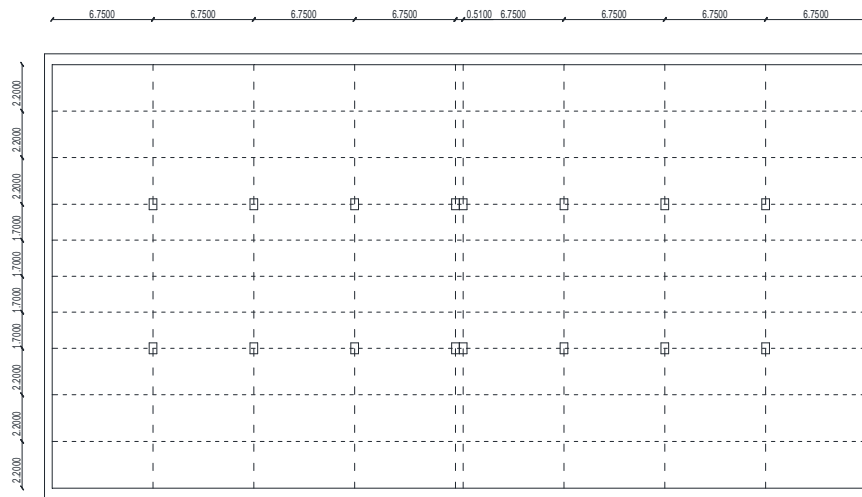


I Spis treści

1. Opis techniczny i założenia konstrukcyjne.....	2
2. Projekt wstępny.....	4
2.1. Płyta.....	4
2.2. Wariant I.....	5
2.3. Wariant II.....	6
2. Obliczenia stropodachu.....	8
3. Projekt techniczny płyty.....	9
4. Projekt techniczny żebra.....	13
4.1 Schemat statyczny żebra.....	13
4.2. Wymiarowanie żebra ze względu na zginanie.....	14
4.2.1. Wymiarowanie w przęśle.....	14
4.2.2. Wymiarowanie na podporach.....	15
4.2.3. Przyjęcie koncepcji zbrojenia.....	16
4.3. Wymiarowanie żebra na ścinanie.....	16
4.3.1. Konstruowanie belki ze względu na zginanie i ścinanie.....	18
4.3.2. Sprawdzenie ścinania na styku zebro-płyta.....	20
4.4. Obliczenie ugięcia żebra.....	20
4.5. Sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy.....	22
5. Projekt techniczny podciagu.....	23
5.1. Wymiarowanie podciagu na zginanie.....	25
5.1.1. Wymiarowanie w przęśle.....	25
5.1.2. Wymiarowanie na podporach.....	26
5.1.3. Przyjęcie koncepcji zbrojenia.....	27
5.2. Wymiarowanie podciagu na ścinanie.....	29
5.2.1. Ścinanie w miejscu połączenia żebra z podciągami.....	30
5.2.2. Ścinanie płytą a podciągami.....	30
5.3. Obliczenie ugięcia podciagu.....	32
6. Projekt techniczny słupa.....	33
7. Projekt techniczny stopy fundamentowej.....	37
7.1. Założenia.....	37
7.2. Oddziaływania.....	38
7.3. Sprawdzenie warunku GEO.....	38
7.3.1. Wyznaczenie dodatkowych stałych obciążeń.....	38
7.3.2. Wyznaczenie mimośrodków.....	38
7.3.3. Wyznaczenie parametrów geotechnicznych.....	39
7.4. Wymiarowanie stopy na zginanie.....	40
7.4.1. Wyznaczenie momentów zginających dla średnich naprężeń działających na wspornik.....	41
7.4.2. Wyznaczenie powierzchni zbrojenia dla średnich naprężeń działających na wspornik.....	41
7.5. Wymiarowanie stopy fundamentowej na przebicie.....	42



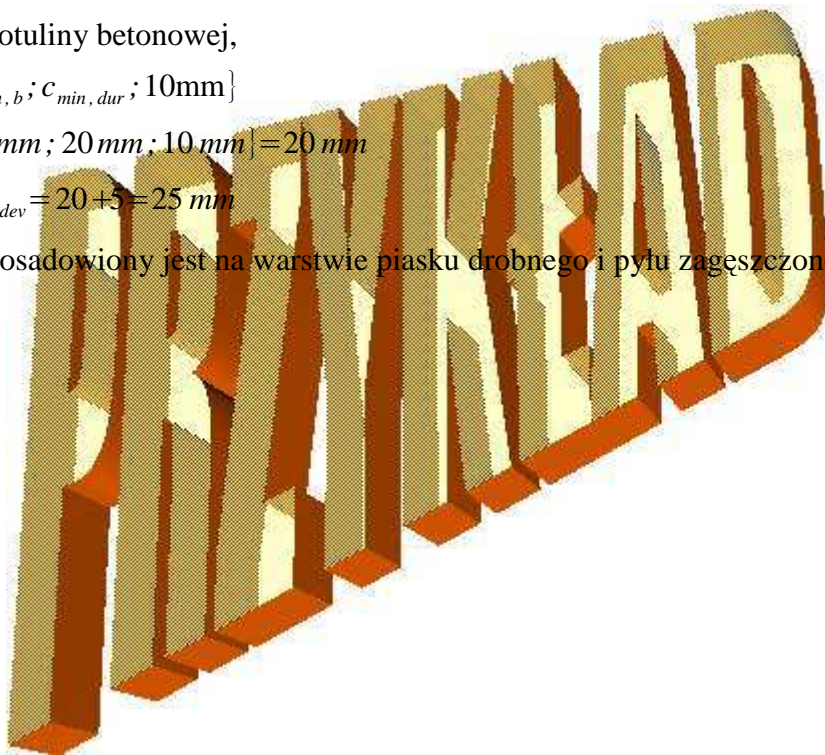
- grubość otuliny betonowej,

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

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

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 5 = 25\text{ mm}$$

- Obiekt posadowiony jest na warstwie piasku drobnego i pyłu zagęszczonego



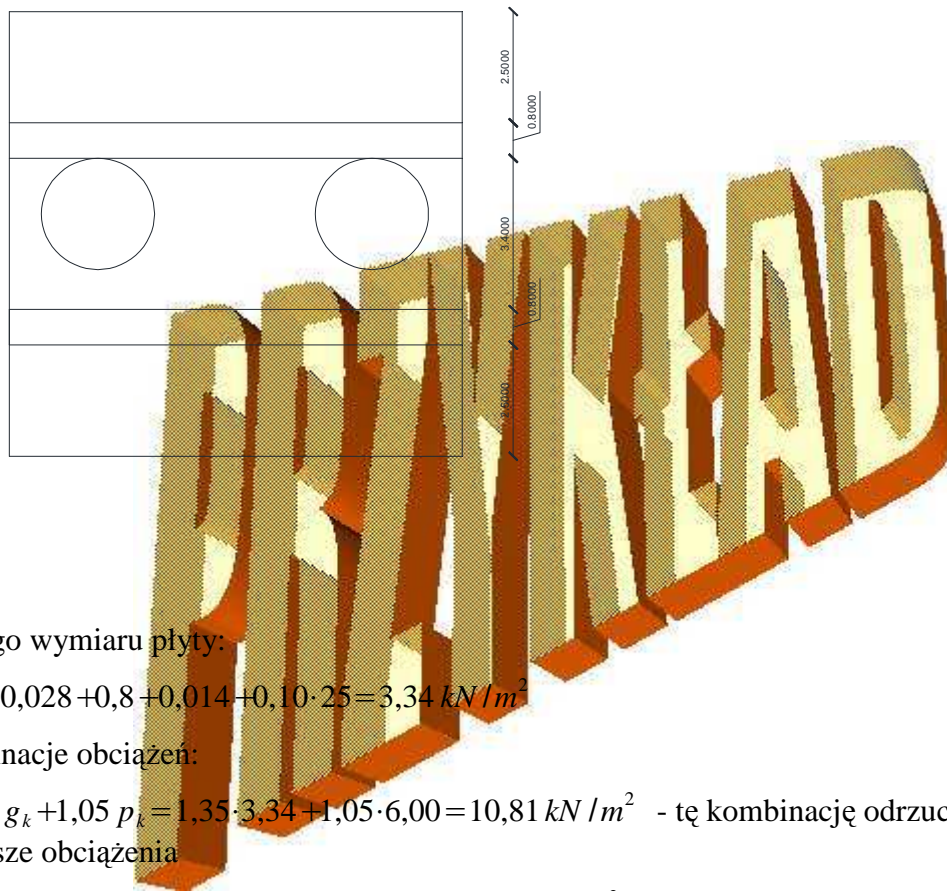
2. Projekt wstępny

2.1. Płyta

Dla betonu C25/30 i stopnia zbrojenia $\rho = 0,35\%$ dla przęsła skrajnego:
 $max l_{eff} / d = 26,2 \cdot 1,3 = 34,06 \Rightarrow d \geq 2,25 / 34,06 = 0,066 m = 6,6 cm$

$$h = c_{nom} + \varphi / 2 + d = 25 + 4 + 66 = 95 mm$$

przyjęto płytę o grubości 100 mm



dla tego wymiaru płyty:

$$g_k = 0,028 + 0,8 + 0,014 + 0,10 \cdot 25 = 3,34 kN/m^2$$

kombinacje obciążeń:

$1,35 g_k + 1,05 p_k = 1,35 \cdot 3,34 + 1,05 \cdot 6,00 = 10,81 kN/m^2$ - tę kombinację odrzucamy ze względu na mniejsze obciążenia

$$1,15 g_k + 1,5 p_k = 1,15 \cdot 3,34 + 1,50 \cdot 6,00 = 12,84 kN/m^2$$

$$1,00 g_k + 0,0 p_k = 1,00 \cdot 3,34 = 3,34 kN/m^2$$

2.2. Wariant I

Wstępne wymiarowanie żebr

Żebro pracuje głównie na zginanie.

Przy rozstawie żeber 2,25 m otrzymuje się jego obciążenie równe $12,84 \cdot 2,25 = 28,89 \text{ kN/m}$

Maksymalny moment szacuje się na:

$$M_{max} = 0,1(q+p) \cdot l_{eff}^2 \approx 0,1 \cdot 28,89 \cdot 6,75^2 = 131,63 \text{ kNm}$$

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

$$\xi_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{420 \cdot 0,012}{17,9} = 0,282$$

$$A = \xi_{eff} (1 - 0,5 \xi_{eff}) = 0,282 (1 - 0,5 \cdot 0,282) = 0,2422$$

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

$$b_w = \left(\frac{0,132}{17,9 \cdot 2^2 \cdot 0,2422} \right)^{1/3} = 0,197 \text{ m} \Rightarrow d = 2b_w = 0,392$$

$$h = d + c_{nom} + \varphi_{st} + 0,5 \varphi = 39,2 + 2,5 + 0,8 + 1,0 = 43,5 \text{ cm}$$

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

$$l_{eff}/d = 6,75/0,4 = 16,88$$

$$\max l_{eff}/d = 14,1 \cdot 1,3 = 18,33 > 16,88$$

Nie będzie występował problem ugięcia płyty

Wstępne wymiarowanie podciagu

Podciąg pracuje głównie na zginanie.

Średnie obciążenie podciagu wynosi $12,84 \cdot 6,75 = 86,87 \text{ kN/m}$

Maksymalny moment szacuje się na:

$$M_{max} = 0,1(q+p) \cdot l_{eff}^2 \approx 0,1 \cdot 86,87 \cdot 6,75^2 = 395,80 \text{ kNm}$$

założono stopień zbrojenia $\rho = 1,5\%$ i proporcje boków $b_w/d = 1/1,7$

$$\xi_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{420 \cdot 0,015}{17,9} = 0,352$$

$$A = \xi_{eff} (1 - 0,5 \xi_{eff}) = 0,352 (1 - 0,5 \cdot 0,352) = 0,2900$$

$$A = \frac{M}{f_{cd} b_w d^2} = \frac{M}{f_{cd} b_w^3 \cdot 1,7^2}$$

$$b_w = \left(\frac{0,396}{17,9 \cdot 1,7^2 \cdot 0,29} \right)^{1/3} = 0,298 \text{ m} \Rightarrow d = 1,7b_w = 0,503$$

$$h = d + c_{nom} + \varphi_{st} + 0,5 \varphi = 50,3 + 2,5 + 0,8 + 1,0 = 54,6 \text{ cm}$$

przyjęto $b_w=0,35\text{ m}$ i $h=0,60\text{ m}$

$$l_{eff}/d=6,75/0,52=12,95$$

$$\max l_{eff}/d=14,1 \cdot 1,3=18,33 > 12,95$$

Nie będzie występował problem ugięcia płyty

Przyjęto słup o wymiarach $0,35 \times 0,35\text{ m}$

Zestawienie wymiarów:

płyta $0,1\text{ m}$

żebro: $0,25 \times 0,50\text{ m}$

podciąg $0,35 \times 0,65\text{ m}$

słup $0,35 \times 0,35\text{ m}$

Zużycie betonu:

Element	Ilość	Objętość	Razem
Płyta	1	$0,1 \cdot 20 \cdot 27 = 54\text{ m}^3$	54 m^3
Żebro	12	$0,25 \cdot 0,50 \cdot 20 = 2,5\text{ m}^3$	30 m^3
Podciąg	2	$0,35 \cdot 0,65 \cdot 27 = 6,1425\text{ m}^3$	$12,285\text{ m}^3$
Słup	8	$0,35 \cdot 0,35 \cdot 3,8 = 0,4655\text{ m}^3$	$3,724\text{ m}^3$
Razem			$100,009\text{ m}^3$

2.3. Wariant II

Wstępne wymiarowanie żebra

Żebro pracuje głównie na zginanie.

Przy średnim rozstawie żebrowania $1,95\text{ m}$ otrzymuje się jego obciążenie równe:

$$12,84 \cdot 1,95 = 25,04\text{ kN/m}$$

Maksymalny moment szacuje się na:

$$M_{max} = 0,1(q+p) \cdot l_{eff}^2 \approx 0,1 \cdot 25,04 \cdot 6,75^2 = 114,09\text{ kNm}$$

założono stopień zbrojenia $\rho = 1,2\%$ i proporcje boków $b_w/d = 1/1,8$

$$\xi_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot \rho}{f_{cd}} = \frac{420 \cdot 0,012}{17,9} = 0,282$$

$$A = \xi_{eff} (1 - 0,5 \xi_{eff}) = 0,282 (1 - 0,5 \cdot 0,282) = 0,2422$$

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

$$b_w = \left(\frac{0,114}{17,9 \cdot 1,8^2 \cdot 0,2422} \right)^{1/3} = 0,201\text{ m} \Rightarrow d = 2b_w = 0,360\text{ m}$$

$$h = d + c_{nom} + \varphi_{st} + 0,5 \varphi = 36,0 + 2,5 + 0,8 + 1,0 = 40,3\text{ cm}$$

przyjęto $b_w=0,25\text{ m}$ i $h=0,45\text{ m}$

$$l_{eff}/d=6,75/0,4=16,88$$

$$\max l_{eff}/d=14,1\cdot 1,3=18,33>16,88$$

Nie będzie występował problem ugięcia płyty

Wstępne wymiarowanie podciagu

Podciąg pracuje głównie na zginanie.

