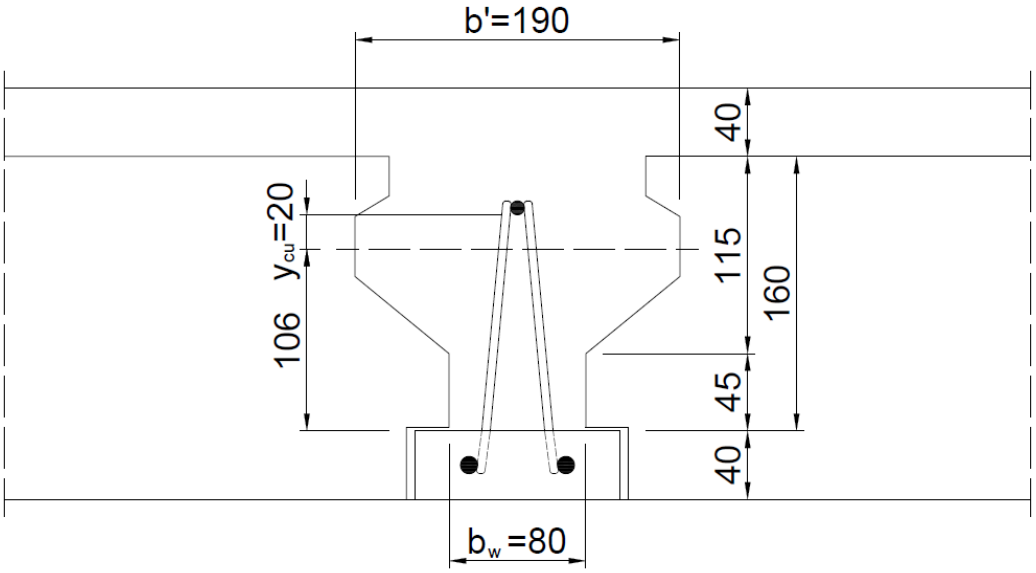
$$a_1 = c_{nom} + 0{,}5Ø = 15 + 0{,}5 \cdot 12 = 21\ mm$$

$$d = h - a_1 = 240 - 21 = 219\ mm$$

5.2.6. ULS – ścinanie

Nośność betonu żebra:

Model obliczeniowy przedstawiono na Rys. 5.



Rys. 5. Model obliczeniowy do sprawdzania nośności na ścinanie

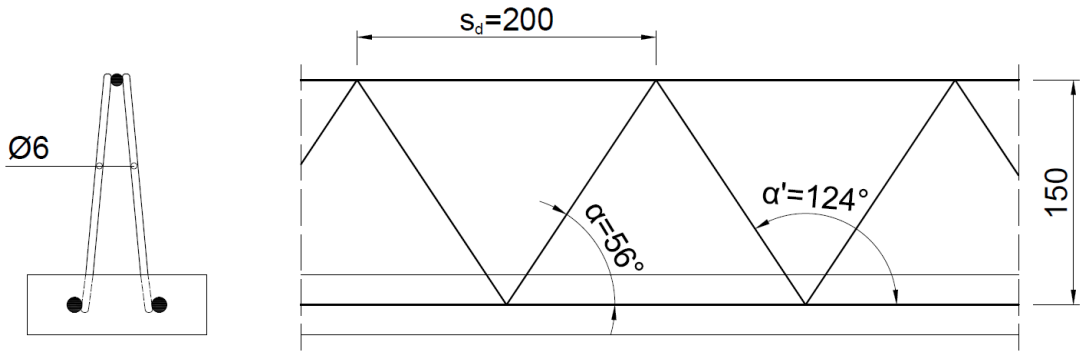
$$\tau_{cu} = 0{,}03 f_{ck} = 0{,}03 \cdot 20000 = 600\ kPa$$

$$z = 0{,}9d = 0{,}9 \cdot 0{,}219 = 0{,}197\ m$$

$$V_{cru} = \tau_{cu} b' z = 600 \cdot 0{,}190 \cdot 0{,}197 = 22{,}37\ kN > V_{Ed} = 13{,}05\ kN$$

Nośność w płaszczyźnie styku dwóch betonów:

Schemat kratownicy przedstawiono na Rys. 6.



Rys. 6. Schemat kratownicy

$$A_d = 0{,}565\ cm^2 \text{ (2Ø6 mm)}$$

$$F_d = A_d f_{yd} = 0{,}565 \cdot 10^{-4} \cdot 435000 = 24{,}57\ kN$$

$$V_{wu} = 2F_d sin\alpha \frac{z}{s_d} = 2 \cdot 24{,}57 \cdot 0{,}829 \cdot \frac{0{,}197}{0{,}20} = 40{,}30\ kN > V_{Ed} = 13{,}05\ kN$$

Nośność strefy zbrojonej kratownicą:

$$V_{cu} = \tau_{cu} b_w z = 600 \cdot 0{,}080 \cdot 0{,}197 = 9{,}46\ kN$$

$$V_{du} = F_d(cos\alpha + sin\alpha)\frac{z}{s_d} + 0{,}35 f_{ctk,0{,}05} b_w z$$

$$= 24{,}57(0{,}559 + 0{,}829)\frac{0{,}197}{0{,}20} + 0{,}35 \cdot 1500 \cdot 0{,}080 \cdot 0{,}197 = 41{,}86\ kN$$

$$max(V_{cu}, V_{du}) = 41{,}86\ kN > V_{Ed} = 13{,}05\ kN$$

Nośność na rozwarstwienie:

$$\mu = 0{,}9$$

$$F_{Rwd,1} = A_{sw} f_{ywd}(\mu sin\alpha + \mu sin\alpha' + cos\alpha)$$

$$= 0{,}565 \cdot 10^{-4} \cdot 435000 \cdot (0{,}9 \cdot 0{,}829 + 0{,}9 \cdot 0{,}829 + 0{,}559) = 50{,}44\ kN$$

$$> V_{Ed} = 13{,}05\ kN$$

5.2.7. SLS – zarysowanie

Przyjęto współczynnik obciążeń długotrwałych:

$$\psi_2 = 0{,}3$$

Obciążenie ściankami działowymi uwzględniono jako długotrwałe.

Obciążenie długotrwałe na belkę:

$$p_{lt} = 0{,}60(3{,}04 + 1{,}20 + 0{,}80 + 0{,}3 \cdot 1{,}50) = 3{,}29\ kN/m$$

$$M_{lt} = 0{,}125 \cdot p_{lt} \cdot l_{eff}^2 = 0{,}125 \cdot 3{,}29 \cdot 4{,}74^2 = 9{,}25\ kNm$$

$$\sigma_s = \frac{M_{lt}}{z A_{s1}} = \frac{9{,}25 \cdot 10^{-3}}{0{,}197 \cdot 0{,}000226} = 207{,}6\ MPa$$

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys (klasa ekspozycji XC1):

$$w_k = 0{,}4\ mm$$

$$Ø_s^* = 20\ mm$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2{,}2\ MPa$$

$$h_{cr} \approx 0{,}5h = 0{,}5 \cdot 0{,}24 = 0{,}12\ m$$

$$k_c = 0{,}4$$

$$Ø_s = Ø_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2{,}9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} = 20 \cdot \frac{2{,}2}{2{,}9} \cdot \frac{0{,}4 \cdot 0{,}12}{2(0{,}24 - 0{,}219)} = 17{,}3\ mm > Ø = 12\ mm$$

