

5. Projekt techniczny podciągu

Obciążenia podciągu pochodzące z żeber:



Obciążenie:

- stałe skupione $G_k = 70,9 \text{ kN}$
- stałe rozłożone $g_k = 0,35 \cdot 0,6 \cdot 25 = 5,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- zmienne skupione $Q_k = 139 \text{ kN}$

Kombinacje obciążeń:

1. $1,35(G_k + g_k) + 1,5Q_k$
2. $1,35(G_k + g_k)$

Głębokość oparcia belki na ścianie wynosi $t = 0,44\text{m}$.

- ściana:

$$a = \min\{0,5h; 0,5t\} = \min\{0,5 \cdot 0,70\text{m}; 0,5 \cdot 0,44\text{m}\} = 0,22\text{m}$$

- słup:

$$a = \min\{0,5h; 0,5t\} = \min\{0,5 \cdot 0,7\text{m}; 0,5 \cdot 0,35\text{m}\} = 0,175\text{m}$$

Rozpiętości obliczeniowe:

$$l_{eff,1} = 0,22 + 6,30 = 6,52\text{m}$$

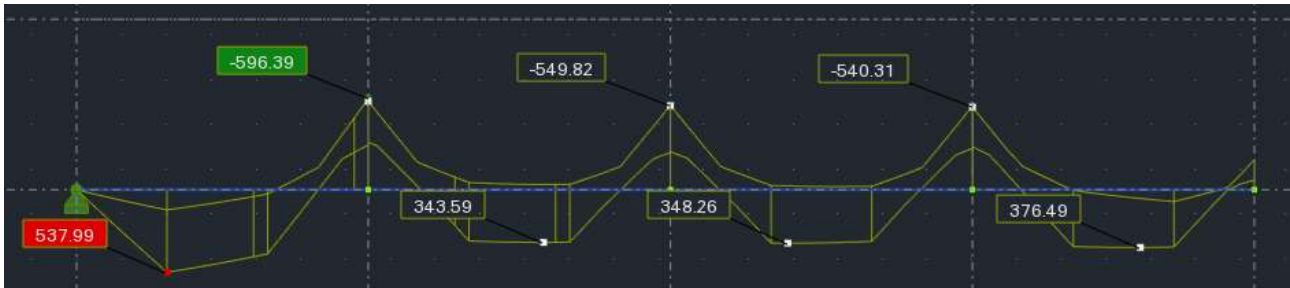
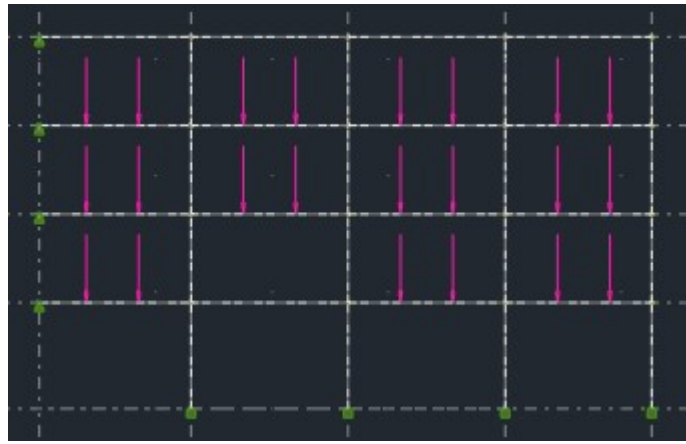
$$l_{eff,2,3} = 6,75 = 6,75\text{m}$$

$$l_{eff,4} = 6,30 = 6,30\text{m}$$

$$h_1 = 3,8 + 0,75 = 4,55\text{m}$$

$$h_{2-4} = 3,8 \text{ m}$$





5.1. Wymiarowanie podciągu na zginanie

Przęsło pierwsze

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,85 \cdot l_{eff} = 0,85 \cdot 6,52 = 5,54m$$

Odległość w świetle pomiędzy podciągami a ścianą : $b = 5,8 - \frac{0,35}{2} = 5,63m$

Przyjęto półkę o równej długości z każdej strony: $b_1 = b_2 = \frac{b}{2} = \frac{5,63m}{2} = 2,82m$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2b_1 + 0,1l_0 \\ 0,2l_0 \\ b_1 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 2,82 + 0,1 \cdot 5,63 = 1,13m \\ 0,2 \cdot 5,63 = 1,13m \\ 2,82m \end{array} \right\} = 1,13m \quad [(5.7a)$$