Średnie obciążenie podciagu wynosi $12,84\cdot 6,75=86,67\text{ kN/m}$

Maksymalny moment szacuje się na:

$$M_{max}=0,1(q+p)\cdot l_{eff}^2\approx 0,1\cdot 86,67\cdot 6,75^2=394,89\text{ kNm}$$

założono stopień zbrojenia $\rho=1,5\%$ i proporcje boków $b_w/d=1/1,7$

$$\xi_{eff}=\frac{f_{yd}\cdot\rho}{f_{cd}}=\frac{420\cdot 0,015}{17,9}=0,352$$

$$A=\xi_{eff}(1-0,5\xi_{eff})=0,352(1-0,5\cdot 0,352)=0,2900$$

$$A=\frac{M}{f_{cd}b_w d^2}=\frac{M}{f_{cd}b_w^3\cdot 1,7^2}$$

$$b_w=\left(\frac{0,395}{17,9\cdot 1,7^2\cdot 0,29}\right)^{1/3}=0,297\text{ m}\Rightarrow d=1,7b_w=0,503$$

$$h=d+c_{nom}+\varphi_{st}+0,5\varphi=50,3+2,5+0,8+1,0=54,6\text{ cm}$$

przyjęto $b_w=0,35\text{ m}$ i $h=0,60\text{ m}$

$$l_{eff}/d=6,75/0,52=12,95$$

$$\max l_{eff}/d=14,1\cdot 1,3=18,33>12,95$$

Nie będzie występował problem ugięcia płyty

Przyjęto słup o wymiarach $0,35\times 0,35\text{ m}$

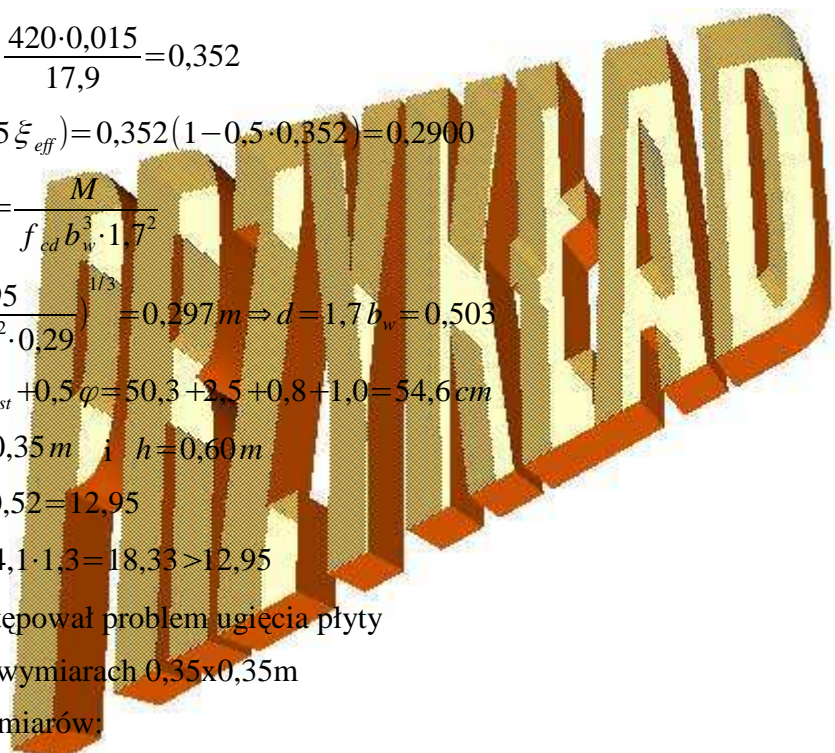
Zestawienie wymiarów:

płyta $0,1\text{ m}$

żebro: $0,25\times 0,45\text{ m}$

podciąg $0,35\times 0,65\text{ m}$

słup $0,35\times 0,35\text{ m}$



Zużycie betonu:

Element	Ilość	Objętość	Razem
Płyta	1	$0,1 \cdot 20 \cdot 27 = 54m^3$	$54m^3$
Żebro	9	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 27 = 3,0375 m^3$	$27,3375 m^3$
Podciąg	4	$0,35 \cdot 0,65 \cdot 20 = 4,55 m^3$	$18,2 m^3$
Słup	8	$0,35 \cdot 0,35 \cdot 3,8 = 0,4655$	$3,724 m^3$
Razem			$103,2615 m^3$

Ze względu a mniejsze wykorzystanie betonu zdecydowano się na pierwszy wariant.

2. Obliczenia stropodachu

Przyjęto elementy konstrukcyjne stropodachu takie same jak w przypadku stropu.

Obciążenie śniegiem:

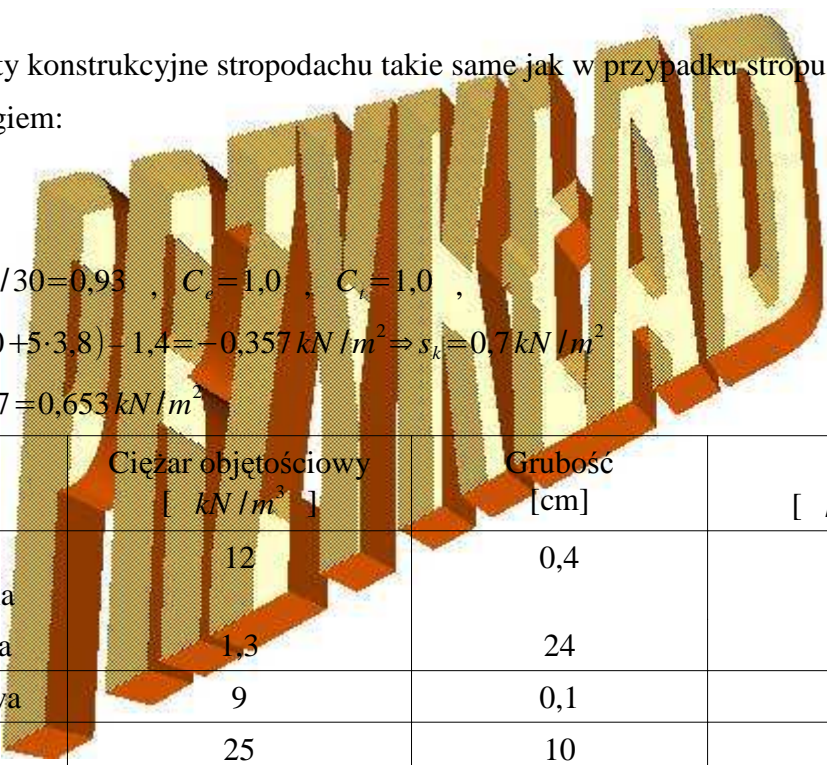
$$\psi_0 = 0,5$$

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \cdot 5/30 = 0,93, \quad C_e = 1,0, \quad C_t = 1,0,$$

$$s_k = 0,007 \cdot (130 + 5 \cdot 3,8) - 1,4 = -0,357 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0,93 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,653 \text{ kN/m}^2$$



Obciążenie	Ciężar objętościowy [kN/m^3]	Grubość [cm]	g_k [kN/m^2]
Papa termozgrzewalna	12	0,4	0,048
Wełna mineralna	1,3	24	0,312
Papa podkładowa	9	0,1	0,009
Płyta żelbetowa	25	10	2,500
Suma:			2,869
Obciążenie			q_k [kN/m^2]
Obciążenie śniegiem			0,653
Obciążenie użytkowe			0,500

Do wymiarowania konstrukcji niezbędne będą jedynie wartości obciążeń działających na dach które są kolejno przekazywane na słup oraz stopę fundamentową. Z tego względu zdecydowano się na przyjęcie schematu belkowego, gdzie słup zbiera obciążenia z pasma szerokości 6,75 m, 12 żeber:

$$g_{k,z} = 12 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 25/27 = 1,39 \text{ kN/m} \quad \text{oraz} \quad \text{ciężaru własnego podciażu:}$$

$$g_{k,p} = 0,35 \cdot 0,65 \cdot 25 = 5,69 \text{ kN/m}$$

Kombinacje obciążeń:

$$E_{d,1} = (6,75 \cdot 2,87 + 1,39 + 5,69) \cdot 1,35 + 6,75 \cdot 0,653 \cdot 1,5 + 6,75 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,7 = 45,87 \text{ kN/m}$$

$$E_{d,2} = (6,75 \cdot 2,87 + 1,39 + 5,69) \cdot 1,35 + 6,75 \cdot 0,653 \cdot 1,5 \cdot 0,5 + 6,75 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 44,08 \text{ kN/m}$$

te kombinacje odrzucamy ze względu na mniejsze efekty oddziaływań

$$E_{d,3} = 1,00 \cdot (6,75 \cdot 2,87 + 1,39 + 5,69) = 26,45 \text{ kN/m}$$

3. Projekt techniczny płyty

Rozpiętości obliczeniowe przęseł:

$$l_{eff,1} = 0,05 + 2,25 - \frac{0,25}{2} + 0,05 = 2,225 \text{ m}$$

$$l_{eff,2-11} = 0,05 + 2,25 - 0,25 + 0,05 = 2,1 \text{ m}$$

$$l_{eff,12} = 0,05 - \frac{0,25}{2} + 2,25 - 0,25 - 0,02 + 0,05 = 1,955 \text{ m}$$

Obciążenia na mb płyty:

$$g_k = 3,34 \text{ kN/m}$$

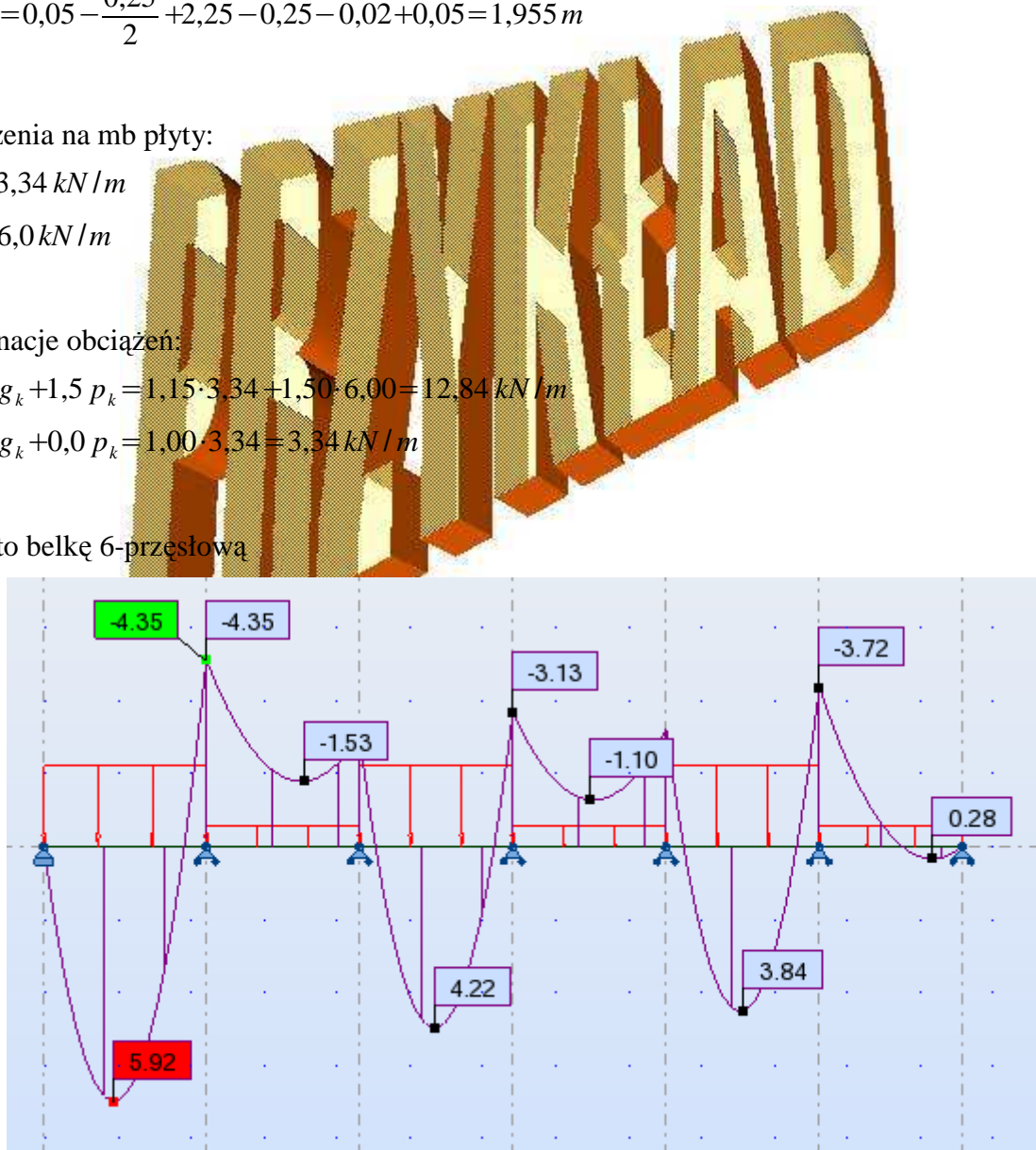
$$p_k = 6,0 \text{ kN/m}$$

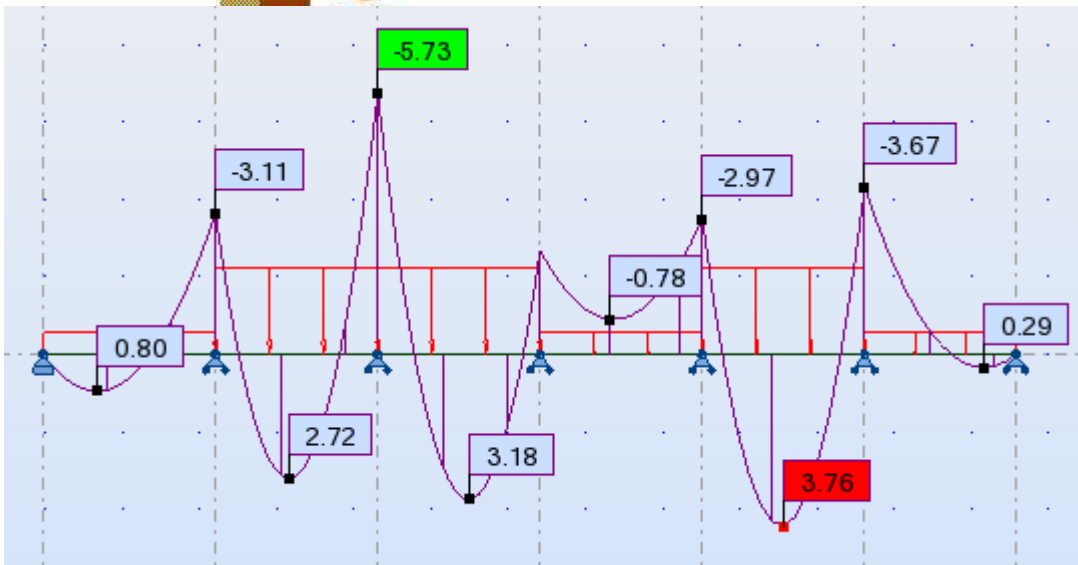
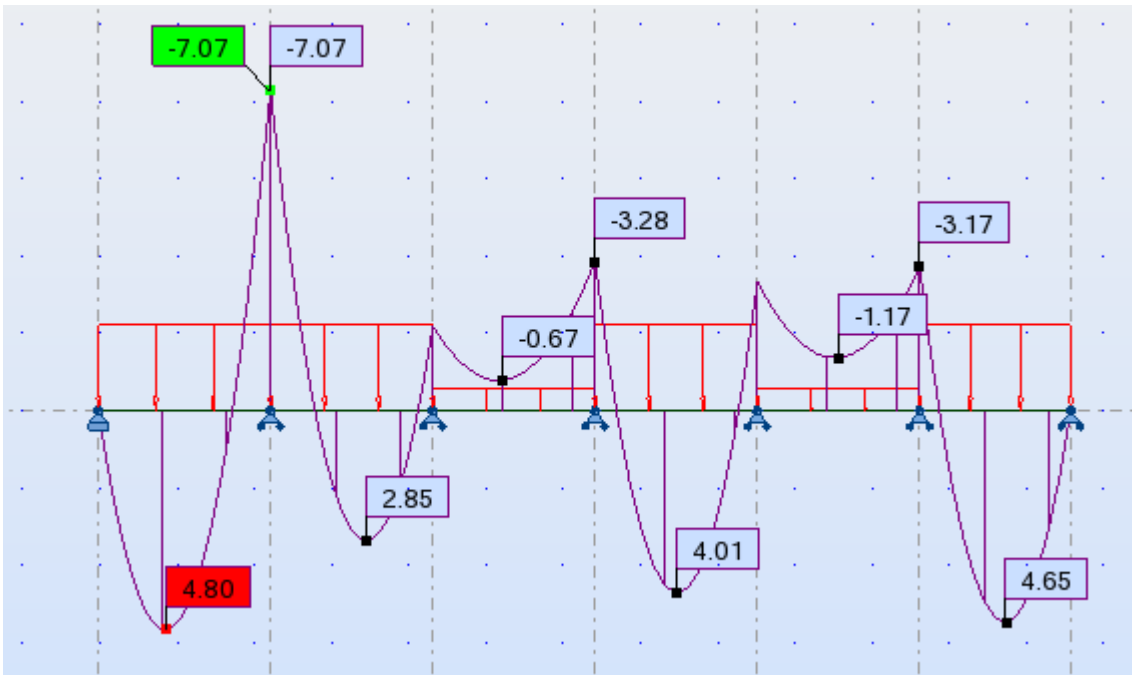
kombinacje obciążeń:

$$1,15 g_k + 1,5 p_k = 1,15 \cdot 3,34 + 1,50 \cdot 6,00 = 12,84 \text{ kN/m}$$

$$1,00 g_k + 0,0 p_k = 1,00 \cdot 3,34 = 3,34 \text{ kN/m}$$

Przyjęto belkę 6-przęsłową





Zestawienie wartości ekstremalnych momentów oraz wynikających stąd wymaganych powierzchni zbrojenia:

	M_{Ed} [kNm/m]	A	ξ_{eff}	ρ [%]	A_s
Przęsło skrajne	5,92	0,0638	0,0660	0,281	2,02
Przęsło przedskrajne	3,79	0,0408	0,0417	0,178	1,28
Przęsło środkowe	4,22	0,0455	0,0466	0,198	1,43
Przęsło skrajne'	4,66	0,0502	0,0515	0,220	1,58
Przęsło przedskrajne'	3,84	0,0414	0,0423	0,180	1,30
Podpora B	-7,07	0,0762	0,0793	0,338	2,43
Podpora C	-5,73	0,0617	0,0638	0,272	1,96
$M_{B+\frac{l_{eff}}{4}}$	-2,53	0,0273	0,0276	0,118	0,85
$M_{C+\frac{l_{eff}}{4}}$	-1,44	0,0155	0,0156	0,067	0,48

Wstępnie przyjęto średnicę prętów $\varphi 6$ i dolne otulenie $c_{nom} = 25 \text{ mm}$. Daje to wartość $d = 100 - 25 - 3 = 72 \text{ mm}$

Powyższe tablice obliczono ze wzorów:

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2), \quad \xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A}, \quad \rho = (f_{cd} \cdot \xi_{eff}) / f_{yd}, \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Minimalna powierzchnia zbrojenia:

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{0,26 \cdot 2,6}{500}; 0,13\right) = 0,135\% \quad A_{s,min} = 0,135 \cdot 100 \cdot 72 \cdot 10^{-2} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Zdecydowano się zazbroić:

Dolne zbrojenie:

przęsło skrajne prętami $\varphi 6$ i $\varphi 8$ na zmianę co 19 cm $A_s = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

pozostałe przęsła prętami $\varphi 6$ co 19 cm $A_s = 1,47 \text{ cm}^2/\text{m}$

Górne zbrojenie:

Nad podporą B prętami $\varphi 6$ i $\varphi 8$ na zmianę co 14 cm $A_s = 2,79 \text{ cm}^2/\text{m}$

Nad podporą C prętami $\varphi 6$ 14 cm $A_s = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

co drugi pręt $\varphi 6$ przeprowadzony jest przez całą długość płyty

zbrojenie rozdzielcze

$$s_{max} \leq 3,5 h = 3,5 \cdot 100 = 350 \text{ mm}$$

przyjęto pręty $\varphi 6$ co 350 mm o $0,8 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,2 A_s = 0,2 \cdot 2,79 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zbrojenie na połączeniu płyty z podciągami przyjęto jak zbrojenie rozdzielcze

Kotwienie i połączenia prętów na zakład

- Kotwienie prętów w wieńcu ściany poprzecznej

Do wieńca dochodzą wszystkie pręty zbrojenia przeszłowego jednak wystarczy 15%. Stąd:

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yd} \cdot A_{req}}{A_{prov}} \approx 0,15 \cdot 420 = 63 \text{ MPa}$$

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

$$l_{b, req} = \frac{\varphi \cdot \sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{8 \cdot 63}{4 \cdot 2,90} = 43 \text{ m}, < l_{b, min} = 100 \text{ mm}$$

przyjęto $l_{bd} = 100 \text{ mm}$

- Kotwienie prętów w wieńcu ściany podłużnej

$$A_{prov} = \varphi 6 \text{ co } 350$$

$$A_{req} = \varphi 6 \text{ co } 190/0,15 = \varphi 6 \text{ co } 1267 \text{ mm}$$

$$l_{b, req} = \frac{6 \cdot 420 \cdot 350}{4 \cdot 3,21 \cdot 1267} = 54 < l_{b, min} = 100 \text{ mm}$$

przyjęto $l_{bd} = 100 \text{ mm}$

- zakłady prętów

przyjęto, że w jednym przekroju łączonych będzie 50% prętów co daje $\alpha_6 = 1,5$ oraz, że

$A_{req} \approx A_{prov}$. Stąd:

$$\text{dla prętów } \varphi 8 : l_{o,1} = \frac{8 \cdot 420 \cdot 1,5}{4 \cdot 3,21} = 392 \text{ mm} > l_{o, min} = 200$$

przyjęto zakłady długości 400 mm

$$\text{dla prętów } \varphi 6 : l_{o,1} = \frac{6 \cdot 420 \cdot 1,5}{4 \cdot 3,21} = 294 \text{ mm} > l_{o, min} = 200$$

przyjęto zakłady długości 300 mm

Sprawdzenie ścinania

Maksymalna siła tnąca $V_{ed} = 17,46 \text{ kN}$

Nośność przekroju na ścinanie:

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

Zbrojenie przy podporze to $\varphi 6$ i $\varphi 8$ na zmianę co 19 cm $A_s = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

i sięga ono na długość $l = 0,25 l_{eff} = 0,25 \cdot 2,225 = 0,556 \text{ m}$

ponieważ $d + l_{bd} = 0,072 + 0,392 = 0,464$ to całe zbrojenie można przyjąć do obliczeń ρ_l :

$$\rho_l = \frac{2,05}{100 \cdot 7,2} = 0,285 \% \quad k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/72} = 2,67 > 2 \quad \text{przyjęto } k = 2$$

$$V_{Rd,c} = 0,13 \cdot 2 \cdot (0,285 \cdot 25)^{1/3} \cdot 1,0 \cdot 0,072 = 36,0 \text{ kN} > V_{Ed}$$

W tej płycie nie ma problemu ze ścinaniem

4. Projekt techniczny żebra

4.1 Schemat statyczny żebra

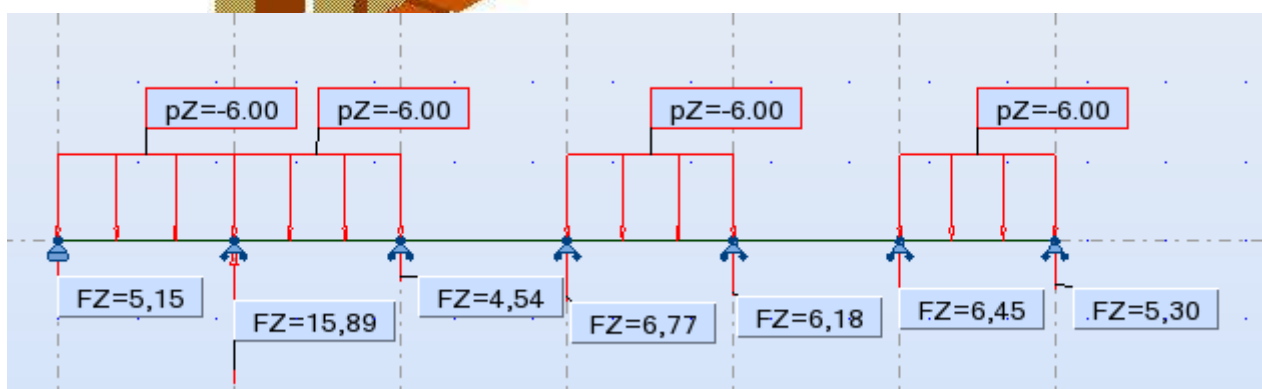
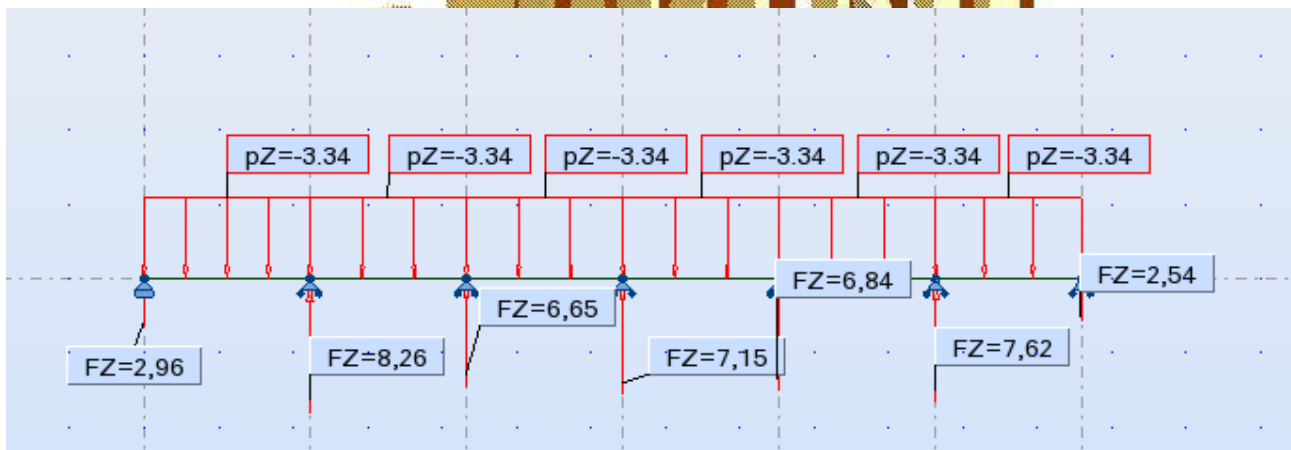
Schematem statycznym żebra jest belka ciągła trójprzęsłowa. Długość podparcia skrajnego przęsła przy wieńcu jest równa $0,5b_{wieńca} = 12,5 \text{ cm}$ a przy podciągach $a = 17,5 \text{ cm}$

Rozpiętości obliczeniowe wynoszą:

$$l_{eff,1} = 6,50 - 0,175 + 0,125 + 0,175 = 6,625 \text{ m}$$

$$l_{eff,2} = 7,00 - 2 \cdot 0,175 + 2 \cdot 0,175 = 7,0 \text{ m}$$

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



$$g_k = 8,26 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 25 = 10,76 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 15,89 \text{ kN/m}$$

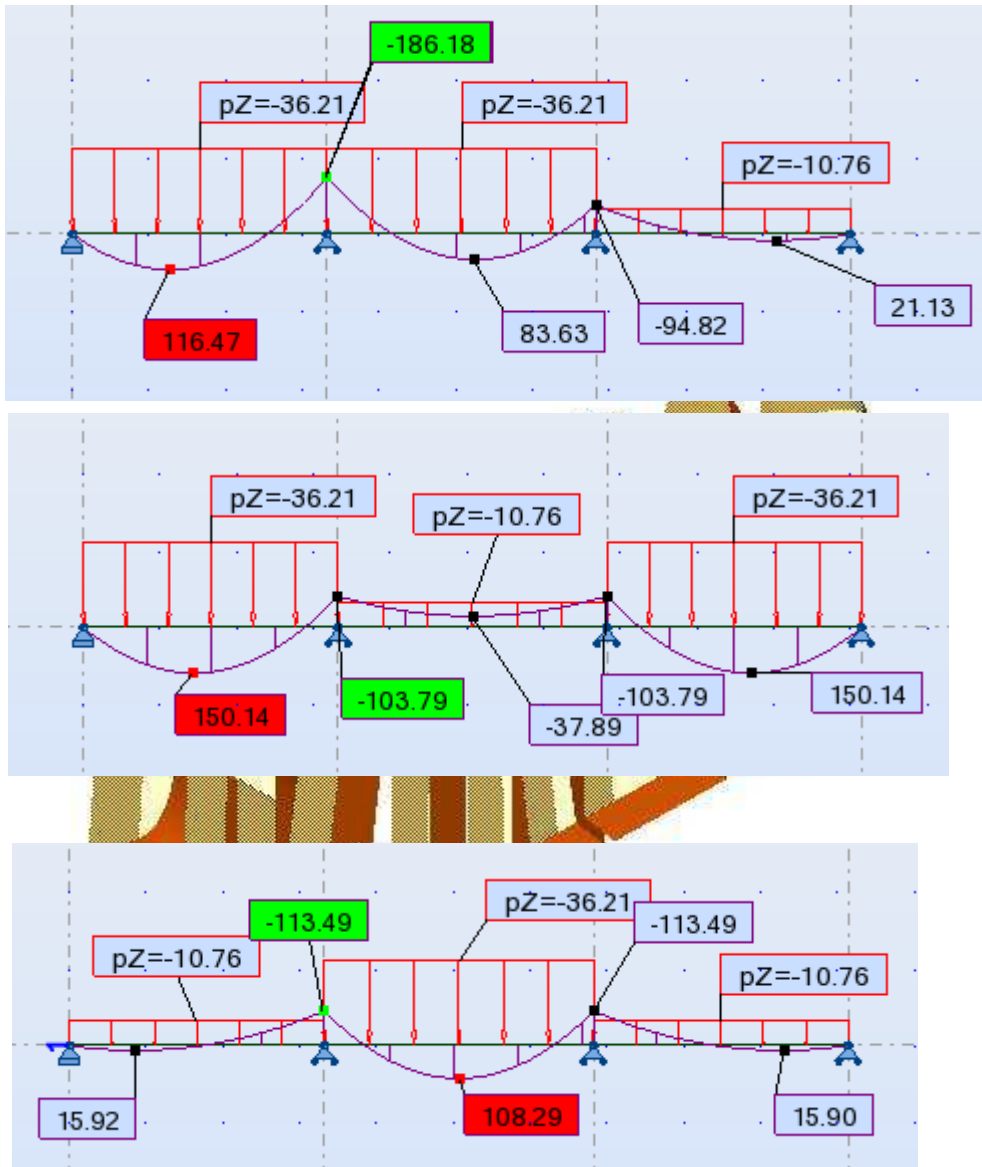
kombinacje obciążeń:

$1,35 g_k + 1,05 p_k = 1,35 \cdot 10,76 + 1,05 \cdot 15,89 = 31,21 \text{ kN/m}$ - tę kombinację odrzucamy ze względu na mniejsze obciążenia

$$1,15 g_k + 1,5 p_k = 1,15 \cdot 10,76 + 1,50 \cdot 15,89 = 36,21 \text{ kN/m}$$

$$1,00 g_k + 0,0 p_k = 1,00 \cdot 10,76 = 10,76 \text{ kN/m}$$

Schematy obciążeń i momenty żeń wynikające:



4.2. Wymiarowanie żebra ze względu na zginanie

4.2.1. Wymiarowanie w przęśle

Przęsła skrajne

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,85 \cdot l_{eff} = 0,85 \cdot 6,625 = 5,63 \text{ m}$$

Odległość w świetle pomiędzy żebrami: $b = 2,25 - 0,25 = 2,00 \text{ m}$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,1(b + l_0) = 0,1(2 + 5,63) = 0,76 < \min(0,2l_0 = 1,13; 0,5b = 1)$$

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w = 2 \cdot 0,76 + 0,25 = 1,77$$

Sprawdzenie typu przekroju:

Wstępnie przyjęto średnicę prętów $\varphi 20$ i dolne otulenie $c_{nom} = 25 \text{ mm}$. Daje to wartość $d = 500 - 25 - 20/2 - 8 = 457 \text{ mm} = 0,457 \text{ m}$

$$M_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5 h_f) = 17,9 \cdot 1,77 \cdot 0,1 \cdot (0,457 - 0,05) = 1,29 \text{ MNm} = 1290 \text{ kNm} > M_{max}$$

Przekrój pozornie teowy.

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,150 / (17,9 \cdot 1,77 \cdot 0,457^2) = 0,0227$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0227} = 0,0230$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0230 \cdot 0,457 = 0,011 \text{ m} < h_f$$

$$\rho = \frac{f_{cd} \cdot \xi_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \cdot 0,0230}{420} = 0,0980 \%$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b_{eff} \cdot d = 0,0980 \cdot 1,77 \cdot 0,455 = 7,93 \text{ cm}^2$$

Przęsło środkowe

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,7 \cdot l_{eff} = 0,7 \cdot 7,0 = 4,90 \text{ m}$$

Odległość w świetle pomiędzy żebrami: $b = 2,25 - 0,25 = 2,00 \text{ m}$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,1(b + l_0) = 0,1(2 + 4,9) = 0,69 < \min(0,2l_0 = 0,98 ; 0,5b = 1)$$

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w = 2 \cdot 0,69 + 0,25 = 1,63$$

Sprawdzenie typu przekroju:

$$M_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5 h_f) = 17,9 \cdot 1,63 \cdot 0,1 \cdot (0,457 - 0,05) = 1,19 \text{ MNm} = 1190 \text{ kNm} > M_{max}$$

Przekrój pozornie teowy.