5.2.8. SLS – ugięcie

Ciężar systemu stropowego:

$$g_1 + g_2 = 0{,}60 \cdot 3{,}04 = 1{,}82\ kN/m$$

Obciążenie długotrwałe od elementów opartych na stropie, dla którego jest sprawdzane czynne ugięcie:

$$g_a = 0{,}60 \cdot 1{,}50 = 0{,}90\ kN/m$$

Obciążenie długotrwałe przyłożone do stropu przed przyłożeniem obciążenia g_a:

$$g_v = 0{,}60 \cdot 0{,}30 = 0{,}18\ kN/m$$

Obciążenie długotrwałe przyłożone do stropu po przyłożeniu obciążenia g_a:

$$g_p = 0{,}60 \cdot 0{,}20 = 0{,}12\ kN/m$$

Długotrwała część przykładanych do stropu obciążeń użytkowych:

$$g_q = 0{,}6 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}50 = 0{,}27\ kN/m$$

Zmienna część obciążeń użytkowych przykładanych do stropu:

$$q = 0{,}6 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}50 = 0{,}63\ kN/m$$

$$\alpha = \frac{g_q + q}{g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + q} = \frac{0{,}27 + 0{,}63}{1{,}82 + 0{,}18 + 0{,}90 + 0{,}12 + 0{,}27 + 0{,}63} = 0{,}229$$

Dla jednoprzęsłowej belki swobodnie podpartej:

$$\delta_w = \delta_e = 0$$

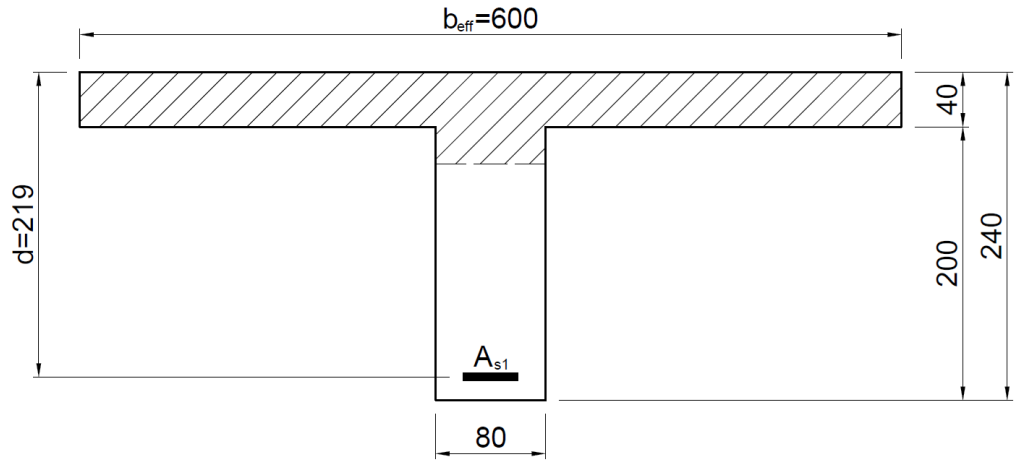
$$a = 1$$

Przyjęto współczynnik pełzania:

$$\emptyset(\infty, t_0) = 2$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \emptyset(\infty, t_0)} = \frac{30}{1 + 2} = 10{,}00\ GPa$$

Przyjęty do obliczeń przekrój sprowadzony przedstawiono na Rys. 7.



Rys. 7. Przekrój do obliczeń ugięcia

Odległość środka ciężkości przekroju betonowego od dolnej krawędzi przekroju:

$$y = \frac{0{,}08 \cdot 0{,}20 \cdot 0{,}10 + 0{,}04 \cdot 0{,}60 \cdot 0{,}22}{0{,}08 \cdot 0{,}20 + 0{,}04 \cdot 0{,}60} = 0{,}172\ m$$

Moment bezwładności przekroju betonowego:

$$J_c = \frac{0{,}08 \cdot 0{,}20^3}{12} + 0{,}08 \cdot 0{,}20(0{,}172 - 0{,}10)^2 + \frac{0{,}60 \cdot 0{,}04^3}{12} + 0{,}60 \cdot 0{,}04(0{,}22 - 0{,}172)^2$$
$$= 19477 \cdot 10^{-8}\ m^4$$

Wskaźnik wytrzymałości przekroju betonowego:

$$W_c = \frac{J_c}{y} = \frac{19477 \cdot 10^{-8}}{0{,}172} = 1132 \cdot 10^{-6}\ m^3$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = W_c f_{ctm} = 1132 \cdot 10^{-6} \cdot 2200 = 2{,}49\ kNm$$

Moment zginający dla SLS:

$$M_0 = 0{,}125 \cdot (g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + q) l_n^2 = 0{,}125 \cdot 3{,}92 \cdot 4{,}5^2 = 9{,}92\ kNm$$

$$M_{cr} = 2{,}49\ kNm < M_0 = 9{,}92\ kNm$$

Wniosek: Przekrój jest zarysowany.

<u>Sztywność przekroju w fazie I (niezarysowanej):</u>

$$F = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{0{,}600 - 0{,}080}{0{,}080} = 6{,}500$$

$$T = \frac{h_f}{d} = \frac{0{,}040}{0{,}219} = 0{,}183$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10} = 20$$

$$\alpha_1 = \alpha_e \frac{A_{s1}}{b_w d} = 20 \frac{0{,}000226}{0{,}080 \cdot 0{,}219} = 0{,}258$$

$$\delta_1 = \frac{a_1}{d} = \frac{0{,}021}{0{,}219} = 0{,}096$$

$$\xi = \frac{0{,}5(1+\delta_1)^2 + \alpha_1 + 0{,}5FT^2}{1+\delta_1+\alpha_1+FT} = \frac{0{,}5\cdot(1+0{,}096)^2 + 0{,}258 + 0{,}5\cdot 6{,}500\cdot 0{,}183^2}{1+0{,}096+0{,}258+6{,}500\cdot 0{,}183}$$
$$= 0{,}381$$

$$\frac{J_{uc}}{b_w d^3} = \frac{(1+\delta_1)^3}{12} + (1+\delta_1)[0{,}5(1+\delta_1)-\xi]^2 + \alpha_1(1-\xi)^2 + FT(\xi - 0{,}5T)^2$$
$$= \frac{(1+0{,}096)^3}{12} + (1+0{,}096)[0{,}5\cdot(1+0{,}096)-0{,}380]^2 + 0{,}258$$
$$\cdot(1-0{,}380)^2 + 6{,}500\cdot 0{,}183\cdot(0{,}380 - 0{,}5\cdot 0{,}183)^2 = 0{,}3388$$
$$J_{uc} = 0{,}3388 b_w d^3 = 0{,}3388\cdot 0{,}08\cdot 0{,}219^3 = 2{,}847\cdot 10^{-4}\ m^4$$

Sztywność przekroju w fazie II (zarysowanej):

$$A_1 = \alpha_1 + FT = 0{,}258 + 6{,}500\cdot 0{,}183 = 1{,}445$$
$$A_2 = \alpha_1 + 0{,}5FT^2 = 0{,}258 + 0{,}5\cdot 6{,}500\cdot 0{,}183^2 = 0{,}367$$
$$\xi = \sqrt{A_1^2 + 2A_2} - A_1 = \sqrt{1{,}445^2 + 2\cdot 0{,}367} - 1{,}445 = 0{,}235 > T = 0{,}183$$

Przekrój jest rzeczywiście teowy.

$$\frac{J_{fc}}{b_w d^3} = \frac{\xi^3}{3} + \alpha_1(1-\xi)^2 + \frac{FT^3}{12} + FT(\xi - 0{,}5T)^2$$
$$= \frac{0{,}235^3}{3} + 0{,}258(1-0{,}235)^2 + \frac{6{,}500\cdot 0{,}183^3}{12} + 6{,}500$$
$$\cdot 0{,}183(0{,}235 - 0{,}5\cdot 0{,}183)^2 = 0{,}1832$$
$$J_{fc} = 0{,}1832 b_w d^3 = 0{,}1832\cdot 0{,}08\cdot 0{,}219^3 = 1{,}539\cdot 10^{-4}\ m^4$$