EC2]

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w = 2 \cdot 1,13 + 0,35 = 2,61m \quad [(5.7) \text{ EC2}]$$

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

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

Wysokość użyteczna przekroju

$$d = h - a_1 = 0,70 - 0,048 = 0,652m$$

Sprawdzenie teowości przekroju:

$$M_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) = 17,9 \cdot 10^3 kN/m^2 \cdot 2,61m \cdot 0,10m (0,652m - 0,5 \cdot 0,10m) =$$

$$= 2800kNm > 538kNm = M_{Ed}$$

Przekrój jest pozornie teowy

Bezwymiarowy współczynnik momentu zginającego

$$S_{c,eff} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{538kNm}{17900 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,61m \cdot (0,652m)^2} = 0,0271$$

Względna efektywna wysokość strefy ściskanej betonu

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot S_{c,eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0271} = 0,0275 < 0,50 = \xi_{eff,lim}$$

Wysokość strefy ściskanej betonu

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0275 \cdot 0,652m = 0,0179m$$

Wymagane pole przekroju zbrojenia rozciąganego ze względu na zginanie

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9MPa \cdot 2,61m \cdot 0,0179m}{435MPa} = 1,92 \cdot 10^{-3}m^2 = 19,2cm^2$$

Minimalne pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1,min} = \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{2,6MPa}{435MPa} 0,35m \cdot 0,652m = 3,55 \cdot 10^{-4}m^2 \\ 0,0013 \cdot 0,35m \cdot 0,652m = 2,97 \cdot 10^{-4}m^2 \end{array} \right\} = 3,6cm^2$$

Całkowite wymagane pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s1,req} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 19,2cm^2 \\ A_{s1,min} = 3,6cm^2 \end{array} \right\} = 19,2cm^2 [9.2.1.1 EC2]$$

Przyjęto $4\phi 25, A_{s1,prov} = 19,6cm^2$

Maksymalne pole powierzchni zbrojenia

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04bh = 0,04 \cdot 35cm \cdot 70cm = 98cm^2 > A_{s1,prov} [9.2.1.1 EC2]$$

Odległość w świetle pomiędzy prętami:

$$s_l = \frac{b - 2c_{nom} - 2\phi_s - n\phi}{n - 1} = \frac{0,35m - 2 \cdot 0,03m - 2 \cdot 0,008m - 4 \cdot 0,025m}{4 - 1} = 0,07m > 0,021m$$

Przęsło środkowe

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,70 l_{eff} = 0,70 \cdot 6,75 = 4,73m$$

Odległość w świetle pomiędzy podciągami a ścianą : $b = 5,8 - \frac{0,35}{2} = 5,63m$

Przyjęto półkę o równej długości z każdej strony: $b_1 = b_2 = \frac{b}{2} = \frac{5,63m}{2} = 2,82m$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2b_1 + 0,1l_0 \\ 0,2l_0 \\ b_1 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 2,82 + 0,1 \cdot 4,73 = 1,04m \\ 0,2 \cdot 4,73 = 0,946m \\ 2,82m \end{array} \right\} = 0,946m [(5.7a)$$

EC2]

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w = 2 \cdot 0,946 + 0,35 = 2,24m [(5.7) EC2]$$

Przekrój jest pozornie teowy

Bezwymiarowy współczynnik momentu zginającego

$$S_{c,eff} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{348kNm}{17900 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,24m \cdot (0,652m)^2} = 0,0204$$

Względna efektywna wysokość strefy ściskanej betonu

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot S_{c,eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0204} = 0,0206 < 0,50 = \xi_{eff,lim}$$

Wysokość strefy ściskanej betonu

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0206 \cdot 0,652m = 0,0134m$$

Wymagane pole przekroju zbrojenia rozciąganego ze względu na zginanie

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9MPa \cdot 2,24m \cdot 0,0134m}{435MPa} = 1,24 \cdot 10^{-3}m^2 = 12,4cm^2$$

Przyjęto $3\phi 25, A_{s1,prov} = 14,7cm^2$

Przęsło skrajne

Przyjęto szerokość półki jak w przęśle środkowym: $b_{eff} = 2,24m$

Przekrój jest pozornie teowy

Bezwymiarowy współczynnik momentu zginającego

$$S_{c,eff} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{376kNm}{17900 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,24m \cdot (0,652m)^2} = 0,0220$$