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,108 / (17,9 \cdot 1,63 \cdot 0,457^2) = 0,0177$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0177} = 0,0179$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0181 \cdot 0,457 = 0,008 \text{ m} < h_f$$

$$\rho = \frac{f_{cd} \cdot \xi_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \cdot 0,0179}{420} = 0,0763 \%$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b_{eff} \cdot d = 0,0763 \cdot 1,63 \cdot 0,457 = 5,68 \text{ cm}^2$$

4.2.2. Wymiarowanie na podporach

Moment w osi podpory $M_B = M_C = -186 \text{ kNm}$

Moment w licu podpor: $M_{Ed} = -186 + 140 \cdot 0,175 - 36,1 \cdot 0,175^2 \cdot 0,5 = -162 \text{ kNm}$

Pręty górne żebra są usytuowane pod zbrojeniem płyty

$$d = 500 - 25 - 8 - 20 \cdot 0,5 = 457 \text{ mm} = 45,7 \text{ cm}$$

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,162 / (17,9 \cdot 0,25 \cdot 0,457^2) = 0,1733$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1733} = 0,1917$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,1917 \cdot 0,457 = 0,088 \text{ m} > 0,086 \text{ m} = 2(25 + 8 + 10) 10^{-3} = 2a$$

Uwzględniono podwójne zbrojenie

Przyjęto, że z dołu do podpory dochodzą 2 pręty $\varnothing 20 A_{s2} = 6,28 \text{ cm}^2$

w związku z tym:

$$M_{Ed} - A_{s2} f_{yd} (d - a_2) = f_{cd} b x_{eff} (d - x_{eff} / 2)$$

$$0,162 \text{ MNm} - 0,000628 \text{ m}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 0,414 \text{ m} = 17,9 \text{ MPa} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot x_{eff} \cdot (0,457 \text{ m} - x_{eff} / 2)$$

$$\Rightarrow x_{eff} = 0,0266 \text{ m} < 2a$$

można przyjąć, że

$$M_{ed} \approx A_{s1} f_{yd} (d - a)$$

$$A_{s1} = \frac{0,162}{420 \cdot (0,457 - 0,043)} = 9,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,32 \text{ cm}^2$$

4.2.3. Przyjęcie koncepcji zbrojenia

Przyjęto:

- w skrajnych przęsłach 3 $\varnothing 20$ $A_s = 9,42 \text{ cm}^2$
- w środkowym przęsle 2 $\varnothing 20$ $A_s = 6,28 \text{ cm}^2$
- nad podporą 3 $\varnothing 20$ (jeden odgięty z przęsła) $A_s = 9,42 \text{ cm}^2$

4.3. Wymiarowanie żeber na ścinanie

Podpora A

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 104,28 \text{ kN}$, $a = 25 + 8 + 10 = 43 \text{ mm}$ $d = 45,7 \text{ cm}$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{457}} = 1,66$$

$$\rho_l = \frac{9,42}{25 \cdot 45,7} = 0,82 \%$$

$$V_{Rdc} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,66 \cdot (0,82 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,25 \cdot 0,457 = 0,0667 \text{ MN} = 66,7 \text{ kN}$$

$$l_s = \frac{104,28 - 66,7}{36,21} - 0,125 = 0,91 \text{ m}$$

$$l_{s,max} = 1,8 \cdot d = 1,8 \cdot 0,457 = 0,82$$

$$l_{s,min} = 0,9 \cdot d = 0,41 \text{ m}$$

Dokonano następującego podziału odcinka l_s :

$$l_{s1} = 0,50 \text{ m} \quad \text{ctg } \varphi = \frac{0,50}{0,41} = 1,22 \quad V_{Ed} = 104,28 - 36,21 \cdot (0,125 + 0,50) = 81,6 \text{ kN}$$

$$l_{s2} = 0,41 \text{ m} \quad \text{ctg } \varphi = \frac{0,41}{0,41} = 1,00 \quad V_{Ed} = 81,6 - 36,21 \cdot 0,41 = 66,8 \text{ kN}$$

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

$$s_1 \leq \frac{1 \cdot 420 \cdot 0,50}{81,6} = 0,257 \text{ m}$$

$$s_2 \leq \frac{1 \cdot 420 \cdot 0,41}{66,8} = 0,258 \text{ m}$$

Na wszystkich pododcinkach przyjęto strzemiona $\varphi 8$ co 250 mm

Podpora B

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 148,05 \text{ kN}$, $a = 25 + 8 + 10 = 43 \text{ mm}$ $d = 45,7 \text{ cm}$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{457}} = 1,66$$

$$\rho_l = \frac{9,42}{25 \cdot 45,7} = 0,82 \%$$

$$V_{Rdc} = (C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,66 \cdot (0,82 \cdot 25)^{(1/3)} \cdot 0,25 \cdot 0,457 = 0,0667 \text{ MN} = 66,7 \text{ kN}$$

$$l_s = \frac{148,05 - 66,7}{36,21} - 0,175 = 2,07 \text{ m}$$

$$l_{s,max} = 1,8 \cdot d = 1,8 \cdot 0,457 = 0,82$$

$$l_{s,min} = 0,9 \cdot d = 0,41 \text{ m}$$

Dokonano następującego podziału odcinka l_s :

$$l_{s1} = 0,82 \text{ m} \quad \text{ctg } \varphi = \frac{0,82}{0,41} = 2,00 \quad V_{Ed} = 148,05 - 36,21 \cdot (0,175 + 0,82) = 112,0 \text{ kN}$$

$$l_{s2} = 0,70 \text{ m} \quad \text{ctg } \varphi = \frac{0,70}{0,41} = 1,71 \quad V_{Ed} = 112 - 36,21 \cdot 0,41 = 86,7 \text{ kN}$$

$$l_{s3} = 0,55 \text{ m} \quad \text{ctg } \varphi = \frac{0,55}{0,41} = 1,34 \quad V_{Ed} = 86,7 - 36,21 \cdot 0,55 = 66,8 \text{ kN}$$

Zastosowania $\varphi 8$ o $A_{sw} = 1,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$s_1 \leq \frac{1 \cdot 420 \cdot 0,82}{112} = 0,307 \text{ m}$$

$$s_2 \leq \frac{1 \cdot 420 \cdot 0,70}{86,7} = 0,339 \text{ m}$$

$$s_3 \leq \frac{1 \cdot 420 \cdot 0,55}{66,8} = 0,345 \text{ m}$$

Na wszystkich pododcinkach przyjęto strzemiona $\varphi 8$ co 300 mm

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami

$$\rho_{w, \min} = 0,080\%$$

$$s_{l, \max} \leq \frac{1,0 \cdot 10^{-4}}{0,080 \cdot 10^{-2} \cdot 0,25} = 0,5 \text{ m} \geq 0,75 d = 0,75 \cdot 0,457 = 0,343 \text{ m}$$

4.3.1. Konstruowanie belki ze względu na zginanie i ścinanie

- **Pręt nr 1** – jest prosty o długości 840 cm biegnący dołem
- **Pręt nr 2** – jest prostym prętem łączącym się na zakład z prętem nr 1 i zakotwionym na skrajnej podporze (w wieńcu). Długość pręta od lica do miejsca zakładu wynosi $(2000 - 840)/2 = 580 \text{ cm}$. W miejscu zakładu $A_{req} \approx 0$ i w związku z tym $l_0 = l_{0, \min} = 15 \varphi = 15 \cdot 20 = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$

Na podporze skrajnej długość zakotwienia zależy od siły tnącej

$$l_{bd} = \frac{0,28 V_{Ed} \varphi}{2,25 f_{ctd} A_{s1}} = \frac{0,28 \cdot 104,28 \cdot 2}{2,25 \cdot 1,29 \cdot 9,42} 10^{-1} = 0,214 \text{ m} > 10 \varphi \text{ przyjęto } l_{bd} = 0,22 \text{ m}$$

Całkowita długość pręta jest równa $580 + 30 + 22 = 632 \text{ cm}$

- **Pręt nr 3** – jest kotwiony w skrajnej podporze, biegnie dołem belki w pierwszym przęśle aż do miejsca oddalonego od d gdzie przestaje być potrzebny obliczeniowo. Tam jest odginany pod kątem 45° do góry i pracuje na rozciąganie. Długość odcinka prostego u góry liczona od miejsca pojawienia się tam pręta, zawiera również odcinek $l_{bd} + d$ który jest liczony od miejsca, gdzie pręt przestaje być potrzebny obliczeniowo.

Ze względu na złe warunki przyczepności $f_{bd} = 1,575 f_{ctd} = 1,575 \cdot 1,29 = 2,03 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{f_{yd} \cdot A_{req}}{A_{prov}} = \frac{2}{3} \cdot 420 = 280 \text{ MPa}$$

$$l_{bd} = \frac{\frac{20}{4} \cdot 280}{2,03} = 690 \text{ mm} = 69 \text{ cm}$$

Długości prostych fragmentów pręta wyznaczono graficznie.

- **Pręt nr 4** – jest prosty o długości 840 cm biegnący górą
- **Pręt nr 5** – jest prostym prętem łączącym się na zakład z prętem nr 4i zakotwionym na skrajnej podporze (w wieńcu). Długość pręta od lica do miejsca zakładu wynosi $(2000 - 840)/2 = 580 \text{ cm}$. W miejscu zakładu $A_{req} \approx 0$ i w związku z tym $l_0 = l_{0, \min} = 15 \varphi = 15 \cdot 20 = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$

Na podporze skrajnej długość zakotwienia zależy od możliwości przeniesienia dodatkowego

momentu $l_{bd} = \frac{\varphi f_{yd} A_{req}}{4 f_{bd} A_{prov}} = \frac{20}{4} \frac{420}{2,03} \frac{2}{3} = 690 \text{ mm} = 69 \text{ cm}$

Całkowita długość pręta jest równa $580 + 30 + 69 = 679 \text{ cm}$

Nośność przekroju w funkcji ilości prętów

- przeszło, zbrojenie górne ze względu na zginanie

liczba prętów	A_{s1}	x_{eff}	M_{Rd}
2	6,28	5,89	112,765
3	9,42	8,84	163,318

$$x_{eff} = \frac{A_{s1} f_{yd}}{f_{cd} b_w}$$

$$M_{Rd} = A_{sq} f_{yd} (d - 0,5 x_{eff})$$

- przeszło skrajne

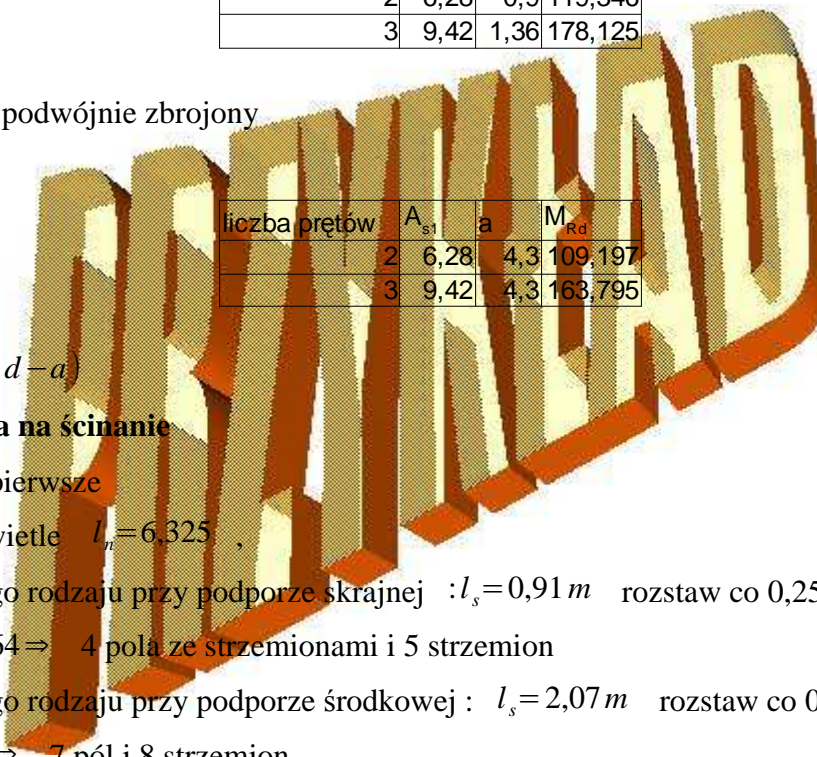
liczba prętów	A_{s1}	x_{eff}	M_{Rd}
2	6,28	0,83	119,44
3	9,42	1,25	178,337

$$x_{eff} = \frac{A_{s1} f_{yd}}{f_{cd} b_{eff}}$$

- przeszło środkowe

liczba prętów	A_{s1}	x_{eff}	M_{Rd}
2	6,28	0,9	119,346
3	9,42	1,36	178,125

- Przekrój podwójnie zbrojony



liczba prętów	A_{s1}	a	M_{Rd}
2	6,28	4,3	109,197
3	9,42	4,3	163,795

$$M_{Rd} = A_{sq} f_{yd} (d - a)$$

Układ zbrojenia na ścinanie

- Przeszło pierwsze

Rozpiętość w świetle $l_n = 6,325$,

Odcinek drugiego rodzaju przy podporze skrajnej : $l_s = 0,91 m$ rozstaw co 0,25 m

$0,91/0,25 = 3,64 \Rightarrow$ 4 pola ze strzemionami i 5 strzemion

Odcinek drugiego rodzaju przy podporze środkowej : $l_s = 2,07 m$ rozstaw co 0,30 m

$2,07/0,3 = 6,9 \Rightarrow$ 7 pól i 8 strzemion

strzemiona są odsunięte od lic podpór o $s_{min} = 0,05 m$

Długość odcinka pierwszego rodzaju wynosi: $6,325 - 4 \cdot 0,25 - 7 \cdot 0,3 - 0,1 = 3,125$

$3,125/0,343 = 9,1$ 1 daje to 10 strzemion co ok. $3,125/10 = 0,313 m$

- przeszło drugie

Rozpiętość w świetle $l_n = 6,65$,

Odcinek drugiego rodzaju : $l_s = 2,07 m$ rozstaw co 0,30 m

$2,07/0,3 = 6,9 \Rightarrow$ 7 pól i 8 strzemion

strzemiona są odsunięte od lic podpór o $s_{min} = 0,05 m$

Długość odcinka pierwszego rodzaju wynosi: $6,65 - 2(7 \cdot 0,3 + 0,05) = 2,35$

$$2,35/0,343=6,85 \quad \text{daje to 7 strzemion co ok.} \quad 2,35/7=0,336 m$$

4.3.2. Sprawdzenie ścinania na styku żebro-płyta

– Przeszło pierwsze

$$\Delta x = 0,25 \quad l_0 = 0,25 \cdot 5,63 = 1,41 m$$

Sprawdzenie przeprowadzono dla pierwszego z czterech odcinków %idelta x

$$\text{dla } x=0 \quad M_{Ed}=0 \quad x_{eff}=0 \quad F_d=0$$

$$\text{dla } x=1,24 \quad , \quad M_{Ed}=111 kNm$$

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,111 / (17,9 \cdot 1,77 \cdot 0,457^2) = 0,0168$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0168} = 0,0169$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0169 \cdot 45,7 = 0,77 cm$$

$$F_d = f_{cd} \cdot b_{eff}^1 \cdot x_{eff} = 17,9 \cdot 0,76 \cdot 0,77 \cdot 10^{-2} = 108 \cdot 10^{-3} MN = 108 kN$$

$$v = \frac{\Delta F_d}{\Delta x \cdot h_f} = \frac{108}{1,41 \cdot 0,1} = 765 kPa = 0,765 MPa$$

Ponieważ $k \cdot f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,29 = 0,516 MPa < 0,765 MPa$ to pole zbrojenia w płycie musi być równe zbrojeniu wynikającemu ze zginania i połowie zbrojenia wyliczonego ze wzoru:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{f_{yd} \cdot ctg \varphi} = \frac{0,765 \cdot 0,1}{420 \cdot 2} = 0,91 cm^2/m$$

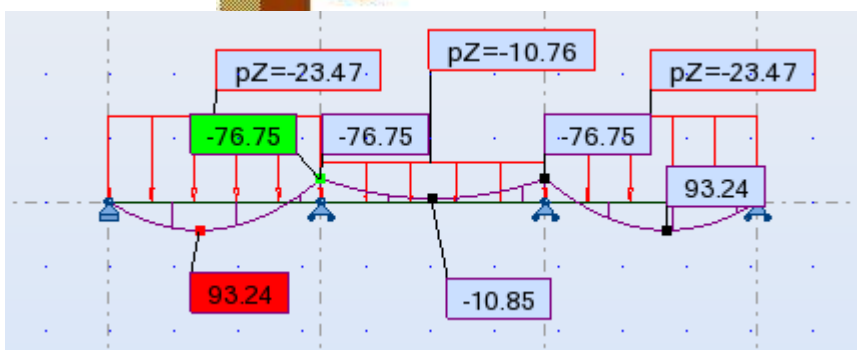
Przy podporze zbrojenie płyty wynosi $2,00 + 1,47 = 3,47 cm^2$

Ze względu na zginanie potrzeba tam $1,96 cm^2/m$. Ponieważ $1,96 + 0,5 \cdot 0,91 = 2,42 cm^2$ to warunek nośności na ścinanie na styku żebro płyta jest spełniony

4.4. Obliczenie ugięcia żebra

– obciążenia stałe $g_k = 10,76 kN/m$

– obciążenia zmienne długotrwałe $q_k = 15,89 \cdot 0,8 = 12,71 kN/m$



Dla obciążeń jak na rysunku $M_{Eqp} = 93,24 kNm$

a) obliczenia wstępne

Obwód , przez który przekrój może wysychać:

$$u = b_{eff} + b_w - 2(h - h_f) = 177 + 2(50 - 10) = 257 \text{ cm}$$

$$A_c = 177 \cdot 10 + 25 \cdot 40 = 2770 \text{ cm}^2$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 2770}{257} = 21,6 \text{ cm} = 216 \text{ mm}$$

Przyjęto $RH = 50\%$ oraz $t_0 = 90 \text{ dni}$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{1/3}} = 1 + \frac{1 - \frac{50}{100}}{0,1 \cdot 216^{1/3}} = 1,8333$$

$$\beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \cdot 16,8 = \frac{1}{0,1 + 90^{0,2}} \cdot 16,8 = \frac{1}{\sqrt{33}} \cdot 16,8 = 1,1426$$

$$\phi(t_0, \infty) = \phi_{RH} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = 1,8333 \cdot 1,1426 = 2,09$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t_0, \infty)} = \frac{31}{1 + 2,09} = 10,03 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10,03} = 19,94$$

b) faza I – przekrój nie zarysowany

$$A_{cs} = 2485 + 19,94 \cdot 9,42 = 2485 + 188 = 2673 \text{ cm}^2$$

Moment statyczny obliczony względem górnej krawędzi

$$S_{cs} = 177 \cdot 10 \cdot 5 + 25 \cdot 40 \cdot 30 + 188 \cdot 45,7 = 47442 \text{ cm}^3$$

środek ciężkości przekroju (zasięg strefy ściskanej) x_I

$$x_I = \frac{S_{cs}}{A_{cs}} = \frac{47442}{2673} = 17,75 \text{ cm}$$

Moment bezwładności przekroju niezarysowanego

$$I_I = \frac{1,77 \cdot 0,1^3}{12} + 1,77 \cdot 0,1 \cdot (0,1775 - 0,05)^2 + \frac{0,25 \cdot 0,40^3}{12} + 0,25 \cdot 0,40 \cdot (0,30 - 0,1775)^2 + 197 \cdot 10^{-4} \cdot (0,457 - 0,1775)^2 = 7,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_{cs} = \frac{I_I}{h - x_I} = \frac{7,40 \cdot 10^{-3}}{0,50 - 0,1775} = 22,95 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$M_{cr} = W_{cs} \cdot f_{cm} = 22,95 \cdot 2,6 = 59,67 \text{ kNm} < M_{Eqp}$$

Belka będzie zarysowana.