Sprawdzenie ugięcia:

$$\zeta_t = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_0}} = 1 - \sqrt{\frac{2{,}49}{9{,}92}} = 0{,}499$$
$$\varepsilon_{cs} = 0{,}00035$$

- ugięcie całkowite w_t:

$$k_a = 1{,}0$$

$$w_t = \frac{l_n^2}{8k_a E_{c,eff}} \cdot \left[\frac{(1-\zeta_t)}{J_{uc}} + \frac{\zeta_t}{J_{fc}}\right] \cdot \left[\left(g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + \frac{1}{3}q\right)\frac{a l_n^2}{9{,}6}\right] + \frac{\varepsilon_{cs} l_n^2}{8d}$$

$$= \frac{4{,}5^2}{8 \cdot 1{,}0 \cdot 10 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{(1-0{,}499)}{2{,}847 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}499}{1{,}539 \cdot 10^{-4}}\right]$$

$$\cdot \left[\left(1{,}82 + 0{,}18 + 0{,}90 + 0{,}12 + 0{,}27 + \frac{1}{3}0{,}63\right)\frac{1{,}0 \cdot 4{,}5^2}{9{,}6}\right] + \frac{0{,}00035 \cdot 4{,}5^2}{8 \cdot 0{,}219}$$

$$= 1{,}34\ cm$$

- ugięcie w_1:

$$M_{gv+ga} = 0{,}125 \cdot (g_1 + g_2 + g_v + g_a) l_n^2 = 0{,}125 \cdot (1{,}82 + 0{,}18 + 0{,}90) \cdot 4{,}5^2$$

$$= 7{,}35\ kNm$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{gv+ga}}} = 1 - \sqrt{\frac{2{,}49}{7{,}35}} = 0{,}418$$

$$w_1 = \frac{l_n^2}{8k_a E_{cm}} \cdot \left[\frac{(1-\zeta)}{J_{uc}} + \frac{\zeta}{J_{fc}}\right] \cdot \left[(g_1 + g_2 + g_v + g_a)\frac{a l_n^2}{9{,}6}\right] + \frac{2}{5}\frac{\varepsilon_{cs} l_n^2}{8d}$$

$$= \frac{4{,}5^2}{8 \cdot 1{,}0 \cdot 30 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{(1-0{,}418)}{2{,}847 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}418}{1{,}539 \cdot 10^{-4}}\right]$$

$$\cdot \left[(1{,}82 + 0{,}18 + 0{,}90)\frac{1{,}0 \cdot 4{,}5^2}{9{,}6}\right] + \frac{2}{5} \cdot \frac{0{,}00035 \cdot 4{,}9^2}{8 \cdot 0{,}219} = 0{,}41\ cm$$

- ugięcie w_2:

$$w_2 = \frac{l_n^2}{8k_a E_{c,eff}} \cdot \left[\frac{(1-\zeta)}{J_{uc}} + \frac{\zeta}{J_{fc}}\right] \cdot \left[\left(g_1 + g_2 + g_v + \frac{1}{3}g_a\right)\frac{a l_n^2}{9{,}6}\right] + \frac{\varepsilon_{cs} l_n^2}{8d}$$

$$= \frac{4{,}5^2}{8 \cdot 1{,}0 \cdot 10 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{(1-0{,}418)}{2{,}847 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}418}{1{,}539 \cdot 10^{-4}}\right]$$

$$\cdot \left[\left(1{,}84 + 0{,}18 + \frac{1}{3}0{,}90\right)\frac{1{,}0 \cdot 4{,}5^2}{9{,}6}\right] + \frac{2}{5} \cdot \frac{0{,}00035 \cdot 4{,}5^2}{8 \cdot 0{,}219} = 1{,}11\ cm$$

- ugięcie w_a:

$$\psi = 0{,}5 \text{ (przyjęto dla t>90 dni)}$$

$$w_a = w_1 + \psi(w_2 - w_1) = 0{,}41 + 0{,}5(1{,}11 - 0{,}41) = 0{,}76\ cm$$

- ugięcie czynne f_a:

$$f_a = w_t - w_a = 1{,}34 - 0{,}76 = 0{,}58\ cm$$

Dopuszczalna wartość czynnego ugięcia dla kruchego wykończenia:

$$f_{a,lim} = \frac{l_n}{500} = \frac{450}{500} = 0{,}90\ cm$$

$$f_a = 0{,}58\ cm < f_{a,lim} = 0{,}90\ cm$$

Strzałka odwrotna nie jest wymagana.

5.3. Obliczenia – wariant 2

5.3.1. Parametry materiałowe

Beton monolityczny:

Klasa:

C 20/25

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

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

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1{,}0\,\frac{20}{1{,}4} = 14{,}3\ MPa$$

Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctk,0,05} = 1{,}5\ MPa$$

Średnia wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctm} = 2{,}2\ MPa$$

Średni moduł sprężystości:

$$E_{cm} = 30\ GPa$$

Beton prefabrykowany (stopki belek):

Klasa:

C 25/30

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{ck} = 25\ MPa$$

Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctk,0,05} = 1{,}8\ MPa$$

Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie:

$$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1{,}0\,\frac{25}{1{,}4} = 17{,}8\ MPa$$

Średnia wytrzymałość na rozciąganie:

$$f_{ctm} = 2{,}6\ MPa$$

Średni moduł sprężystości:

$$E_{cm} = 31\ GPa$$

Stal zbrojeniowa – zbrojenie podłużne:

Gatunek i klasa:

A-IIIN B500B, klasa ciągliwości B (średnia ciągliwość, spajalna)

Charakterystyczna granica plastyczności:

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

Obliczeniowa granica plastyczności:

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

Dopuszczalne odkształcenia:

$$\varepsilon_{cu3} = 0{,}0035$$

Moduł sprężystości:

$$E_s = 200\ GPa$$

Stal zbrojeniowa – skratowanie:

Gatunek i klasa:

A-IIIN B500A, klasa ciągliwości A (niska ciągliwość, spajalna)

Charakterystyczna granica plastyczności:

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

Obliczeniowa granica plastyczności:

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

Dopuszczalne odkształcenia:

$$\varepsilon_{cu3} = 0{,}0035$$

Moduł sprężystości:

$$E_s = 200\ GPa$$

5.3.2. Geometria stropu

Rozstaw żeber:

$$l_{\dot{z}} = 0{,}60\ m$$

Przyjęto grubość otulenia (dla klasy ekspozycji XC1):

$$c_{nom} = 15\ mm$$

Wysokość użyteczna (założono wstępnie pręty podłużne Ø14 mm):

$$d = h - c_{nom} - 0{,}5\text{Ø} = 200 - 15 - 0{,}5 \cdot 14 = 178\ mm$$

Rozpiętość stropu w świetle:

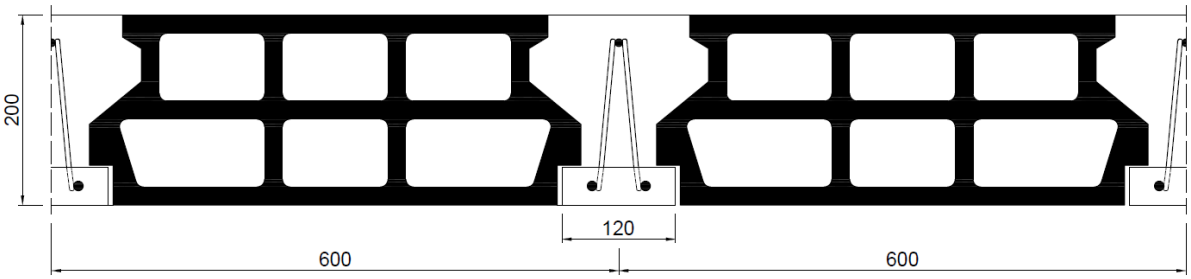
$$l_n = 3{,}60\ m$$

Rozpiętość efektywna:

$$a_n = 0{,}5h = 0{,}5 \cdot 0{,}20 = 0{,}10\ m$$

$$l_{eff} = l_n + 2a_n = 3{,}60 + 2 \cdot 0{,}10 = 3{,}80\ m$$

Przekrój stropu przedstawiono na Rys. 8.



Rys. 8. Przekrój stropu – wariant 2

5.3.3. Obciążenia

Do przykładowych obliczeń obydwu wariantów przyjęto obciążenia podane w Tab. 2 (wartości charakterystyczne).

Tab. 2. Wartości charakterystyczne obciążeń stropu – wariant 2

L.p.	**Wyszczególnienie**	**Wartość [kN/m²]**
1	Ciężar własny	2,04
2	Warstwy wykończeniowe (podłogi, tynki)	1,20
3	Ścianki działowe (obciążenie zastępcze)	0,80
4	Obciążenie użytkowe	1,50
	RAZEM	4,36

Założono w obliczeniach podstawową kombinację obciążeń.

Obliczeniowe obciążenie całkowite:

$$p = 1{,}35(2{,}04 + 1{,}20) + 1{,}5 \cdot (1{,}50 + 0{,}80) = 7{,}82\ kN/m^2$$

Obciążenie obliczeniowe na belkę:

$$p_1 = l_{\dot{z}} \cdot p = 0{,}60 \cdot 7{,}82 = 4{,}69\,\frac{kN}{m}$$

5.3.4. Obliczenia statyczne

Obliczeniowe siły wewnętrzne:

- moment zginający w przęśle:

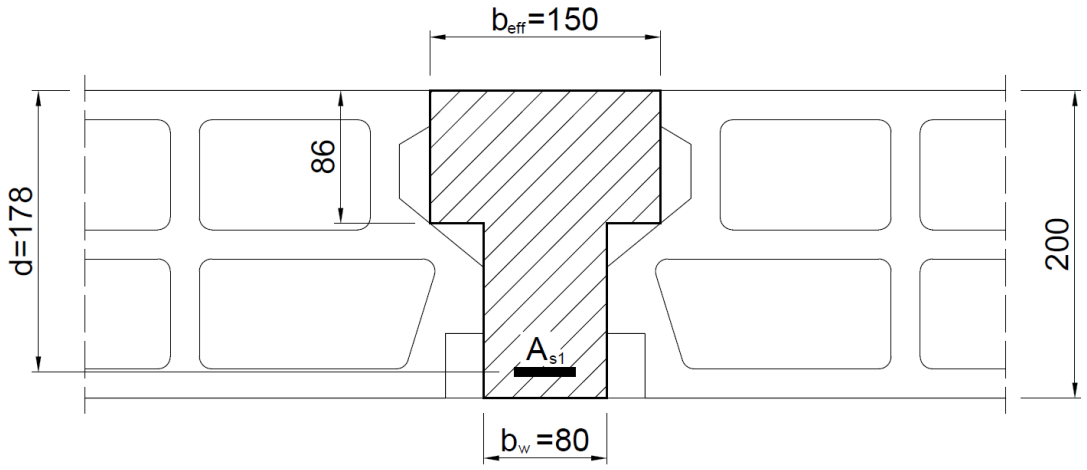
$$M_{Ed} = 0{,}125 p_1 l_{eff}^2 = 0{,}125 \cdot 4{,}69 \cdot 3{,}80^2 = 8{,}47\ kNm$$

- siła poprzeczna przy podporze:

$$V_{Ed} = 0{,}5 p_1 l_{eff} = 0{,}5 \cdot 4{,}69 \cdot 3{,}80 = 8{,}92\ kN$$

5.3.5. ULS – zginanie

Obliczeniowy przekrój żebra stropowego przedstawiono na Rys. 9.



Rys. 9. Obliczeniowy przekrój żebra stropowego

Przyjęto parametry metody uproszczonej:

$$\lambda = 0{,}8$$

$$\eta = 1{,}0$$

Graniczny moment przekroju rzeczywiście teowego:

$$M_f = b_{eff} h_f \eta f_{cd}\left(d - 0{,}5 h_f\right) = 0{,}15 \cdot 0{,}086 \cdot 1{,}0 \cdot 14300 \cdot (0{,}178 - 0{,}5 \cdot 0{,}086)$$

$$= 24{,}88\ kNm > M_{Ed} = 8{,}47\ kNm$$

Wniosek: Przekrój pracuje jako pozornie teowy.

$$s_c = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{8{,}47}{1{,}0 \cdot 14300 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}178^2} = 0{,}125$$

$$\xi_{eff,lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}8 \cdot 0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} = 0{,}493$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2s_c} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}125} = 0{,}134 < \xi_{eff,lim}$$

$$\zeta_{eff} = 1 - 0{,}5\xi_{eff} = 1 - 0{,}5 \cdot 0{,}134 = 0{,}933$$

$$A_{s1,rqd} = \frac{M_{Ed}}{\zeta_{eff} d f_{yd}} = \frac{8{,}47}{0{,}933 \cdot 0{,}178 \cdot 435000} = 1{,}17\ cm^2$$

Przyjęto: 2Ø10 A-IIIN B500B o $A_{s1,prov}$=1,57 cm^2.

Minimalne pole zbrojenia:

$$A_{s1,min} = max \begin{cases} 0{,}26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd = 0{,}26 \frac{2{,}2}{500} 0{,}08 \cdot 0{,}178 \\ 0{,}0013bd = 0{,}0013 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}178 \end{cases} = 0{,}19\ cm^2 < A_{s1,prov} = 1{,}57\ cm^2$$

Rzeczywista wysokość użyteczna oraz położenie środka ciężkości zbrojenia:

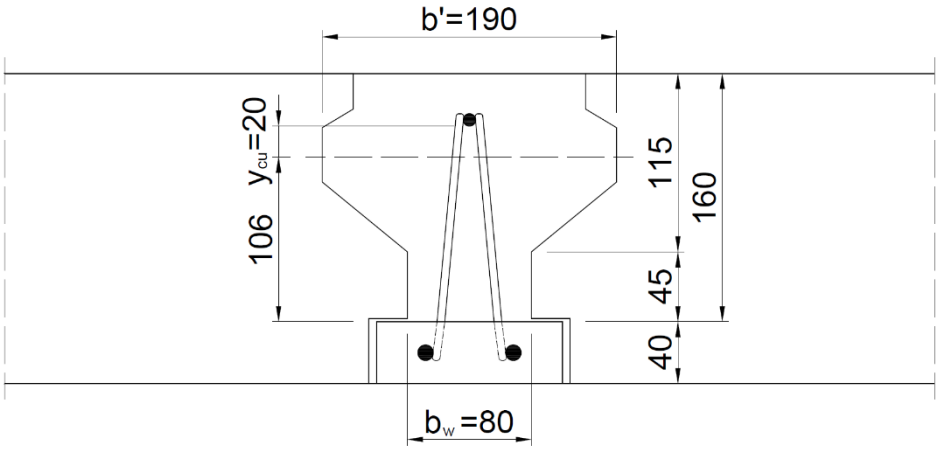
$$a_1 = c_{nom} + 0{,}5Ø = 15 + 0{,}5 \cdot 10 = 20\ mm$$

$$d = h - a_1 = 200 - 20 = 180\ mm$$

5.3.6. ULS – ścinanie

Nośność betonu żebra:

Model obliczeniowy przedstawiono na Rys. 10.



Rys. 10. Model obliczeniowy do sprawdzania nośności na ścinanie

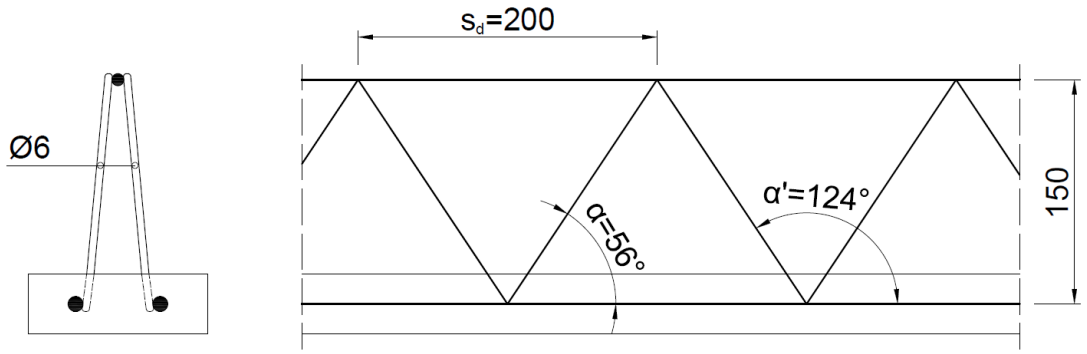
$$\tau_{cu} = 0{,}03 f_{ck} = 0{,}03 \cdot 20000 = 600\ kPa$$

$$z = 0{,}9d = 0{,}9 \cdot 0{,}180 = 0{,}162\ m$$

$$V_{cru} = \tau_{cu} b' z = 600 \cdot 0{,}190 \cdot 0{,}162 = 18{,}47\ kN > V_{Ed} = 8{,}92\ kN$$

Nośność w płaszczyźnie styku dwóch betonów:

Schemat kratownicy przedstawiono na Rys. 11.



Rys. 11. Schemat kratownicy

$$A_d = 0{,}565\ cm^2 \text{ (2Ø6 mm)}$$

$$F_d = A_d f_{yd} = 0{,}565 \cdot 10^{-4} \cdot 435000 = 24{,}57\ kN$$

$$V_{wu} = 2F_d sin\alpha \frac{z}{s_d} = 2 \cdot 24{,}57 \cdot 0{,}829 \cdot \frac{0{,}162}{0{,}20} = 33{,}12\ kN > V_{Ed} = 8{,}92\ kN$$

Nośność strefy zbrojonej kratownicą:

$$V_{cu} = \tau_{cu} b_w z = 600 \cdot 0{,}080 \cdot 0{,}162 = 7{,}78\ kN$$

$$V_{du} = F_d(cos\alpha + sin\alpha)\frac{z}{s_d} + 0{,}35 f_{ctk,0{,}05} b_w z$$

$$= 24{,}57(0{,}559 + 0{,}829)\frac{0{,}162}{0{,}20} + 0{,}35 \cdot 1500 \cdot 0{,}080 \cdot 0{,}162 = 34{,}41\ kN$$

$$max(V_{cu}, V_{du}) = 34{,}41\ kN > V_{Ed} = 8{,}92\ kN$$

Nośność na rozwarstwienie:

$$\mu = 0{,}9$$

$$F_{Rwd,1} = A_{sw} f_{ywd}(\mu sin\alpha + \mu sin\alpha' + cos\alpha)$$

$$= 0{,}565 \cdot 10^{-4} \cdot 435000 \cdot (0{,}9 \cdot 0{,}829 + 0{,}9 \cdot 0{,}829 + 0{,}559) = 50{,}44\ kN$$

$$> V_{Ed} = 8{,}92\ kN$$

5.3.7. SLS – zarysowanie

Przyjęto współczynnik obciążeń długotrwałych:

$$\psi_2 = 0{,}3$$

Obciążenie ściankami działowymi uwzględniono jako długotrwałe.

Obciążenie długotrwałe na belkę:

$$p_{lt} = 0{,}60(2{,}04 + 1{,}20 + 0{,}80 + 0{,}3 \cdot 1{,}50) = 2{,}69\ kN/m$$

$$M_{lt} = 0{,}125 \cdot p_{lt} \cdot l_{eff}^2 = 0{,}125 \cdot 2{,}69 \cdot 3{,}80^2 = 4{,}86\ kNm$$

$$\sigma_s = \frac{M_{lt}}{zA_{s1}} = \frac{4{,}86 \cdot 10^{-3}}{0{,}162 \cdot 0{,}000157} = 191\ MPa$$

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys (klasa ekspozycji XC1):

$$w_k = 0{,}4\ mm$$

$$Ø_s^* = 35\ mm$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2{,}2\ MPa$$

$$h_{cr} \approx 0{,}5h = 0{,}5 \cdot 0{,}20 = 0{,}10\ m$$

$$k_c = 0{,}4$$

$$Ø_s = Ø_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2{,}9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} = 40 \cdot \frac{2{,}2}{2{,}9} \cdot \frac{0{,}4 \cdot 0{,}10}{2(0{,}20 - 0{,}180)} = 26{,}6\ mm > Ø = 10\ mm$$

5.3.8. SLS – ugięcie

Ciężar systemu stropowego:

$$g_1 + g_2 = 0{,}60 \cdot 2{,}04 = 1{,}22\ kN/m$$

Obciążenie długotrwałe od elementów opartych na stropie, dla którego jest sprawdzane czynne ugięcie:

$$g_a = 0{,}60 \cdot (0{,}80 + 0{,}70) = 0{,}90\ kN/m$$

Obciążenie długotrwałe przyłożone do stropu przed przyłożeniem obciążenia g_a:

$$g_v = 0{,}60 \cdot 0{,}30 = 0{,}18\ kN/m$$

Obciążenie długotrwałe przyłożone do stropu po przyłożeniu obciążenia g_a:

$$g_p = 0{,}60 \cdot 0{,}20 = 0{,}12\ kN/m$$

Długotrwała część przykładanych do stropu obciążeń użytkowych:

$$g_q = 0{,}6 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}50 = 0{,}27\ kN/m$$

Zmienna część obciążeń użytkowych przykładanych do stropu:

$$q = 0{,}6 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}50 = 0{,}63\ kN/m$$

$$\alpha = \frac{g_q + q}{g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + q} = \frac{0{,}27 + 0{,}63}{1{,}22 + 0{,}18 + 0{,}90 + 0{,}12 + 0{,}27 + 0{,}63} = 0{,}271$$

Dla jednoprzęsłowej belki swobodnie podpartej:

$$\delta_w = \delta_e = 0$$

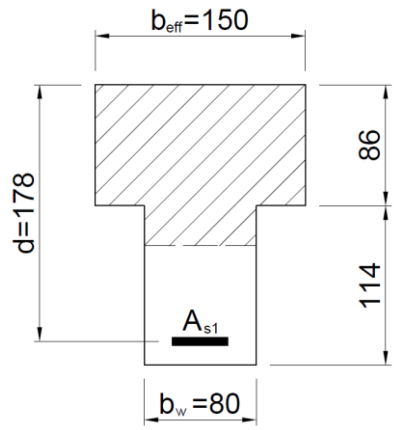
$$a = 1$$

Przyjęto współczynnik pełzania:

$$\emptyset(\infty, t_0) = 2$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \emptyset(\infty, t_0)} = \frac{30}{1+2} = 10{,}00\ GPa$$

Przyjęty do obliczeń przekrój sprowadzony przedstawiono na Rys. 12.



Rys. 12. Przekrój do obliczeń ugięcia

Odległość środka ciężkości przekroju betonowego od dolnej krawędzi przekroju:

$$y = \frac{0{,}08 \cdot 0{,}114 \cdot 0{,}0507 + 0{,}086 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}157}{0{,}08 \cdot 0{,}114 + 0{,}086 \cdot 0{,}15} = 0{,}1156\ m$$

Moment bezwładności przekroju betonowego:

$$J_c = \frac{0{,}08 \cdot 0{,}114^3}{12} + 0{,}08 \cdot 0{,}114(0{,}1156 - 0{,}0507)^2 + \frac{0{,}15 \cdot 0{,}086^3}{12} + 0{,}15$$
$$\cdot 0{,}086(0{,}157 - 0{,}1155)^2 = 7126 \cdot 10^{-8}\ m^4$$

Wskaźnik wytrzymałości przekroju betonowego:

$$W_c = \frac{J_c}{y} = \frac{7126 \cdot 10^{-8}}{0{,}1155} = 616 \cdot 10^{-6}\ m^3$$

Moment rysujący:

$$M_{cr} = W_c f_{ctm} = 616 \cdot 10^{-6} \cdot 2200 = 1{,}36\ kNm$$

Moment zginający dla SLS:

$$M_0 = 0{,}125 \cdot (g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + q) l_n^2 = 0{,}125 \cdot 3{,}32 \cdot 3{,}60^2 = 5{,}38\ kNm$$

$$M_{cr} = 1{,}36\ kNm < M_0 = 5{,}38\ kNm$$

Wniosek: Przekrój jest zarysowany.

<u>Sztywność przekroju w fazie I (niezarysowanej):</u>

$$F = \frac{b_{eff} - b_w}{b_w} = \frac{0{,}150 - 0{,}080}{0{,}080} = 0{,}875$$

$$T = \frac{h_f}{d} = \frac{0{,}086}{0{,}180} = 0{,}478$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10} = 20$$

$$\alpha_1 = \alpha_e \frac{A_{s1}}{b_w d} = 20 \frac{0{,}000157}{0{,}080 \cdot 0{,}180} = 0{,}218$$

$$\delta_1 = \frac{a_1}{d} = \frac{0{,}020}{0{,}180} = 0{,}111$$

$$\xi = \frac{0{,}5(1+\delta_1)^2 + \alpha_1 + 0{,}5FT^2}{1 + \delta_1 + \alpha_1 + FT} = \frac{0{,}5 \cdot (1+0{,}111)^2 + 0{,}218 + 0{,}5 \cdot 0{,}875 \cdot 0{,}478^2}{1 + 0{,}111 + 0{,}218 + 0{,}875 \cdot 0{,}478}$$

$$= 0{,}535$$

$$\frac{J_{uc}}{b_w d^3} = \frac{(1+\delta_1)^3}{12} + (1+\delta_1)[0{,}5(1+\delta_1) - \xi]^2 + \alpha_1(1-\xi)^2 + FT(\xi - 0{,}5T)^2$$

$$= \frac{(1+0{,}111)^3}{12} + (1+0{,}111)[0{,}5 \cdot (1+0{,}111) - 0{,}535]^2 + 0{,}218$$

$$\cdot (1-0{,}535)^2 + 0{,}875 \cdot 0{,}478 \cdot (0{,}535 - 0{,}5 \cdot 0{,}478)^2 = 0{,}1986$$

$$J_{uc} = 0{,}1986 b_w d^3 = 0{,}1986 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}180^3 = 0{,}927 \cdot 10^{-4}\ m^4$$

Sztywność przekroju w fazie II (zarysowanej):

$$A_1 = \alpha_1 + FT = 0{,}218 + 0{,}875 \cdot 0{,}478 = 0{,}636$$

$$A_2 = \alpha_1 + 0{,}5FT^2 = 0{,}218 + 0{,}5 \cdot 0{,}875 \cdot 0{,}478^2 = 0{,}318$$

$$\xi = \sqrt{A_1^2 + 2A_2} - A_1 = \sqrt{0{,}636^2 + 2 \cdot 0{,}318} - 0{,}636 = 0{,}384 < T = 0{,}478$$

Przekrój jest pozornie teowy.

Korekta:

$$\alpha_1 = \alpha_e \frac{A_{s1}}{b_{eff} d} = 20 \frac{0{,}000157}{0{,}150 \cdot 0{,}180} = 0{,}1163$$

$$F = T = 0$$

$$A_1 = \alpha_1 + FT = 0{,}218$$

$$A_2 = \alpha_1 + 0{,}5FT^2 = 0{,}218$$

$$\xi = \sqrt{A_1^2 + 2A_2} - A_1 = \sqrt{0{,}218^2 + 2 \cdot 0{,}218} - 0{,}218 = 0{,}380$$

$$\frac{J_{fc}}{b_{eff} d^3} = \frac{\xi^3}{3} + \alpha_1(1-\xi)^2 = \frac{0{,}380^3}{3} + 0{,}218(1-0{,}380)^2 = 0{,}1021$$

$$J_{fc} = 0{,}1021 b_{eff} d^3 = 0{,}0212 \cdot 0{,}18 \cdot 0{,}180^3 = 0{,}551 \cdot 10^{-4}\ m^4$$

Sprawdzenie ugięcia:

$$\zeta_t = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_0}} = 1 - \sqrt{\frac{1{,}36}{5{,}38}} = 0{,}498$$

$$\varepsilon_{cs} = 0{,}00035$$

- ugięcie całkowite w_t:

$$k_a = 1{,}0$$

$$w_t = \frac{l_n^2}{8k_a E_{c,eff}} \cdot \left[\frac{(1-\zeta_t)}{J_{uc}} + \frac{\zeta_t}{J_{fc}}\right] \cdot \left[\left(g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + \frac{1}{3}q\right)\frac{al_n^2}{9{,}6}\right] + \frac{\varepsilon_{cs} l_n^2}{8d}$$

$$= \frac{3{,}6^2}{8 \cdot 1{,}0 \cdot 10 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{(1-0{,}498)}{0{,}927 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}498}{0{,}551 \cdot 10^{-4}}\right]$$

$$\cdot \left[\left(1{,}22 + 0{,}18 + 0{,}90 + 0{,}12 + 0{,}27 + \frac{1}{3}0{,}63\right)\frac{1{,}0 \cdot 3{,}6^2}{9{,}6}\right] + \frac{0{,}00035 \cdot 3{,}6^2}{8 \cdot 0{,}180}$$

$$= 1{,}23\ cm$$

- ugięcie w_1:

$$M_{gv+ga} = 0{,}125 \cdot (g_1 + g_2 + g_v + g_a) l_n^2 = 0{,}125 \cdot (1{,}22 + 0{,}18 + 0{,}90) \cdot 3{,}6^2$$

$$= 3{,}73\ kNm$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{gv+ga}}} = 1 - \sqrt{\frac{1{,}36}{3{,}73}} = 0{,}397$$

$$w_1 = \frac{l_n^2}{8k_a E_{cm}} \cdot \left[\frac{(1-\zeta)}{J_{uc}} + \frac{\zeta}{J_{fc}}\right] \cdot \left[(g_1 + g_2 + g_v + g_a)\frac{al_n^2}{9{,}6}\right] + \frac{2}{5}\frac{\varepsilon_{cs} l_n^2}{8d}$$

$$= \frac{3{,}6^2}{8 \cdot 1{,}0 \cdot 30 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{(1-0{,}397)}{0{,}927 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}397}{0{,}551 \cdot 10^{-4}}\right]$$

$$\cdot \left[(1{,}22 + 0{,}18 + 0{,}90)\frac{1{,}0 \cdot 3{,}6^2}{9{,}6}\right] + \frac{2}{5} \cdot \frac{0{,}00035 \cdot 3{,}6^2}{8 \cdot 0{,}180} = 0{,}36\ cm$$

- ugięcie w_2:

$$w_2 = \frac{l_n^2}{8k_a E_{c,eff}} \cdot \left[\frac{(1-\zeta)}{J_{uc}} + \frac{\zeta}{J_{fc}}\right] \cdot \left[\left(g_1 + g_2 + g_v + \frac{1}{3}g_a\right)\frac{al_n^2}{9{,}6}\right] + \frac{\varepsilon_{cs} l_n^2}{8d}$$

$$= \frac{3{,}6^2}{8 \cdot 1{,}0 \cdot 10 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{(1-0{,}397)}{0{,}927 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}397}{0{,}551 \cdot 10^{-4}}\right]$$

$$\cdot \left[\left(1{,}22 + 0{,}18 + \frac{1}{3}0{,}90\right)\frac{1{,}0 \cdot 3{,}6^2}{9{,}6}\right] + \frac{2}{5} \cdot \frac{0{,}00035 \cdot 3{,}6^2}{8 \cdot 0{,}180} = 0{,}97\ cm$$

- ugięcie w_a:

$\psi = 0{,}5$ (przyjęto dla t>90 dni)

$$w_a = w_1 + \psi(w_2 - w_1) = 0{,}36 + 0{,}5(0{,}97 - 0{,}36) = 0{,}66\ cm$$

- ugięcie czynne f_a:

$$f_a = w_t - w_a = 1{,}23 - 0{,}66 = 0{,}57\ cm$$

Dopuszczalna wartość czynnego ugięcia dla kruchego wykończenia:

$$f_{a,lim} = \frac{l_n}{500} = \frac{360}{500} = 0{,}72\ cm$$

$$f_a = 0{,}57\ cm < f_{a,lim} = 0{,}72\ cm$$

Strzałka odwrotna nie jest wymagana.

5.4. Wytyczne do wymiarowania i konstruowania

Schemat statyczny:

1. Dopuszcza się stosowanie przedmiotowych systemów stropowych z następującymi schematami statycznymi:

- belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej,
- belki swobodnie podpartej jedno- lub obustronnie przewieszonej,
- belki wieloprzęsłowej ciągłej,
- belki wspornikowej (tylko systemy stropowe z nadbetonem konstrukcyjnym układanym na budowie).

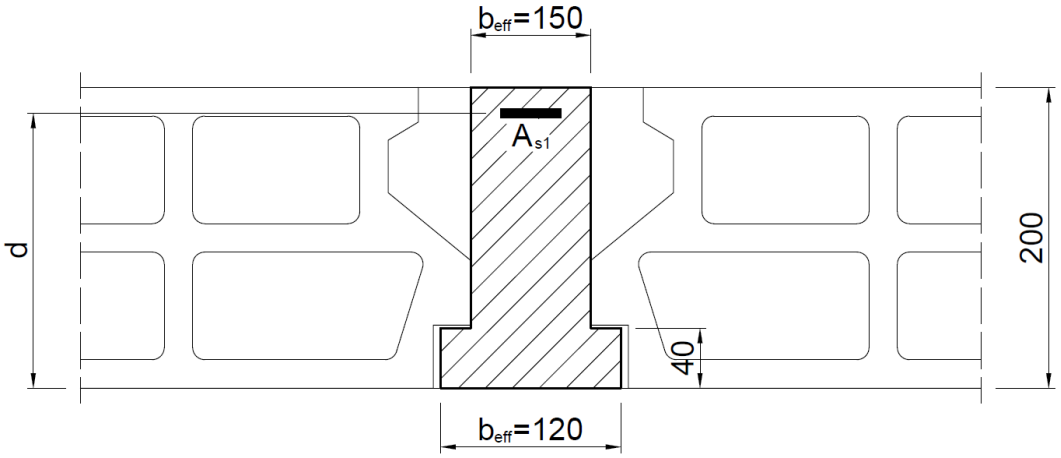
Wymiarowanie zbrojenia na zginanie w przęśle:

1. Zaleca się przeprowadzić wymiarowanie zbrojenia w przęśle według procedury i przykładów zamieszczonych w punktach 5.2 oraz 5.3 niniejszego opracowania. Do opracowania dołączono arkusze kalkulacyjne do wymiarowania wg ww. procedur (Załącznik 1).
2. W prostych przypadkach (układy swobodnie podparte, obciążone równomiernie) można stosować tabele do uproszczonego doboru belek stropowych (Załącznik 2).
3. W przypadku znacznych sił skupionych bądź dużych otworów, lokalne zwiększenie nośności można uzyskać poprzez zdwojenie belek stropowych bądź zaprojektowanie monolitycznych belek ukrytych. Przekroje te można wymiarować jako prostokątne bądź teowe.

Wymiarowanie zbrojenia na momenty ujemne:

1. Zaleca się przeprowadzić wymiarowanie zbrojenia na momenty ujemne według procedury i przykładów zamieszczonych w punktach 5.2 oraz 5.3 niniejszego opracowania, odpowiednio dobierając parametry geometryczne: d, b_{eff}, b_w oraz h_f (Rys. 13). W przypadku systemów stopowych z częściową warstwą nadbetonu, obliczone zbrojenie należy rozmieszczać na całej

szerokości dostępnej pomiędzy pustakami, z zachowaniem normowych warunków dotyczących otulenia i rozstawu. Do opracowania dołączono arkusze kalkulacyjne do wymiarowania wg ww. procedur (Załącznik 1).



Rys. 13. Obliczeniowy przekrój żebra stropowego do wymiarowania na momenty ujemne

2. W pierwszym podejściu można założyć, że przekrój jest pozornie teowy i przyjąć do wymiarowania klasę betonu w prefabrykowanych stopkach belek. Jeśli jednak w obliczeniach zostanie wykazane, że przekrój jest rzeczywiście teowy, należy powtórzyć wymiarowanie zakładając (najczęściej niższą) klasę betonu monolitycznego.

3. W przypadku znacznych momentów ujemnych (np. dla wsporników o dużym wysięgu) można przeprowadzić wymiarowanie belek jako przekrojów podwójnie zbrojonych, zakładając pracę na ściskanie prętów podłużnych w prefabrykowanych stopkach belek.

Wymiarowanie zbrojenia na ścinanie:

1. Zaleca się przeprowadzić wymiarowanie zbrojenia na ścinanie według procedury i przykładów zamieszczonych w punktach 5.2 oraz 5.3 niniejszego opracowania. Do opracowania dołączono arkusze kalkulacyjne do wymiarowania wg ww. procedur (Załącznik 1).

2. W prostych przypadkach (układy swobodnie podparte, obciążone równomiernie) można stosować tabele do uproszczonego doboru belek stropowych (Załącznik 2).

Stany graniczne użytkowalności:

1. Zaleca się przeprowadzić weryfikację zarysowania i ugięcia według procedury i przykładów zamieszczonych w punktach 5.2 oraz 5.3 niniejszego opracowania. Do opracowania dołączono arkusze kalkulacyjne do wymiarowania wg ww. procedur (Załącznik 1).

2. W prostych przypadkach (układy swobodnie podparte, obciążone równomiernie) można stosować tabele do uproszczonego doboru belek stropowych (Załącznik 2).

3. Należy zwrócić szczególną uwagę na sposób i kolejność przykładania obciążeń oraz, zależnie od sposobu użytkowania, dobrać współczynniki kombinacyjne.

4. Zależnie od podatności wykończenia stropu na jego ugięcie, należy zastosować odpowiednie ugięcie dopuszczalne.

5. W przypadku przekroczenia ugięcia dopuszczalnego można stosować strzałkę odwrotną wynoszącą maksymalnie 1/500 rozpiętości w świetle podpór.

Konstruowanie zbrojenia:

1. Obliczone z warunków nośności zbrojenie należy uzupełnić zbrojeniem dodatkowym w postaci siatek górą w strefach przypodporowych oraz w miejscu styku krawędzi stropu ze ścianami nienośnymi. Zbrojenie to powinno przenieść nie mniej niż:

- 25% momentu w przyległych przęsłach (dla podpór pośrednich),
- 15% momentu w przęśle (dla podpór skrajnych),
- 20 kN/mb krawędzi.

W tym celu można wykorzystać typowe siatki stosowane w istniejących wariantach stropu Teriva.

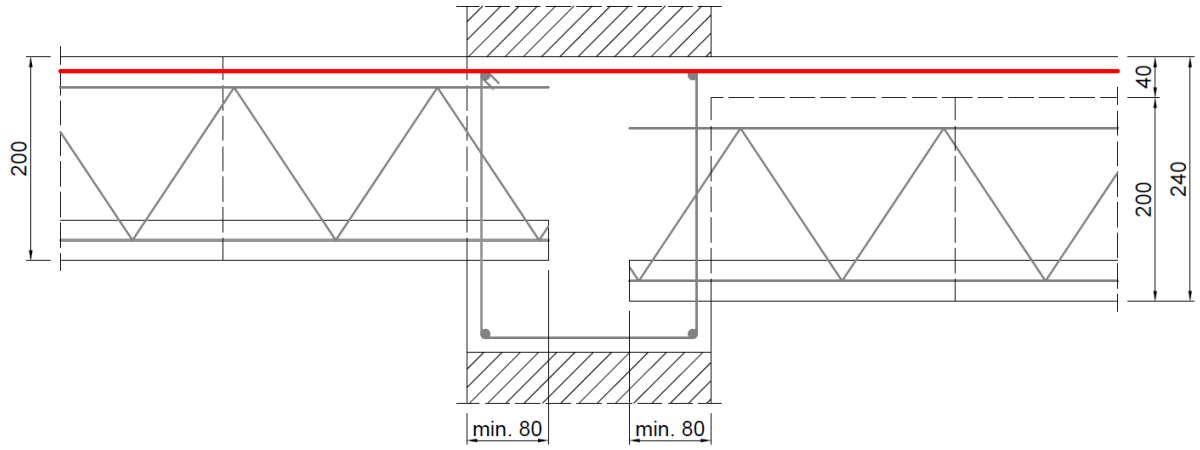
2. W przypadku stropu z częściową warstwą nadbetonu, ww. zbrojenie umieszczane na kierunku rozpiętości można skoncentrować w obrębie żeber, zaś umieszczane na kierunku prostopadłym do rozpiętości – w niszach powstałych poprzez usunięcie co trzeciego pustaka (można pozostawić dolną część pustaka w celu uniknięcia konieczności stosowania częściowego szalunku).

3. W przypadku stropów z nadbetonem konstrukcyjnym układanym na budowie, których obciążenie użytkowe jest mniejsze niż 2,5 kN/m^2, płyta nadbetonu powinna być zazbrojona siatką spawaną o powierzchni zbrojenia prostopadłego do belek wynoszącej co najmniej 0,5 cm^2/m. W przeciwnym wypadku, wymagane pole zbrojenia należy zwymiarować z wykorzystaniem odpowiednich warunków nośności. Jeśli obciążenie użytkowe jest mniejsze niż 2,5 kN/m^2 i nie występują momenty ujemne, a rozpiętość stropu nie przekracza 6,0 m, to siatkę można zastąpić zbrojeniem rozproszonym np. w postaci włókien polipropylenowych.

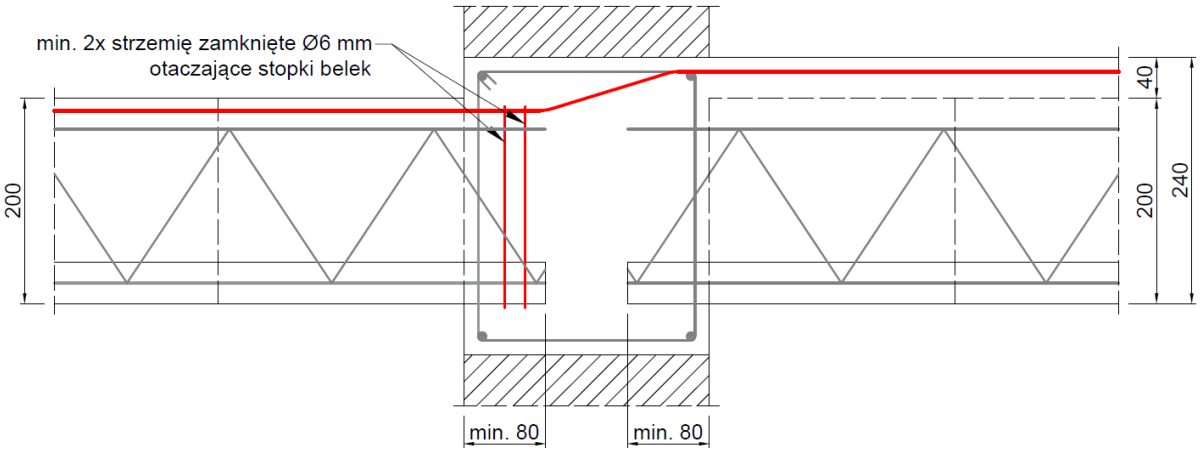
4. W przypadku stropów o rozpiętości powyżej 3,0 m należy zastosować jedno żebro rozdzielcze. W przypadku rozpiętości przekraczających 4,5 m należy zastosować dwa żebra rozdzielcze. Żebro rozdzielcze można wykonać poprzez rozsunięcie sąsiednich rzędów

pustaków o 7-12 cm, zastosowanie częściowego szalunku bądź odpowiednich kształtek, umieszczenie zbrojenia i wypełnienie betonem monolitycznym. Żebro rozdzielcze, zwłaszcza w przypadku stropów z częściową warstwą nadbetonu, poprawia przestrzenną pracę stropu i minimalizuje zjawisko klawiszowania.

5. Zbrojenie zwymiarowane na momenty ujemne należy szczególnie starannie zakotwić. O ile to możliwe, zaleca się wprowadzenie zbrojenia w sąsiednie przęsło. Przykładowe rozwiązania dla stropów o różnych wysokościach przedstawiono na Rys. 14 oraz Rys. 15.



Rys. 14. Oparcie stropu ze zbrojeniem obliczonym na momenty ujemne – górna powierzchnia stropu na jednakowej wysokości



Rys. 15. Oparcie stropu ze zbrojeniem obliczonym na momenty ujemne – dolna powierzchnia stropu na jednakowej wysokości

6. W przypadku ustrojów wspornikowych należy zapewnić warunek stateczności. Najczęściej górne zbrojenie wprowadzane jest do przyległego stropu i to jego ciężar jest wykorzystywany do uzyskania odpowiedniego momentu rysującego. W przypadkach, w których stateczność na

obrót wspornika będzie zapewniana przez utwierdzenie w ryglu bądź wieńcu, należy sprawdzić nośność na skręcanie tych elementów.