Względna efektywna wysokość strefy ściskanej betonu

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot S_{c,eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} = 0,0223 < 0,50 = \xi_{eff,lim}$$

Wysokość strefy ściskanej betonu

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0223 \cdot 0,652m = 0,0145m$$

Wymagane pole przekroju zbrojenia rozciąganego ze względu na zginanie

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9MPa \cdot 2,24m \cdot 0,0145m}{435MPa} = 1,34 \cdot 10^{-3}m^2 = 13,4cm^2$$

Przyjęto $3\phi 25, A_{s1,prov} = 14,7cm^2$

Podpora B

$$l_0 = 0,15 \cdot (6,3 + 6,75) = 1,96m$$

$$b = 5,8 - \frac{0,35}{2} = 5,63m$$

$$b_1 = b_2 = \frac{b}{2} = \frac{5,63m}{2} = 2,82m$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2b_1 + 0,1l_0 \\ 0,2l_0 \\ b_1 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 2,82 + 0,1 \cdot 1,96 = 0,76m \\ 0,2 \cdot 1,96 = 0,392m \\ 2,82m \end{array} \right\} = 0,392m \quad [(5.7a)$$

EC2]

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w = 2 \cdot 0,392 + 0,35 = 1,13m \quad [(5.7) \text{ EC2}]$$

Moment w osi podpory $M_B = -596 \text{ kNm}$

Moment w licu podpor: $M_{Ed} = -596 + 367 \cdot 0,175 - 7,09 \cdot 0,175^2 \cdot 0,5 = -531kNm$

Zbrojenie podciągu umieszczone jest poniżej górnego zbrojenia żebra

Mgr inż. Piotr Bońkowski, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Opolska
Konstrukcje Betonowe 1, semestr letni 2016/2017

$$a_1 = c_{nom} + \phi_{s,z} + \phi_z + 0,5\phi_p = 0,030m + 0,008m + 0,020m + 0,5 \cdot 0,020m = 0,068m$$

Wysokość użyteczna przekroju

$$d = h - a_1 = 0,70 - 0,068 = 0,632m$$

$$S_{c,eff} = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2) = 0,531 / (17,9 \cdot 0,35 \cdot 0,632^2) = 0,212$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2S_{c,eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,212} = 0,241$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,241 \cdot 0,632 = 0,152m > 0,136m = 2 \cdot 0,068 = 2a_1$$

(Można uwzględnić zbrojenie w strefie ściskanej do czego zachęcam w Państwa projektach)

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9MPa \cdot 0,35m \cdot 0,152m}{435MPa} = 2,19 \cdot 10^{-3}m^2 = 21,9cm^2$$

Podpora C

Moment w osi podpory $M_C = -550$ kNm

Moment w licu podpor: $M_{Ed} = -550 + 350 \cdot 0,175 - 7,09 \cdot 0,175^2 \cdot 0,5 = -489kNm$

Podpora D

Moment w osi podpory $M_D = -540$ kNm

Moment w licu podpor: $M_{Ed} = -540 + 362 \cdot 0,175 - 7,09 \cdot 0,175^2 \cdot 0,5 = -477kNm$

5.1.1. Przyjęcie koncepcji zbrojenia

Przyjęto:

- w pierwszym przęśle $4\phi 25, A_{s1,prov} = 19,6cm^2$
- w środkowych przęsłach $3\phi 25, A_{s1,prov} = 14,7cm^2$
- w skrajnym przęśle $3\phi 25, A_{s1,prov} = 14,7cm^2$
- nad podporami $7\phi 20 A_s = 22,0cm^2$

5.2. Wymiarowanie podciągu na ścinanie

Podpora B

Siła tnąca w osi podpory, $V_{Ed,0} = 408kN$

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

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

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{652}} = 1,55 \leq 2,0$$

Przyjęto $2\phi 16$ górą, $A_{s1,prov} = 4,02cm^2$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{4,02}{35 \cdot 65,2} = 0,00177$$

$$v_{min} = 0,035 k^2 f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,55^2 \cdot 25^{1/2} = 0,338$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0,129 \cdot 1,55(100 \cdot 0,00177 \cdot 25)^{(1/3)} + 0)350 \cdot 652 = 74900N \\ (0,338 + 0)350 \cdot 652 = 77100N \end{array} \right\} = 77,1kN$$

$$< 408kN = V_{Ed,1}$$

Należy zabrać belkę ze względu na ścinanie:

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,652 = 0,587m$$

$$l_{s,max} = 2 \cdot z = 2 \cdot 0,587 = 1,17m$$

Wymagany rozstaw strzemion

$$s_1 \leq \frac{A_{sw}f_{ywd}zctg_1\theta}{V_{Ed}} = \frac{1 \cdot 10^{-4}m^2 \cdot 435MN/m^2 \cdot 1,17m}{0,408MN} = 0,125m[(6,8) EC2]$$

Nośność krzyżulca betonowego:

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

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw}b_wz v_1 f_{cd}}{ctg\theta + \tan\theta} = \frac{1,0 \cdot 0,35m \cdot 0,587m \cdot 0,54 \cdot 17900kN/m^2}{2 + \frac{1}{2}} = 794kN > 408kN = V_{Ed,1}[(6.9)-(6.11), EC2]$$

Maksymalny dopuszczalny rozstaw strzemion:

$$s_{l,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}f_{yk}}{0,08\sqrt{f_{ck}b_w}\sin} \\ 0,75d(1 + ctg\alpha) \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,0cm^2 \cdot 500}{0,08\sqrt{25} \cdot 35 \cdot 1} = 35,7cm \\ 0,75 \cdot 65,2(1 + 0) = 37,7cm \end{array} \right\} = 0,357m[(9.4)-(9.6)$$

EC2 (po przekształceniach)]

Dla maksymalnego rozstawu strzemion nośność na ścinanie wynosi:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}f_{ywd}zctg_1\theta}{s_{l,max}} = \frac{1 \cdot 10^{-4}m^2 \cdot 435MN/m^2 \cdot 1,17m}{0,35m} = 145kN > V_{Rd,c}$$

Przyjęto strzemiona w rozstawie 12 cm

Ten sam rozstaw przyjęto dla pozostałych podpór wewnętrznych

Podpora E

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed,0} = 324kN$,

Wymagany rozstaw strzemion

$$s_1 \leq \frac{A_{sw}f_{ywd}zctg_1\theta}{V_{Ed1}} = \frac{1 \cdot 10^{-4}m^2 \cdot \frac{435MN}{m^2} \cdot 1,17m}{0,408MN} = 0,157m[(6,8) EC2]$$

Przyjęto strzemiona w rozstawie 15 cm

5.2.2. Ścinanie między płytą a podciągami

- Podpory pośrednie

$$\beta = \frac{\beta_{eff,1}}{\beta_{eff}} = \frac{0,392}{1,13} = 0,347$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed,0}}{zh_f} = 0,347 \frac{408}{0,587 \cdot 0,1} = 2,41MPa > 0,516MPa = k \cdot f_{ctd}$$

Wymagane jest dodatkowe zbrojenie ze względu na ścinanie.

$$v_{Rd,max} = v f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f = 0,54 \cdot 17,9 \cdot 0,89 \cdot 0,45 = 3,87MPa > 2,41MPa = v_{Ed}$$

Mgr inż. Piotr Bońkowski, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Opolska
Konstrukcje Betonowe 1, semestr letni 2016/2017

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{f_{yd} \cdot ctg\theta_f} = \frac{2,41 \cdot 0,1}{435 \cdot 1,25} = 4,43 \cdot 10^{-4} m^2/m = 4,43 cm^2/m$$

$$\frac{A_{st}}{s_t} = \max\left\{ \frac{A_{sb}}{s_b} + 0,5 \frac{A_{sf}}{s_f} = 0 + 0,5 \cdot 4,43 = 2,22 cm^2/m \right. \\ \left. \frac{A_{sf}}{s_f} = 4,43 cm^2/m \right\} = 4,43 cm^2/m$$

Istniejące zbrojenie dolne i górne na połączeniu płyty ($\varphi 6$ co 300 mm $A_s = 2 \cdot 0,94 = 1,88 cm^2/m$) jest nie wystarczające do przeniesienia sił ścinających. Zdecydowano się dobrać płytę prętami $\varphi 10$ w rozstawie $\frac{A_\phi \cdot 1m}{A_{s1,req}} = \frac{0,785c^2 \cdot 100cm}{(4,43 - 1,88)cm^2} = 30,8cm$. Przyjęto rozstaw 30 cm.