Ugięcie belki w fazie pierwszej:

$$\alpha_1 = \frac{\frac{1}{12} \cdot M_{Eqp} \cdot l_{eff}^2}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 93,24 \cdot 10^{-3} \cdot 6,625^2}{10,03 \cdot 7,40} = 4,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

c) faza II – przekrój zarysowany

$$0,5 b_{eff} \cdot h_f^2 = 0,5 \cdot 1,77 \cdot 0,1^2 = 8,85 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\alpha_e \cdot A_{sI} \cdot (d - h_f) = 19,94 \cdot 9,42 \cdot 10^{-4} \cdot (0,457 - 0,1) = 6,71 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Po zarysowaniu przekrój będzie pozornie teowy

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

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

$$0,885 \cdot x_{II}^2 + 0,0188 x_{II} - 0,0090 = 0$$

$$x_{II} = 0,09$$

$$I_{II} = \frac{b_{eff} x_{II}^3}{3} + \alpha A_{sI} (d - x_{II})^2 = \frac{1,77 \cdot 0,09^3}{3} + 188 \cdot 10^{-4} \cdot (0,457 - 0,09)^2 = (0,43 + 2,53) \cdot 10^{-3} = 2,96 \cdot 10^{-3} m^4$$

Udział zbrojenia sięga teraz 85%

$$\alpha_{II} = \frac{\alpha_I \cdot I_I}{I_{II}} = \frac{4,59 \cdot 7,40}{2,96} = 11,48 \cdot 10^{-3} m$$

d) ugięcie belki obliczone z uwzględnieniem współpracy betonu pomiędzy rysami

$$\xi = 1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Eqp}} \right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{59,67}{93,24} \right)^2 = 0,795$$

$$\alpha = \alpha_{II} \cdot \xi + \alpha_I (1 - \xi) = (11,48 \cdot 0,795 + 4,59 \cdot (1 - 0,795)) \cdot 10^{-3} = 10,07 \cdot 10^{-3} m$$

$$\alpha_{lim} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{6,625}{250} = 26,5 \cdot 10^{-3} m > 10,07 \cdot 10^{-3} m$$

Dopuszczalne ugięcie nie będzie przekroczone.

4.5. Sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varphi}{\rho_{eff}}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \{ 2,5(h-d); (h-x_1)/3 \} = 25 \cdot \min \{ 2,5 \cdot 4,3; 10,8 \} = 269 cm^2$$

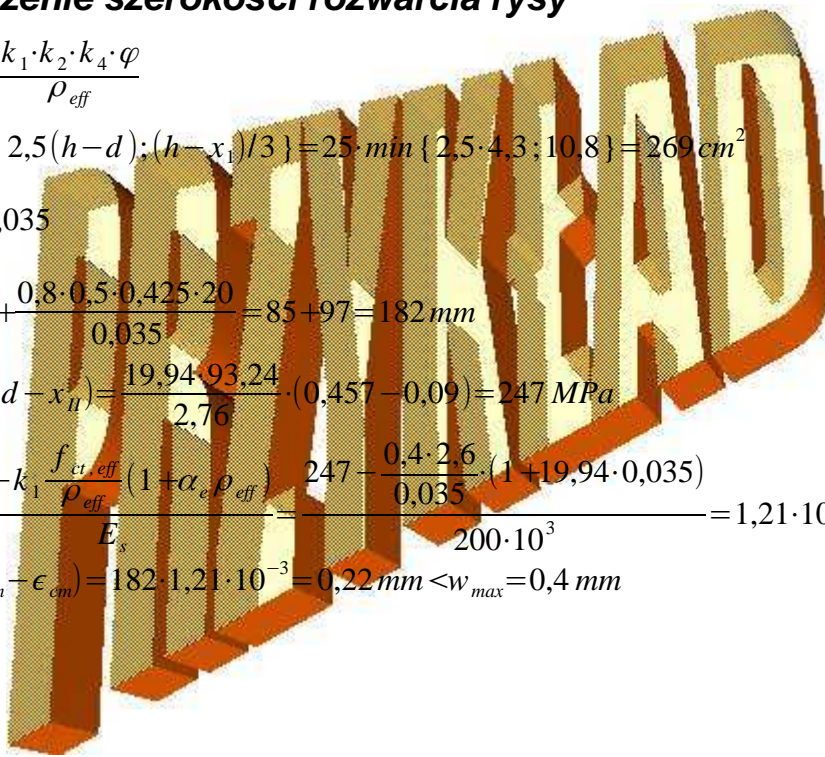
$$\rho_{eff} = \frac{9,42}{269} = 0,035$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 25 + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 20}{0,035} = 85 + 97 = 182 mm$$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{Eqp}}{I_{II}} (d - x_{II}) = \frac{19,94 \cdot 93,24}{2,76} \cdot (0,457 - 0,09) = 247 MPa$$

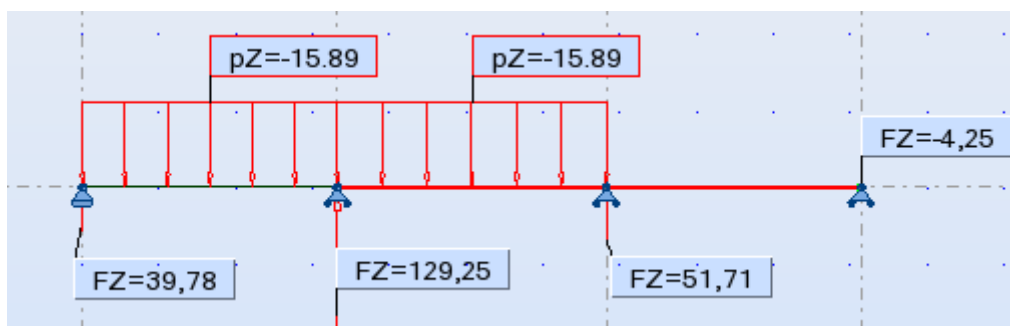
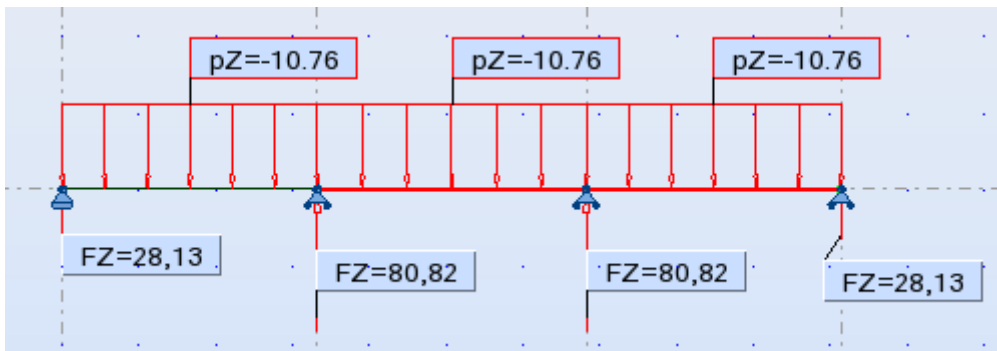
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{247 - \frac{0,4 \cdot 2,6}{0,035} (1 + 19,94 \cdot 0,035)}{200 \cdot 10^3} = 1,21 \cdot 10^{-3}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 182 \cdot 1,21 \cdot 10^{-3} = 0,22 mm < w_{max} = 0,4 mm$$



5. Projekt techniczny podciągu

Dominującym obciążeniem podciągu są siły skupione będące reakcjami z żeber. Obciążenia wyznaczone za pomocą poniższych schematów statycznych:



Obciążenie ciężarem własnym zastąpiono obciążeniem skupionym usytuowanym w osiach żeber

$$\Delta G_k = 0,35 \cdot 0,65 \cdot 25 \cdot 2,25 = 12,80 \text{ kN}$$

$$G_k = 80,82 + 12,80 = 93,62 \text{ kN} \quad Q_k = 129,25 \text{ kN}$$

kombinacje obciążeń:

$1,35 G_k + 1,05 Q_k = 1,35 \cdot 93,62 + 1,05 \cdot 129,25 = 262,10 \text{ kN}$ - tę kombinację odrzucamy ze względu na mniejsze obciążenia

$$1,15 G_k + 1,5 Q_k = 1,15 \cdot 93,62 + 1,50 \cdot 129,25 = 301,54 \text{ kN}$$

$$1,00 G_k + 0,0 Q_k = 1,00 \cdot 93,62 = 93,62 \text{ kN}$$

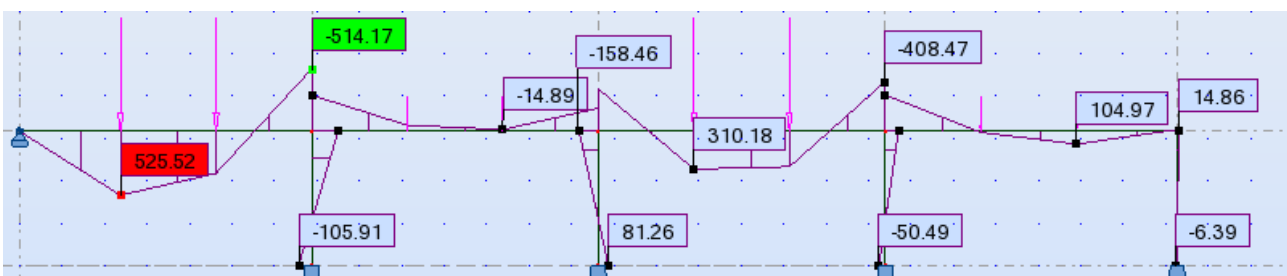
Ze względu na duże obciążenie oraz dużą liczbę kondygnacji zdecydowano się na zwiększenie wymiarów słupa do 45x45cm

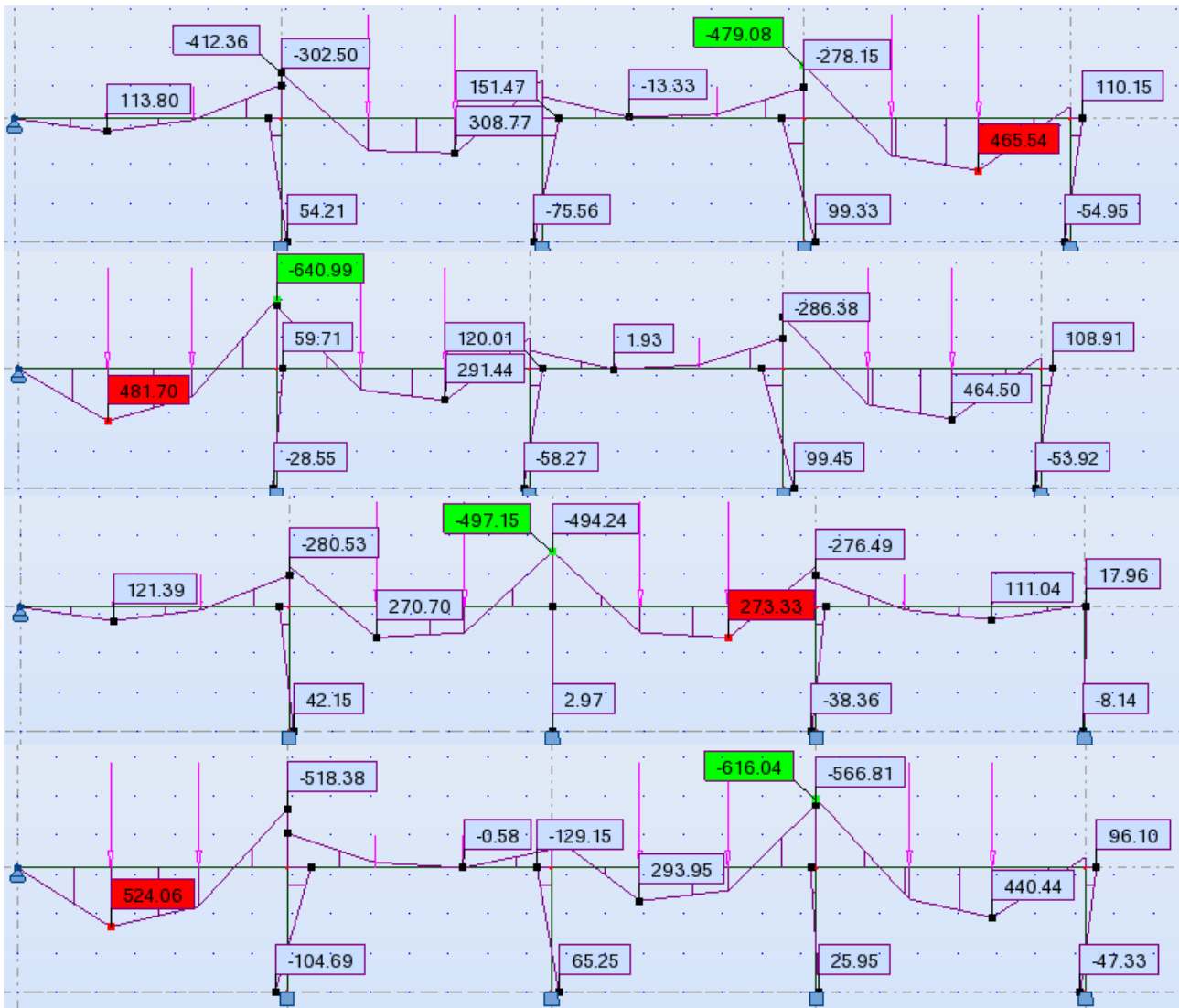
Jako schemat podciągu przyjęto ramę.

Długości obliczeniowe:

$$l_{eff,1,4} = 0,125 + 6,525 + 0,225 = 6,875 \text{ m}$$

$$l_{eff,2,3} = 6,30 + 0,45 = 6,75 \text{ m} \quad h_{eff} = 3,8 - 0,65 = 3,15 \text{ m}$$





5.1. Wymiarowanie podciągu na zginanie

Otrzymano następujące skrajne momenty:

$$M_{1,max} = 525,52 \text{ kNm} , M_{2,max} = 308,77 \text{ kNm} , M_{3,max} = 310,18 \text{ kNm} , M_{4,max} = 465,54 \text{ kNm}$$

$$M_{B,min} = -640,99 \text{ kNm} , M_{C,min} = -497,15 \text{ kNm} , M_{D,min} = -616,04 \text{ kNm} ,$$

$$M_{E,min} = -110,15 \text{ kNm}$$

5.1.1. Wymiarowanie w przęśle

Przęsło pierwsze

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,85 \cdot l_{eff} = 0,85 \cdot 6,875 = 5,84 \text{ m}$$

Odległość w świetle pomiędzy podciągami a wieńcem: $b_1 = 6,325 \text{ m}$

Odległość w świetle pomiędzy podciągami: $b_2 = 6,650 \text{ m}$

$$b_{eff,1} = 0,1(b_1 + l_0) = 0,1(6,325 + 5,84) = 1,22 > \min(0,2l_0 = 1,17; 0,5b = 3,16) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 2 \cdot 1,17 + 0,35 = 2,69 \text{ m}$$

Sprawdzenie typu przekroju:

Wstępnie przyjęto średnicę prętów $\varphi 25$ i dolne otulenie $c_{nom} = 25 \text{ mm}$. Daje to wartość $d = 650 - 25 - 25/2 - 8 = 605 \text{ mm} = 0,605 \text{ m}$

$$M_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f (d - 0,5 h_f) = 17,9 \cdot 2,69 \cdot 0,1 \cdot (0,605 - 0,05) = 2,67 \text{ MNm} = 2670 \text{ kNm} > M_{max}$$

Przekrój jest pozornie teowy.

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,526 / (17,9 \cdot 2,69 \cdot 0,605^2) = 0,0298$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0298} = 0,0303$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0303 \cdot 0,605 = 0,018 \text{ m} < h_f$$

$$\rho = \frac{f_{cd} \cdot \xi_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \cdot 0,0303}{420} = 0,1292 \%$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b_{eff} \cdot d = 0,1292 \cdot 2,69 \cdot 0,605 = 21,02 \text{ cm}^2$$

Przęsło środkowe

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,7 \cdot l_{eff} = 0,7 \cdot 6,75 = 4,73 \text{ m}$$

Odległość w świetle pomiędzy podciągami a wieńcem: $b_1 = 6,325 \text{ m}$

Odległość w świetle pomiędzy podciągami: $b_2 = 6,650 \text{ m}$

$$b_{eff,1} = 0,1 (b_1 + l_0) = 0,1 (6,325 + 4,73) = 1,11 > \min(0,2 l_0 = 0,95; 0,5 b_1 = 3,16) \Rightarrow$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 0,95 + 0,35 = 2,25$$

Sprawdzenie typu przekroju:

$$M_s = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f (d - 0,5 h_f) = 17,9 \cdot 2,25 \cdot 0,1 \cdot (0,605 - 0,05) = 2,24 \text{ MNm} = 2240 \text{ kNm} > M_{max}$$

Przekrój pozornie teowy.

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,310 / (17,9 \cdot 2,25 \cdot 0,605^2) = 0,0210$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0210} = 0,0213$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,0213 \cdot 0,605 = 0,013 \text{ m} < h_f$$

$$\rho = \frac{f_{cd} \cdot \xi_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \cdot 0,0213}{420} = 0,0906 \%$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b_{eff} \cdot d = 0,0906 \cdot 2,25 \cdot 0,605 = 12,33 \text{ cm}^2$$

Przęsło skrajne

Odległość pomiędzy miejscami zerowania się momentów

$$l_0 = 0,85 \cdot l_{eff} = 0,85 \cdot 6,875 = 5,84 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2,69 \text{ m}$$

Sprawdzenie typu przekroju:

Przekrój jest pozornie teowy.

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2) = 0,466 / (17,9 \cdot 2,69 \cdot 0,605^2) = 0,0264$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0264} = 0,0268$$

$$\rho = \frac{f_{cd} \cdot \xi_{eff}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \cdot 0,0268}{420} = 0,1142\%$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b_{eff} \cdot d = 0,1142 \cdot 2,69 \cdot 0,605 = 18,59 \text{ cm}^2$$

5.1.2. Wymiarowanie na podporach

Zbrojenie podciagu umieszczone jest poniżej górnego zbrojenia żebra

$$d = 650 - 25 - 8 - 20 - 0,5 \cdot 25 = 585 \text{ mm} = 0,585 \text{ m}$$

- Podpora B

$$\text{Moment w osi podpory } M_B = -641 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment w licu podpor: } M_{Ed} = -641 + 400 \cdot 0,225 = -551 \text{ kNm}$$

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0,551 / (17,9 \cdot 0,35 \cdot 0,585^2) = 0,2570$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,2570} = 0,3029$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,3029 \cdot 0,585 = 0,177 \text{ m} > 0,091 \text{ m} = 2(25 + 8 + 12,5) \cdot 10^{-3} = 2a$$

Uwzględniono podwójne zbrojenie

$$\text{Przyjęto, że z dołu do podpory dochodzą } 2 \varnothing 25 A_{s2} = 9,81 \text{ cm}^2$$

w związku z tym:

$$M_{Ed} - A_{s2} f_{yd} (d - a_2) = f_{cd} b x_{eff} (d - x_{eff} / 2)$$

$$0,551 \text{ MNm} - 0,000981 \text{ m}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 0,494 \text{ m} = 17,9 \text{ MPa} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot x_{eff} \cdot (0,585 \text{ m} - x_{eff} / 2)$$

$$\Rightarrow x_{eff} = 0,1041 \text{ m} > 2a$$

$$A_{s2} f_{yd} + f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} = A_{s1} f_{yd}$$

$$A_{s1} = \frac{0,000981 \cdot 420 + 17,9 \cdot 0,35 \cdot 0,1041}{420} = 25,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 25,34 \text{ cm}^2$$

- Podpora C

$$\text{Moment w osi podpory } M_C = -497 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment w licu podpor: } M_{Ed} = -497 + 322 \cdot 0,225 = -425 \text{ kNm}$$

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0,425 / (17,9 \cdot 0,35 \cdot 0,585^2) = 0,1982$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1982} = 0,2231$$

$$x_{eff} = \xi_{eff} \cdot d = 0,2231 \cdot 0,585 = 0,131 \text{ m} > 0,091 \text{ m} = 2(25 + 8 + 12,5) \cdot 10^{-3} = 2a$$

Uwzględniono podwójne zbrojenie

$$\text{Przyjęto, że z dołu do podpory dochodzą } 2 \varnothing 25 A_{s2} = 9,81 \text{ cm}^2$$

w związku z tym:

$$M_{Ed} - A_{s2} f_{yd} (d - a_2) = f_{cd} b x_{eff} (d - x_{eff} / 2)$$

$$0,425 \text{ MNm} - 0,000981 \text{ m}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 0,494 \text{ m} = 17,9 \text{ MPa} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot x_{\text{eff}} \cdot (0,585 \text{ m} - x_{\text{eff}}/2)$$

$$\Rightarrow x_{\text{eff}} = 0,0639 \text{ m} < 2a$$

można przyjąć, że

$$M_{ed} \approx A_{s1} f_{yd} (d - a)$$

$$A_{s1} = \frac{0,425}{420 \cdot (0,585 - 0,046)} = 19,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 18,77 \text{ cm}^2$$

- Podpora E

Moment w osi podpory $M_B = -110 \text{ kNm}$

Moment w licu podpor: $M_{Ed} = -110 + 242 \cdot 0,125 = -80 \text{ kNm}$

$$A = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0,080 / (17,9 \cdot 0,35 \cdot 0,585^2) = 0,0373$$

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0373} = 0,0380$$

$$x_{\text{eff}} = \xi_{\text{eff}} \cdot d = 0,0380 \cdot 0,585 = 0,022 \text{ m} < 0,091 \text{ m} = 2(25 + 8 + 12,5) \cdot 10^{-3} = 2a$$

Nie ma sensu uwzględniać podwójnego zbrojenia

$$\rho = \frac{f_{cd} \cdot \xi_{\text{eff}}}{f_{yd}} = \frac{17,9 \cdot 0,0380}{420} = 0,1621\%$$

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d = 0,1621 \cdot 0,35 \cdot 0,605 = 3,32 \text{ cm}^2$$

5.1.3. Przyjęcie koncepcji zbrojenia

Przyjęto:

- w skrajnych przęsłach $3 \varphi 32$ $A_s = 24,12 \text{ cm}^2$
- w środkowych przęsłach $2 \varphi 32$ $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$
- nad podporą B i D $3 \varphi 32$ (jeden odgięty z przęsła) oraz wstawka $1 \varphi 16$
 $A_s = 26,13 \text{ cm}^2$
- nad podporą C $3 \varphi 32$ $A_s = 24,12 \text{ cm}^2$

Nośność przekroju w funkcji ilości prętów

- przęsło, zbrojenie górne ze względu na zginanie

liczba prętów	A_{s1}	x_{eff}	M_{Rd}
2	16,08	10,8	355,983
3	24,12	16,2	506,673
4	26,13	17,5	541,501

$$x_{\text{eff}} = \frac{A_{s1} f_{yd}}{f_{cd} b_w}$$

$$M_{Rd} = A_{sq} f_{yd} (d - 0,5 x_{\text{eff}})$$

$$d = 650 - 25 - 8 - 20 - 0,5 \cdot 32 = 585 \text{ mm} = 0,581 \text{ m}$$

- przęsło skrajne

liczba prętów	A_{s1}	x_{eff}	M_{Rd}
2	16,08	1,4	401,155
3	24,12	2,1	598,18

$$x_{eff} = \frac{A_{s1} f_{yd}}{f_{cd} b_{eff}}$$

$$d = 650 - 25 - 32/2 - 8 = 601 \text{ mm} = 0,601 \text{ m}$$

- pręsto środkowe

liczba prętów	A_{s1}	x_{eff}	M_{Rd}
2	16,08	1,68	400,229
3	24,12	2,52	596,097

Długości zakładów i zakotwienia:

$$l_{0min} = 15 \varphi = 48 \text{ cm}$$

Dla wstawek nad podporą

$$l_{bd} = \frac{\varphi f_{yd} A_{req}}{4 f_{bd} A_{prov}} = \frac{16 \cdot 420 \cdot 3}{4 \cdot 2,03 \cdot 4} = 621 \text{ mm} = 62,1 \text{ cm}$$

Dla pręta odgiętego:

$$f_{bd} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$l_{bd} = \frac{\varphi f_{yd} A_{req}}{4 f_{bd} A_{prov}} = \frac{32 \cdot 420 \cdot 2}{4 \cdot 2,03 \cdot 3} = 1103 \text{ mm} = 110,3 \text{ cm}$$

Pręty górne kotwione w podporze:

$$l_{bd} = \frac{\varphi f_{yd} A_{req}}{4 f_{bd} A_{prov}} = \frac{32 \cdot 420 \cdot 2}{4 \cdot 2,03 \cdot 3} = 1103 \text{ mm} = 110,3 \text{ cm}$$

Pręty dolne kotwione w podporze:

$$l_{bd} = \frac{0,28 V_{Ed} \varphi}{2,25 f_{ctd} A_{s1}} = \frac{0,28 \cdot 230,50 \cdot 3,2}{2,25 \cdot 1,29 \cdot 24,12} \cdot 10^{-1} = 0,295 \text{ m} < 10 \varphi = 0,32 \text{ m}$$

5.2. Wymiarowanie podciągu na ścinanie

Podpora E

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 258 \text{ kN}$

Do podpory dochodzi i jest zakotwionych $3 \varphi 32$ o $A_{s1} = 24,12 \text{ cm}^2$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$d = 60,5 \text{ cm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{605}} = 1,57$$

$$\rho_l = \frac{24,12}{35 \cdot 60,5} = 1,14\%$$

$$V_{Rdc} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,57 \cdot (1,14 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,35 \cdot 0,605 = 0,131 \text{ MN} = 131 \text{ kN} < V_{Ed}$$

Siła tnąca sięga od lica ściany do lica żebra $l_s = 212,5 \text{ cm}$

$$\text{ctg } \varphi = \frac{l_s}{z} = \frac{212,5}{0,9 \cdot 60,5} = 3,90$$

podzielono go na dwa równe $l_s = 1,07 \text{ m}$ $\text{ctg } \varphi = \frac{l_s}{z} = \frac{107}{0,9 \cdot 60,5} = 1,97$

Przyjęto dwucięte $\varphi 10$ o $A_{sw} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$s \leq \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot 1,07}{258} = 0,273 \text{ m}$$

Długość odcinka: $212,5 - (2 \cdot 5 + 2) = 200,5$ odpowiada to ($200,5 / 27,3 = 7,34$) 8 polom i 9 strzemionom o rozstawie około 25,1 cm

Podpora B

Przyjęto symetryczne zbrojenie po obu stronach podpory

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 399 \text{ kN}$

Do podpory dochodzi $2 \varphi 32$ $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

$$\rho_l = \frac{16,08}{35 \cdot 60,5} = 0,76\%$$

$$V_{Rdc} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \frac{0,18}{1,4} \cdot 1,57 \cdot (0,76 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,35 \cdot 0,605 = 0,114 \text{ MN} = 114 \text{ kN}$$

Długość siły tnącej jedt równa rozstawowi żeber w świetle i wynosi $l_s = 195 \text{ cm}$

$$\text{ctg } \varphi = \frac{l_s}{z} = \frac{195}{0,9 \cdot 60,5} = 3,58$$

podzielono go na dwa równe $l_s = 0,975 \text{ m}$ $\text{ctg } \varphi = \frac{l_s}{z} = \frac{975}{0,9 \cdot 60,5} = 1,79$

$$s \leq \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot 0,975}{399} = 0,161 \text{ m}$$

Długość odcinka: $190 - (2 \cdot 5 + 2) = 178 \text{ cm}$ odpowiada to ($178 / 16,1 = 11,1$) 12 polom i 13 strzemionom o rozstawie około 14,8 cm

Podpora C

Przyjęto symetryczne zbrojenie po obu stronach podpory

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 327 \text{ kN}$

$$s \leq \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot 0,975}{327} = 0,197 \text{ m}$$

Długość odcinka: $190 - (2 \cdot 5 + 2) = 178 \text{ cm}$ odpowiada to ($178 / 19,7 = 9,04$) 10 polom i 11

strzemionom o rozstawie około 17,8 m

Podpora D

Przyjęto symetryczne zbrojenie po obu stronach podpory

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 371 \text{ kN}$

Przyjęto układ strzemion jak przy podporze B

Podpora E

Przyjęto symetryczne zbrojenie po obu stronach podpory

Siła tnąca w osi podpory $V_{Ed} = 231 \text{ kN}$

Przyjęto układ strzemion jak przy podporze A

5.2.1. Ścinanie w miejscu połączenia żebra z podciągami

Różnica wysokości podciagu i żebra jest równa 150 mm. Ponieważ zbrojenie dolne podciagu sięga wysokości $25 + 32 = 57 \text{ mm}$, to efektywna różnica wynosi 93 mm. Na tej długości zmieszczą się dwa strzemiona w odstępach 20 mm od lica żebra i 50 mm pomiędzy strzemionami. Siła przenoszona przez te strzemiona (po obu stronach żebra) jest równa:

$$F = n \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} = 4 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 10^3 = 264 \text{ kN}$$

Zredukowana reakcja z żebra na podciąg wynosi:

$$F_{\text{red}} = \frac{R_{\text{max}} \cdot h_{\text{zebra}}}{h_{\text{podciagu}}} = \frac{305 \cdot 50}{65} = 234 \text{ kN} < 264 \text{ kN}$$

ścięcie na styku żebro-podciąg nie nastąpi

5.2.2. Ścinanie płytą a podciągami

$$\Delta x = 2,375 + 0,125 = 2,5 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 547,43 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad b_{\text{eff},1} = 1,17 \text{ m}, \quad x_{\text{eff}} = 0,021 \text{ m}$$

$$\Delta F_d = F_d(2,5) = f_{cd} \cdot b_{\text{eff},1} \cdot x_{\text{eff}} = 17,9 \cdot 1,17 \cdot 0,021 \cdot 10^3 = 108 \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 440 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x \cdot h_f} = \frac{0,440}{2,50 \cdot 0,1} = 765 \text{ kPa} = 1,76 \text{ MPa}$$

– krzyżulec betonowy

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

$$v_{Rd} = 0,5 v f_{cd} \frac{\text{ctg } \varphi}{1 + \text{ctg}^2 \varphi} = \frac{0,5 \cdot 0,54 \cdot 17,9 \cdot 2}{5} = 1,93 \text{ MPa}$$

Nośność krzyżulca betonowego jest wystarczająca

– zbrojenie na połączeniu podciagu i płyty

Wzięto pod uwagę zbrojenie rozdzielcze oraz zbrojenie przyjęte na moment $0,25 M_{Ed}$.

Daje to razem $1,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ ($2 \varphi 6 \text{ co } 350 \text{ mm}$)

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{f_{yd} \cdot ctg \varphi} = \frac{1,76 \cdot 0,1}{420 \cdot 2} = 2,09 \text{ cm}^2/m$$

Zbrojenia jest zbyt mało. Zbrojenieni na połączeniu po uwzględnieniu zbrojenia rozdzielczego ($1,6 \text{ cm}^2/m$) musi mieć powierzchnię równą $2,09 - 1,6 = 0,49$ przyjęto dodatkowe pręty $\varphi 6$

co 350 mm $A_s = 0,8 \text{ cm}^2/m$

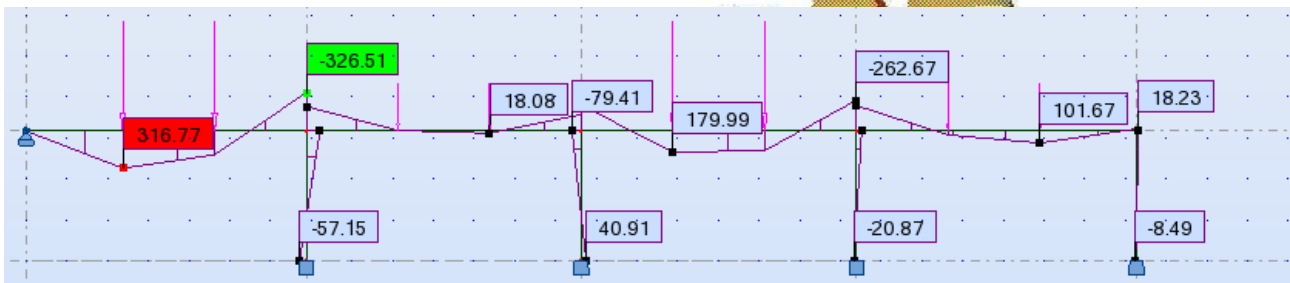
kotwienie dodatkowych prętów:

Na podporze skrajnej długość zakotwienia zależy od siły tnącej

$$l_{bd} = \frac{0,28 V_{Ed} \varphi}{2,25 f_{ctd} A_{s1}} = \frac{0,28 \cdot 104,28 \cdot 0,6}{2,25 \cdot 1,29 \cdot 9,42} 10^{-1} = 0,214 \text{ m} > 10 \varphi$$

5.3. Obliczenie ugięcia podciągu

- obciążenia stałe $g_k = 80,82 \text{ kN}$
- obciążenia zmienne długotrwałe $q_k = 129,25 \cdot 0,8 = 103,40$



Dla obciążeń jak na rysunku $M_{sup} = 317,77 \text{ kNm}$

a) obliczenia wstępne

Obwód , przez który przekrój może wysychać:

$$u = b_{eff} + b_w - 2(h - h_f) = 269 + 2(65 - 10) = 379 \text{ cm}$$

$$A_c = 269 \cdot 10 + 35 \cdot 55 = 4615 \text{ cm}^2$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 4615}{379} = 24,4 \text{ cm} = 244 \text{ mm}$$

Przyjęto $RH = 50\%$ oraz $t_0 = 90 \text{ dni}$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{1/3}} = 1 + \frac{1 - \frac{50}{100}}{0,1 \cdot 244^{1/3}} = 1,8002$$

$$\beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \cdot \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{1}{0,1 + 90^{0,2}} \cdot \frac{16,8}{\sqrt{33}} = 1,1426$$

$$\phi(t_0, \infty) = \phi_{RH} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = 1,8002 \cdot 1,1426 = 2,06$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t_0, \infty)} = \frac{31}{1 + 2,06} = 10,13 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10,13} = 19,74$$

Zbrojenie w przęśle pierwszym $3\phi 32$ $A_s = 24,12 \text{ cm}^2$

$$0,5 b_{eff} \cdot h_f^2 = 0,5 \cdot 2,69 \cdot 0,1^2 = 13,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\alpha_e \cdot A_{sI} \cdot (d - h_f) = 19,74 \cdot 24,12 \cdot 10^{-4} \cdot (0,605 - 0,1) = 24,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Przekrój jest rzeczywiście teowy

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

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

$$(2,69 - 0,35) \cdot 0,1 \cdot (x_{II} - 0,05) + 0,35^2 \cdot x_{II}^2 \cdot 0,5 = 24,12 \cdot 10^{-4} \cdot 19,74 \cdot (0,605 - x_{II})$$

$$x_{II} = 0,140$$

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

$$= \frac{(2,69 - 0,35) 0,1^3}{12} + (2,69 - 0,35) 0,1 (0,140 - 0,5 \cdot 0,1)^2 + \frac{0,35 \cdot 0,140^3}{3} + 24,12 \cdot 10^{-4} \cdot 19,74 (0,605 - 0,140)^2 =$$

$$= 12,71 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{Eqp}}{I_{II}} (d - x_{II}) = \frac{19,74 \cdot 318}{12,71} \cdot (0,605 - 0,140) = 230 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_{sI}}{b_w \cdot d} = \frac{24,12}{35 \cdot 60,5} = 1,14\%$$

b) sprawdzenie ugięcia

maksymalne ugięcie: $\max \frac{l_{eff}}{d} = \frac{14,3 \cdot 310}{238} \cdot 1,3 = 24,2$

W analizowanym przęśle: $\frac{l_{eff}}{d} = \frac{6,875}{0,605} = 11,35 < 24,2 \Rightarrow$ Stan graniczny ugięcia nie zostanie przekroczony

c) Sprawdzenie szerokości rozwarcia rysy

Dla $\rho = 0,01$, $\sigma = 240$ i $c_{nom} = 25$ maksymalna wartość średnicy zbrojenia dla której szerokość rozwarcia rysy $w_k = 0,3 \text{ mm}$ nie zostanie przekroczona wynosi 35 mm.

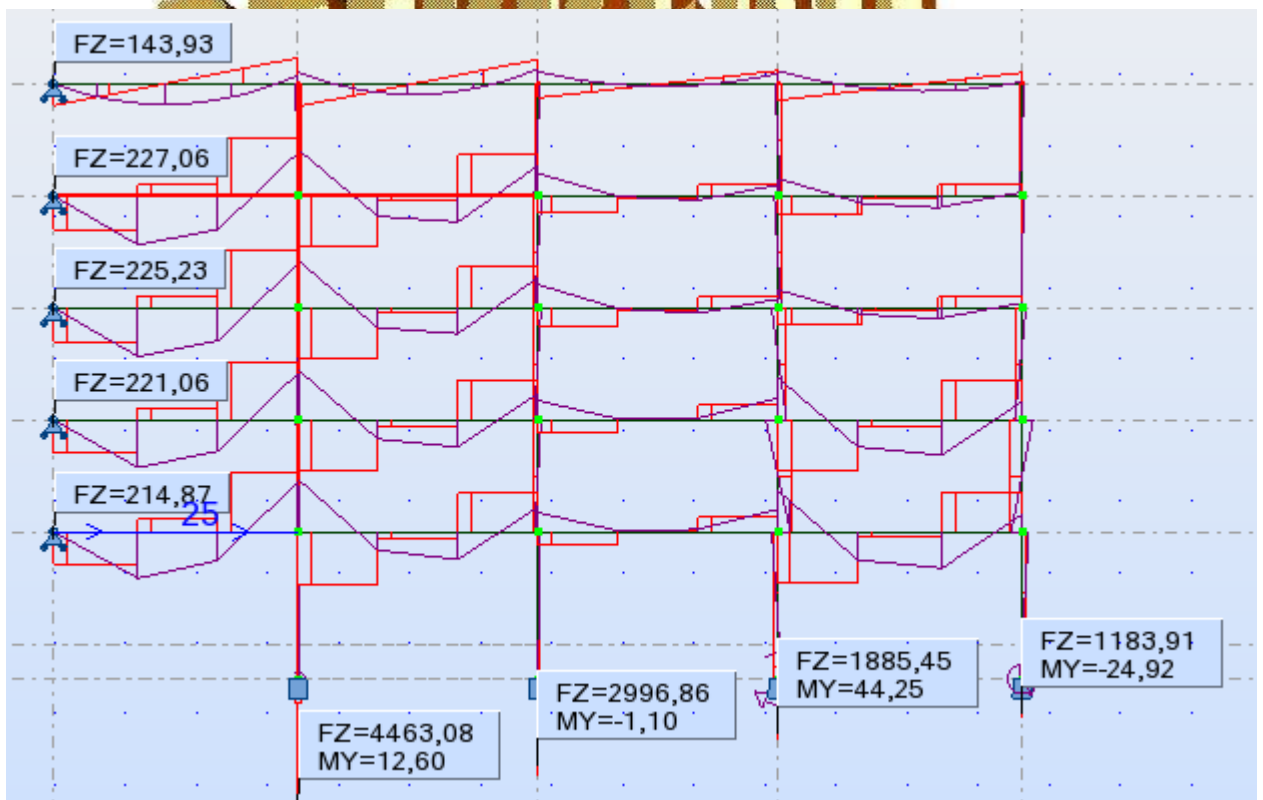
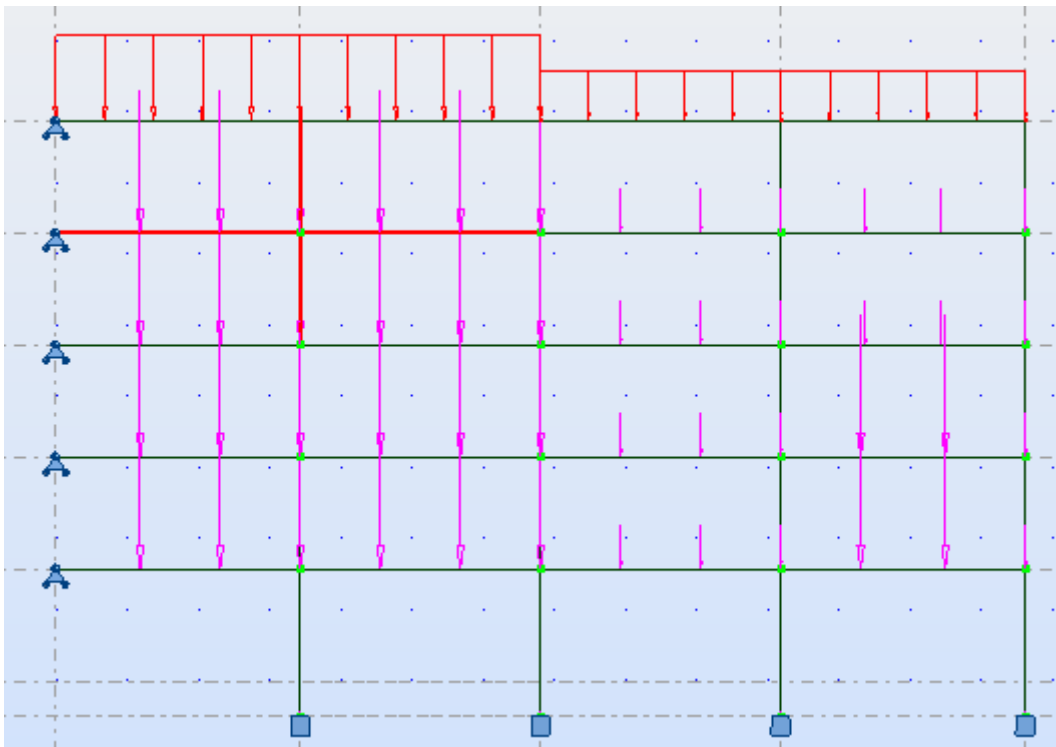
W analizowanym podciągu $\max \phi = 32 \text{ mm}$. W związku z tym dopuszczalna szerokość rozwarcia rysy nie zostanie przekroczona.

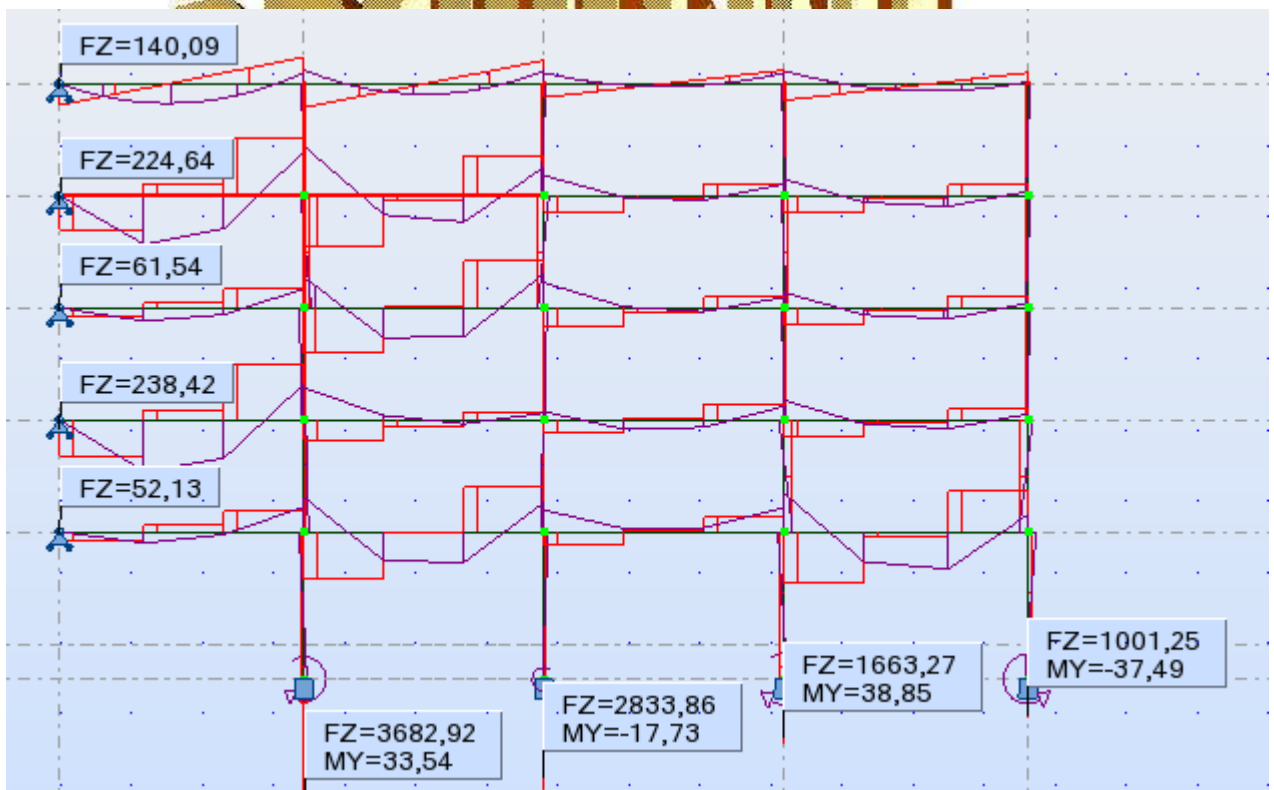
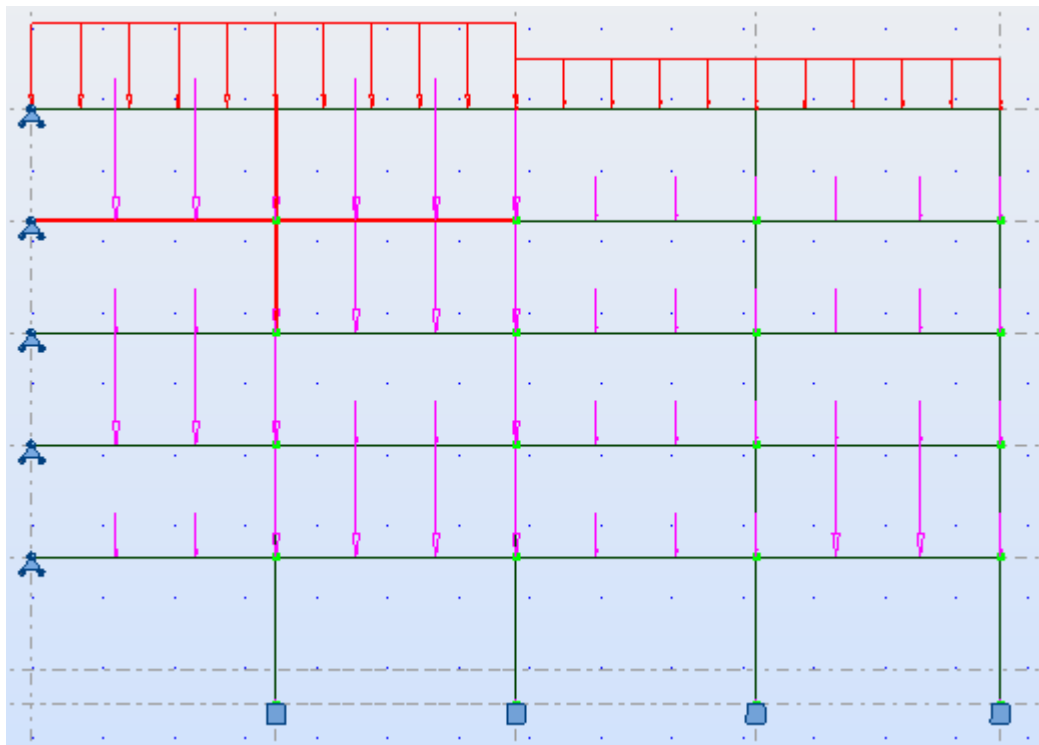
6. Projekt techniczny słupa

Ciężar własny słupa:

$$g_{s,k} = 0,45 \cdot 0,45 \cdot 3,15 \cdot 25 = 15,95 \text{ kN}$$

$$g_{s,o} = 15,95 \cdot 1,35 = 21,53 \text{ kN}$$





$$b=h=0,45\text{ m} \quad , \quad a=25+8+12,5=45,5\text{ mm}$$

a) Wymiarowanie słupa dla kombinacji I

$$N_{Ed}=4463,08\text{ kN}$$

$$M_{Ed}=12,60\text{ kNm}$$

Długość wyboczeniowa słupa:

$$0,59 \cdot 4,15 = 2,45\text{ m}$$

$$e_s = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{12,60}{4463,08} = 3 \cdot 10^{-3}\text{ m}$$

$$e_a = \max\left(\frac{l_0}{400} = 6\text{ mm}, \frac{h}{30} = 18\text{ mm}, 20\text{ mm}\right) = 20\text{ mm}$$

Mimośród niezamierzony jest większy niż statyczny. Słup będzie zbrojony symetrycznie.

$$e_0 = 2,3\text{ cm}$$

$$N_{Ed}(e + h/2 - a_1) = f_{cd} b h (h/2 - a) + A_{s2} f_{yd} (d - a_2)$$

$$4,463(0,023 + 0,225 - 0,0455) = 17,9 \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot (0,225 - 0,0455) + A_{s2} \cdot 420 \cdot 0,4045 \Rightarrow A_{s2} = 14,89\text{ cm}^2$$

Aby wykorzystać stal A_{s2} korzystając z prawa płaskich przekrojów wyliczam wartość ϵ_d

$$3/7h = 3/7 \cdot 0,45 = 0,193\text{ m} \quad \text{dla } \epsilon = 0,2\%$$

Dla A_{s2} 0,0455m dla $\epsilon_{pl} = 0,21\%$

$$\text{Dla } A_{s1} \quad 0,4045\text{ m dla } \epsilon_d = 2,1 - \frac{(0,4045 - 0,0455) \cdot (2,1 - 2,0)}{0,193 - 0,0455} = 0,186\%$$

$$k_s = \frac{0,825 \epsilon_d + 0,35}{\epsilon_{pl}} = \frac{0,825 \cdot 1,86 + 0,35}{2,1} = 0,90$$

$$N_{Ed} = f_{cd} b h + A_{s2} f_{yd} + k_s A_{s1} f_{yd}$$

$$4,463 = 17,9 \cdot 0,45 \cdot 0,45 + 14,89 \cdot 10^{-4} \cdot 420 + 0,90 \cdot A_{s1} \cdot 420 \Rightarrow A_{s1} = 5,63\text{ cm}^2$$

Przyjęto 4 $\varnothing 32$ $A_s = 32,15\text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{32,15}{45 \cdot 40,45} = 1,77\%$$

Sprawdzenie efektów drugiego rzędu

$$A = 0,7$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \frac{\rho \cdot f_{yd}}{f_{cd}}} = \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,0177 \cdot 420}{17,9}} = 1,35$$

$$C = 1,7 + \frac{1,86}{12,60} = 1,85$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4,463}{0,45 \cdot 0,4045 \cdot 17,9} = 1,37$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,35 \cdot 1,85}{\sqrt{1,37}} = 29,87$$

$$l_0 = 0,59 \cdot 4,15 = 2,449 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,45^4 / 12}{0,45^2}} = 0,130$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,449}{0,130} = 18,84 < 29,87 = \lambda_{lim}$$

Rozstaw strzemion

Przyjęto strzemiona $\varphi 6$ co 400 mm

W okolicach połączenia słupa podciągami przyjęto zagęszczony rozstaw strzemion równy 200 mm

Długość zakładu i kotwienia w stopie

$$l_{b, reqd} = \frac{32}{4} \cdot \frac{420}{2,03} \cdot \frac{20,52}{2 \cdot 32,15} = 528 \text{ mm}$$

$$l_{b, min} = 0,6 \cdot 528 = 317 \text{ mm}$$

$$l_0 = 1,5 \cdot 528 = 792 \text{ mm}$$



7. Projekt techniczny stopy fundamentowej

7.1. Założenia

Obiekt poosadowiony jest na jednorodnej warstwie piasku drobnego zalegającej do 5m poniżej planowanego fundamentu o następujących parametrach geotechnicznych

$$I_d = 0,40 \quad \gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3 \quad \varphi_k = 30^\circ$$

Kolejną warstwą jest warstwa pyły zagęszczonego

Na stopie zaplanowano wymieniając od góry:

- 25 cm posadzki betonowej
- 45 cm podsypki piaskowej

Wymiary stopy 2,3x 2,3 x 0,65 m

Wymiary słupa 0,45 x 0,45 m

7.2. Oddziaływania

Na poziomie górnej powierzchni ławy działają następujące oddziaływania charakterystyczne (ze względu na uproszczony schemat obliczeń przyjęto, że za równo moment jak i siła pozioma działa na obu kierunkach z tą samą wartością):

Oddziaływanie	Schemat I			Schemat II		
	V	H	M	V	H	M_x
	kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
	3683	21,16	33,54	4463	3,48	12,60

7.3. Sprawdzenie warunku GEO

7.3.1. Wyznaczenie dodatkowych stałych obciążeń

Ciężar własny fundamentu:

$$V_{GI} = 2,3 \cdot 2,3 \cdot 0,65 \cdot 25 = 85,96 \text{ kN}$$

Ciężar posadzki nad fundamentem:

$$V_{G3} = (2,3 \cdot 2,3 - 0,45 \cdot 0,45) \cdot (0,25 \cdot 24 + 0,45 \cdot 18,5) = 72,88 \text{ kN}$$

Łącznie:

$$V_{GF} = 85,96 + 72,88 = 158,84 \text{ kN}$$

7.3.2. Wyznaczenie mimośrodków

$$e_B = e_L = \frac{M + H \cdot d_f}{V_{Gf}}$$

Schemat obciążeń I

$$e_B = e_L = \frac{33,54 + 21,16 \cdot 0,65}{3683 + 158,84} = 0,0124$$

$$\frac{q_{max}}{q_{min}} = \frac{1 + 6 \cdot \left(\frac{0,01}{2,3} + \frac{0,01}{2,3} \right)}{1 - 6 \cdot \left(\frac{0,01}{2,3} + \frac{0,01}{2,3} \right)} = 1,12$$

Sprawdzamy czy wypadkowa jest w rdzeniu przekroju:

$$\frac{0,01}{2,3} + \frac{0,01}{2,3} = 0,01 < 0,166$$

Schemat obciążeń II

$$e_B = e_L = \frac{12,60 + 3,48 \cdot 0,65}{4463 + 158,87} = 0,0032$$

$$\frac{q_{max}}{q_{min}} = 1,03$$

Sprawdzamy czy wypadkowa jest w rdzeniu przekroju:

$$\frac{0,0027}{2,3} + \frac{0,0027}{2,3} = 0,00 < 0,166$$

7.3.3. Wyznaczenie parametrów geotechnicznych

Zredukowane wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

Schemat I

$$B' = 2,3 - 2 \cdot 0,012 = 2,28 \text{ m}$$

$$L' = 2,3 - 2 \cdot 0,012 = 2,28 \text{ m}$$

$$B' \cdot L' = 2,27 \cdot 2,27 = 5,18 \text{ m}^2$$

Schemat II

$$B' \approx B = 2,30 \text{ m}$$

$$L' = L = 2,30 \text{ m}$$

$$B' \cdot L' = 2,30 \cdot 2,30 = 5,29 \text{ m}^2$$

Ponieważ fundament dla obciążeń ze schematu I ma mniejsze wymiary, dalsze obliczenia będą dotyczyły tego schematu

$$B' / L' = L' / B' = 1,00$$

Przyjęte w obliczeniach parametry geotechniczne:

$$\varphi_k = 30^\circ \Rightarrow \varphi'_d = 32^\circ$$

Obliczenie współczynników uwzględniających nachylenie siły wypadkowej działającej w podstawie fundamentu:

$$m_B = m_L = m = \frac{2 + (B' / L')}{1 + (B' / L')} = \frac{2 + 1}{1 + 1} = 1,50$$

Wyznaczenie współczynników nośności granicznej

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi'} \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi' / 2) = e^{\pi \cdot \text{tg} 32^\circ} \cdot \text{tg}^2(45^\circ + 32^\circ / 2) = 23,18$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \text{tg} \varphi' = 2(23,18 - 1) \cdot \text{tg} 32^\circ = 27,72$$

Wyznaczenie współczynników redukcyjnych

$$i_q = \left(1 - \frac{H_k}{V_k + A' c' ctg \varphi'}\right)^m = 0,99$$

$$i_y = i_q = \left(1 - \frac{H_k}{V_k + A' c' ctg \varphi'}\right)^m = 0,99$$

Wyznaczenie współczynników kształtu

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi_k = 1 + 1,00 \sin 32^\circ = 1,53$$

$$s_y = 1 - 0,3(B' / L') = 1 - 0,3 \cdot 1,00 = 0,70$$

Obciążenie obok fundamentu

$$q' = 24 \cdot 0,25 + 18,5 \cdot (0,45 + 0,65) = 26,35 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} R_d &= (c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) B' L' / 1,4 = \\ &= (26,53 \cdot 23,18 \cdot 1 \cdot 1,53 \cdot 0,99 + 0,5 \cdot 18,5 \cdot 2,28 \cdot 27,72 \cdot 1 \cdot 0,70 \cdot 0,99) 2,28 \cdot 2,28 / 1,4 = \\ &= 5023,14 \text{ kN} > 4622 = V_d \end{aligned}$$

$$\frac{V_d}{R_d} = \frac{4622}{4949} = 93\%$$

Warunek nośności został spełniony

7.4. Wymiarowanie stopy na zginanie

Schemat I obciążeń

$$q_{Ed} = 3683 / 5,29 = 696,22 \text{ kPa}$$

Schemat II obciążeń

$$q_{Ed} = 4463 / 5,29 = 843,67 \text{ kPa}$$

Ze względu na bardziej niekorzystne wyętnienie dalsze obliczenia będą prowadzone dla schematu II

$$e_B = e_L = \frac{12,60 + 3,48 \cdot 0,65}{4463} = 0,0033$$

$$q_{max} = q_{Ed} (1 + 6e_B / B + 6e_L / L)$$

$$q_{min} = q_{Ed} (1 - 6e_B / B - 6e_L / L)$$

$$q_{max} = 844 (1 + 6 \cdot 0,0033 / 2,3 + 6 \cdot 0,0033 / 2,3) = 864 \text{ kPa}$$

$$q_{min} = 844 (1 - 6 \cdot 0,0033 / 2,3 - 6 \cdot 0,0033 / 2,3) = 823 \text{ kPa}$$

$$q_1 = q_{Ed} (1 + 6e_B / B - 6e_L / L)$$

$$q_2 = q_{Ed} (1 - 6e_B / B + 6e_L / L)$$

$$q_1 = 844(1 + 6 \cdot 0,0033/2,3 - 6 \cdot 0,0033/2,3) = 838 \text{ kPa}$$

$$q_2 = 844(1 - 6 \cdot 0,0033/2,3 + 6 \cdot 0,0033/2,3) = 849 \text{ kPa}$$

$$q_{max}/q_{min} = 1,06 = 5$$

7.4.1. Wyznaczenie momentów zginających dla średnich naprężeń działających na wspornik

Na kierunku L

$$s = L/2 - 0,35l_s = 2,3/2 - 0,1 - 0,35 \cdot 0,45 = 0,99 \text{ m}$$

$$q_a = (823 + 838)/2 = 831 \text{ kPa}$$

$$q_b = (864 + 849)/2 = 857 \text{ kPa}$$

$$q_I = 831 + (857 - 831) \cdot 0,99/2,3 = 842 \text{ kPa}$$

$$q_I' = 831 - (857 - 831) \cdot 0,99/2,3 = 845 \text{ kPa}$$

$$M_{dL} = B \cdot 0,5 \cdot q_I' \cdot s_c^2 = 2,3 \cdot 0,5 \cdot 845 \cdot 0,99^2 = 958 \text{ kNm}$$

Na kierunku B

$$S_{BL} = S_{BP} = B/2 - 0,35b = 2,3/2 - 0,35 \cdot 0,45 = 0,99 \text{ m}$$

$$q_a = (864 + 838)/2 = 851 \text{ kPa}$$

$$q_b = (823 + 849)/2 = 836 \text{ kPa}$$

$$q_{II} = 851 - (851 - 836) \cdot 0,99/2,3 = 845 \text{ kPa}$$

$$M_{dB} = L \cdot 0,5 \cdot q_{II} \cdot s_{BL}^2 = 2,3 \cdot 0,5 \cdot 845 \cdot 0,99^2 = 957 \text{ kNm}$$



7.4.2. Wyznaczenie powierzchni zbrojenia dla średnich naprężeń działających na wspornik

Przyjęto:

$$c_{nom} = 50 \text{ mm}$$

pręty $\varphi 16$

stal 34GS $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$

$$d_L = 0,65 - 0,05 - 0,5 \cdot 0,016 = 0,59 \text{ m}$$

$$d_B = 0,65 - 0,05 - 1,5 \cdot 0,016 = 0,58 \text{ m}$$

$$A_s = M / (f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_L)$$

Powierzchnia zbrojenia dla kierunku L

$$A_s = 958 / (410000 \cdot 0,9 \cdot 0,59) = 43,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 220 \cdot 65 = 19,44 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 23 pręty $\varphi 16$ $A_s = 46,23 \text{ cm}^2$

Powierzchnia zbrojenia dla kierunku B

$$A_s = 957 / (410000 \cdot 0,9 \cdot 0,57) = 45,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} = 0,0013 \cdot 310 \cdot 65 = 26,20 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 23 pręty $\varphi 16$ $A_s = 46,23 \text{ cm}^2$

Rozmieszczenie zbrojenia zgodnie z zaleceniami EC-2

$$l_s / L = 0,20$$

Pasmo środkowe: $1/2B = 1,1 \text{ m}$ $0,626 A_s = 28,94 \text{ cm}^2$ 15 prętów $\varphi 16$ $A_s = 30,15 \text{ cm}^2$

Pasma skrajne: $1/4B = 0,55 \text{ m}$ $0,187 A_s = 8,65 \text{ cm}^2$ 4 pręty $\varphi 16$ $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

7.5. Wymiarowanie stopy fundamentowej na przebicie



Pole powierzchni wyznaczonej przez obwód kontrolny

$$A_{cont} = 5,22 \text{ m}^2$$

Długość obwodu kontrolnego

$$u_1 = 9,21 \text{ m}$$

Długość obwodu krytycznego

$$u_i = 8,75$$

Średnie naprężenie pod podstawą fundamentu od obciążeń stałych, zmiennych i wyjątkowych oraz ciężaru własnego fundamentu wynosi:

$$q_{Ed1} = (4463 + 1,35 \cdot 85,96) / 5,29 = 866 \text{ kPa}$$

$$q_{Ed2} = 4463 / 5,29 = 844 \text{ kPa}$$

Zredukowana wartość siły przebijającej jest równa:

$$V_{Edred} = 4463 - (5,22 \cdot 844) = 59 \text{ kN}$$

Moment wypadkowy:

$$M_{ed} = \sqrt{12,60^2 + 12,60^2} = 18 \text{ kNm}$$

Wskaźnik wytrzymałości:

$$W_1 = 0,5 \cdot b_s^2 + b_s \cdot l_s + 4 \cdot b_s \cdot d_L + 16 \cdot d_L^2 + 2 \pi \cdot d_L \cdot l_s = \\ = 0,5 \cdot 0,45^2 + 0,45 \cdot 0,45 + 4 \cdot 0,45 \cdot 0,59 + 16 \cdot 0,59^2 + 2 \pi \cdot 0,59 \cdot 0,45 = 8,65 \text{ m}^2$$

$$l_s / b_s = 1,00 \Rightarrow k = 0,60$$

$$\beta = 1 + \frac{k \cdot M_{Ed} \cdot u_1}{V_{Edred} \cdot W_1} = 1 + \frac{0,60 \cdot 18 \cdot 9,21}{59 \cdot 8,65} = 1,19$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Edred}}{u_i \cdot d_L} = \frac{1,19 \cdot 59}{8,75 \cdot 0,59} = 14 \text{ kPa} = 0,014 \text{ MPa}$$

Przyjęto Beton C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$\rho_b = \rho_l = 100 \cdot 46,23 / (2,3 \cdot 0,65 \cdot 10000) = 0,31 \%$$

$$\rho = \sqrt{\rho_b \cdot \rho_l} = 0,31 \%$$

$$k_1 = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/590} = 1,58$$

$$v_{Rdc} = 0,129 \cdot k_1 \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,129 \cdot 1,58 \cdot (0,20 \cdot 25)^{1/3} = 0,35 \text{ MPa} > 0,014 \text{ MPa}$$

Przebiecie fundamentu nie nastąpi