5.2.3. Ścinanie w miejscu połączenia żebra z podciągami [PN-B 9.3.1.3]

Różnica wysokości podciągu i żebra jest równa 200 mm. Ponieważ zbrojenie dolne podciągu sięga wysokości 65mm, to efektywna różnica wynosi 135mm. Na tej długości zmieści się 6 strzemion w odstępach 20 mm od lica żebra i 50 mm pomiędzy strzemionami. Siła przenoszona przez te strzemiona (po obu stronach żebra) jest równa:

$$F = n \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 6 \cdot 1,04 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^3 = 271 kN$$

Zredukowana reakcja z żebra na podciąg wynosi:

$$F_{red} = \frac{R_{max} \cdot h_{zebra}}{h_{podciagu}} = \frac{304 \cdot 50}{70} = 217 < 271 kN$$

ścięcie na styku żebro-podciąg nie nastąpi

5.3. Obliczenie nośności, długości zakotwień i zakładów

Nośność zbrojenia na rozciąganie w funkcji ilości prętów:

$$F_{Rs} = A_{s1} f_{yd}$$

Zbrojenie dolne:

Zbrojenie	liczba prętów	A_{s1} [cm ²]	F_{Rs} [kN]
2φ25	2	9.82	427
3φ25	3	14.73	641
4φ25	4	19.63	854

Zbrojenie górne:

Zbrojenie	liczba prętów	A_{s1} [cm ²]	F_{Rs} [kN]
2φ20	2	6.28	273
4φ20	4	12.57	547
7φ20	7	21.99	957

Zakotwienie zbrojenia dolnego na podporach skrajnych:

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yd} \cdot F_{Ed}}{F_{Rs}} = \frac{435 \cdot 273}{854} = 139 \text{ MPa}$$

Podstawowa długość zakotwienia:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varphi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{25 \cdot 139}{4 \cdot 2,90} = 300 \text{ mm} [(8.3) \text{ EC2}]$$

$$0,3l_{b,rqd} = 0 = 16,2 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \max \{ 10 \cdot 25 = 200 \text{ mm} \} = 250 \text{ mm} [(8.6) \text{ EC2}]$$

(Zakotwienia i długości zakładów należy obliczyć w podobny sposób)

Obwiednia sił rozciągających w prętach:

Przy obliczaniu obwiedni sił rozciągających wykorzystano wzór (6.18) EC2:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha)$$

Gdzie ramię sił wewnętrznych $z = d - 0,5x_{eff}$

Np. dla maksymalnego momentu przeszłowego:

$$F_{Ed} = \frac{537 \text{ kNm}}{\left(0,652 - \frac{0,0179}{2}\right) \text{ m}} + 0 = 835 \text{ kN}$$

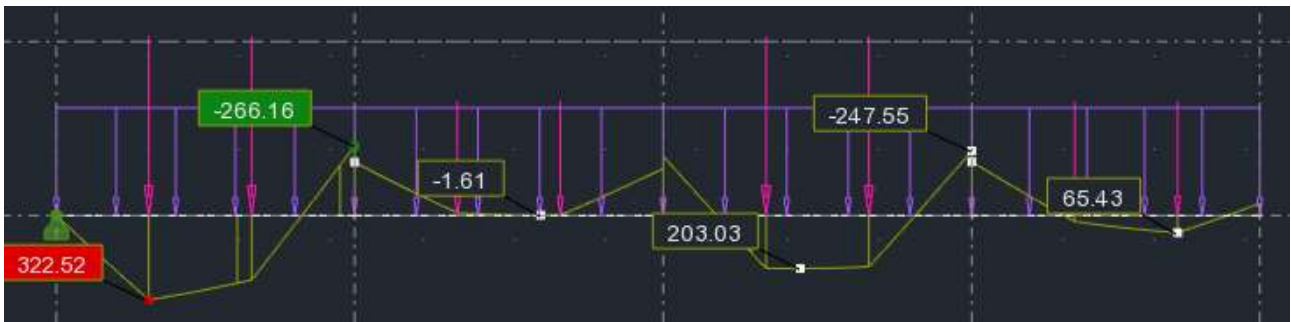
Dla skrajnej podpory powyższy warunek przybiera formę (9.3) EC2:

$$F_{Ed} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha) = 0,5 \cdot 273 \text{ kN} \cdot (2 - 0) = 273 \text{ kN}$$

5.3. Obliczenie ugięcia podciągu

Obciążenia:

- stałe skupione $G_k = 70,9 \text{ kN}$
- stałe rozłożone $g_k = 5,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- zmienne skupione, długotrwałe $\psi_2 \cdot Q_k = 0,8 \cdot 139 \text{ kN} = 111 \text{ kN}$



Dla obciążeń jak na rysunku $M_{Eqp} = 323kNm$

a) obliczenia wstępne

Obwód kontrolny:

$$u = b_{eff} + 2(h - h_f) = 261 + 2(70 - 10) = 381cm$$

$$A_c = 261 \cdot 10 + 35 \cdot 60 = 4710cm^2$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 4710}{381} = 24,8cm = 248mm$$

Dla $RH = 50\%$, $t_0 = 30dni$:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{1/3}} = 1 + \frac{1 - \frac{50}{100}}{0,1 \cdot 248^{1/3}} = 1,80$$

$$\beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \cdot 16,8 = \frac{1}{0,1 + 30^{0,2}} \cdot 16,8 = \frac{1}{0,1 + 30^{0,2}} \cdot 16,8 = 1,41$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = 1,80 \cdot 1,41 = 2,54$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 = 1,5[1 + (0,012 \cdot 50)^{18}] \cdot 248 + 250 = 622$$

$$\beta_c(\infty, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 30}{622 + 18250 - 30} \right]^{0,3} = 0,990$$

$$\varphi(t_0, \infty) = \varphi_0 \beta_c(\infty, t_0) = 2,54 \cdot 0,99 = 2,51$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t_0, \infty)} = \frac{31}{1 + 2,51} = 8,83GPa$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{8,83} = 22,6$$

Zbrojenie w pręśle pierwszym $4\varphi 25$, $A_{s1} = 19,6 cm^2$

$$0,5b_{eff} \cdot h_f^2 = 0,5 \cdot 2,61 \cdot 0,1^2 = 13,1 \cdot 10^{-3}m$$

$$\alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - h_f) = 19,6 \cdot 22,6 \cdot 10^{-4} \cdot (0,652 - 0,1) = 23,0 \cdot 10^{-3}m$$

Przekrój jest rzeczywiście teowy

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

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

$$(2,61 - 0,35) \cdot 0,1 \cdot (x_{II} - 0,05) + 0,35 \cdot x_{II}^2 \cdot 0,5 = 19,6 \cdot 10^{-4} \cdot 22,6 \cdot (0,652 - x_{II})$$

$$x_{II} = 0,147$$

$$I_{II} = \frac{(b_{eff} - b_f)h_f^3}{12} + (b_{eff} - b_f)h_f(x_{II} - 0,5h_f)^2 + \frac{b_f x_{II}^3}{3} + A_{s1} \alpha_e (d - x_{II})^2 =$$

$$= \frac{(2,61 - 0,35)0,1^3}{12} + (2,61 - 0,35) \cdot 0,1 \cdot (0,147 - 0,05)^2 + \frac{0,35 \cdot 0,147^3}{3} + 19,6 \cdot 10^{-4} \cdot 22,6$$

$$\cdot (0,652 - 0,147)^2 =$$

$$= 14,1 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{Eqp}}{I_{II}} (d - x_{II}) = \frac{22,6 \cdot 323}{14,1 \cdot 10^{-3}} \cdot (0,652 - 0,147) = 261 MPa$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{19,6}{35 \cdot 65,2} = 0,86\%$$

b) sprawdzenie ugięcia

maksymalny stosunek rozpiętości to wysokości użytecznej:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0,5\%$$

$$\max \frac{l_{eff}}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho'}{\rho_0} \right] \cdot \frac{310}{\sigma_s} \cdot 0,8$$

$$= 1,3 \left[11 + 1,5\sqrt{25} \frac{0,005}{0,0086 - 0} + 0 \right] \cdot \frac{310}{261} \cdot 0,8 = 19,0$$

W analizowanym przęśle: $\frac{l_{eff}}{d} = \frac{6,52}{0,652} = 10 < 19 \Rightarrow$ Stan graniczny ugięcia nie zostanie przekroczony

c) Sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy

Maksymalna dopuszczalna średnica zbrojenia wynosi:

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ctm}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2(h - d)} = 18 \cdot \frac{2,6}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 0,35}{2(0,7 - 0,652)} = 23,5$$

Dopuszczalna średnica zbrojenia jest mniejsza od przyjętej. Należy ograniczyć średnicę przyjętych prętów, lub przeprowadzić dokładniejsze sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy