

1 КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ БУДІВЛІ

1.1 Компонування поперечної рами промислової будівлі

1. Визначаємо висоту підкранової балки: при кроці 6 м:

$$h_{n,\delta} = 1000 \text{ мм}$$

2. Визначити висоту над кранової H_δ і підкранової H_n частин колони, повну висоту H_1 , H .

Вантажопідйомність $Q = 20 \text{ т}$.

Висота $A = 2400 \text{ мм}$.

$$H_n = 8600 \text{ мм}.$$

h кранового рельса $= 70 \text{ мм}$.

$$H_\delta = h_{n,\delta} + A + 1000 = 1000 + 2400 + 100 = 3500 \text{ мм}.$$

$$H_1 = H_n + H_\delta = 8000 + 3500 = 12100 \text{ мм}.$$

$$H = H_1 + 150 = 12250 \text{ мм}.$$

Висота ферми при прольоті 18 м :

$$H_\phi = 2450 \text{ мм}.$$

3. Прив'язка "а" розбивочної осі ряду колон:

– нульова прив'язка.

4. Призначити висоту перетину над кранової частини колони $h_{\text{верхнє}}$:

При нульовій прив'язці — 380 мм.

$$h_{\text{нижнє}} = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{14}\right) H_n = 860 \dots 614 \text{ мм}.$$

$$b_{\text{нижнє}}, b_{\text{верхнє}} = \left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{25}\right) H_n = 430 \dots 344 \text{ мм}.$$

Вид колони — наскрізна.

Так як $H_1 < 10,8 \text{ м}$; $h_{\text{нижнє}} < 900 \text{ мм}$; $Q < 30 \text{ т}$, проліт до 24 м, то приймаємо розміри колони:

$$h_{\text{сілки}} = 200 \text{ мм}.$$

$$h_n = 1000 \text{ мм}.$$

$$b_{\text{нижнє}}, b_{\text{верхнє}} = 400 \text{ мм}.$$

2 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

Збір навантаження:

Розрахунковий проліт рами:

$$l_0 = L_{\text{цеха}} - 2 = 17000 - 2 \cdot 200 = 16600 \text{ мм}$$

Визначення опорної реакції $R_A^{\text{Пост}}$:

$$R_A^{\text{Пост}} = 0,5 \cdot g^{\text{покp}} \cdot l_0 + 1,1 \cdot 0,5 \cdot G_{\text{II}}^{\text{cmp}} \quad (1)$$

де : $G_{\text{II}}^{\text{cmp}}$ - маса кроквяної конструкції

$g^{\text{покp}}$ - навантаження на покритті

$$g^{\text{покp}} = g_p \cdot S_1 \quad (2)$$

де : g_p - розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 плити покриття

S_1 -крок поперечних рам в будівлі

$$g^{\text{покp}} = 3,52 \cdot 6 = 21,12 \text{ кН/м}$$

$$R_A^{\text{Пост}} = 0,5 \cdot 21,12 \cdot 16,6 + 1,1 \cdot 0,5 \cdot 60 = 208,296 \text{ кН}$$

Снігове навантаження

$$p^{\text{сн}} = S_m \cdot S \quad (3)$$

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \quad (4)$$

де : γ_{fm} - коеф. надійності для середн. періоду повтрюваності снігового навантаження $T = 60$ років

S_0 - характеристичне значення снігового навантаження на 1 м^2 для заданого району будівництва

$C = 1$ при відсутності даних про режим експлуатації будівлі с плоскою конструкцією покрівлі і розміщенням його на висоті $H < 0,5$ км над рівнем моря.

$$S_m = 1,04 \cdot 1400 \cdot 1 = 1456 \text{ Па} = 1,456 \text{ кН/м}^2$$

$$p^{\text{сн}} = 1,456 \cdot 6 = 8,736 \text{ кН/м}$$

$$R_A^{\text{сн}} = 0,5 \cdot p^{\text{сн}} \cdot l_0 \quad (5)$$

$$R_A^{\text{сн}} = 0,5 \cdot 8,736 \cdot 16,6 = 72,51 \text{ кН/м}$$

Кранове навантаження

Проліт крана $L_k=16,6 \text{ м}$

Ширина крана $B = 6300 \text{ мм}$

База крана $K = 4400 \text{ мм}$

$H = 2400 \text{ мм}$

$B_1 = 260 \text{ мм}$

P_{max}^n -навантаження коліс на підкранові рейки-195 кН

Вага візка - 8,5 т

G - Вага крана з візком -28,5 т

Тип кранової рейки - КР70

$$D_{max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot P_{max}^n \cdot \sum y_i \quad (6)$$

де: γ_{fm} - см. п. 7.9

ψ - см. п. 7.22

$\sum y_i$ - Рис..

$$D_{min} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot P_{min}^n \cdot \sum y_i \quad (7)$$

$$P_{min}^n = \frac{Q + G}{n_0} - P_{max}^n \quad (8)$$

де : n_0 - кількість коліс на одній стороні крана

$$D_{max} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 195 \cdot 1,95 = 355,534 \text{ кН}$$

$$P_{min}^n = \frac{200+285}{2} - 195=47,5 \text{ кН}$$

$$D_{min} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 47,5 \cdot 1,95 = 86,6 \text{ кН}$$

Навантаження на раму від поперечного гальмування

$$T = \gamma_{соч} \cdot \gamma_f \cdot T_n^{кол} \cdot \sum y_i \quad (9)$$

Горизонтальне поперечне гальмівне навантаження від одного колеса для кранів з гнучким підвісом вантажу

$$T_n^{кол} = \frac{0,05 \cdot (Q + Q_t)}{n_0} \quad (10)$$

$$T_n^{кол} = \frac{0,05 \cdot (20+8,5)}{2} = 0,7125 \text{ т} = 7,2 \text{ кН}$$

$$T = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 7,2 \cdot 1,95 = 14,32 \text{ кН}$$

Навантаження від стінових панелей:

$$G_{стпн} = S \cdot n \cdot g \quad (11)$$

$$G_{стпн} = 6 \cdot 8,6 \cdot 2,8 = 144,48 \text{ кНм}$$

$$G_{стпн.в.} = S \cdot e \cdot g \quad (12)$$

$$G_{стпн.в.} = 6 \cdot 3,5 \cdot 2,8 = 58,8 \text{ кНм}$$

Вітрове навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \quad (13)$$

де: γ_{fm} — коефіцієнт надійності, в залежності від терміну повторності максимального значення вітрового тиску в роках. На 100 років — $\gamma_{fm} = 1,14$

W_0 — характеристичне значення вітрового тиску, залежне від району будівництва. $W_0 = 0,47 \text{ кНм}^2$

$$h = 5 \text{ м} = W_5 = 0,47 \cdot 0,4 = 0,188 \text{ кНм}^2$$

$$h = 10 \text{ м} = W_{10} = 0,47 \cdot 0,6 = 0,282 \text{ кНм}^2$$

$$h = 20 \text{ м} = W_{20} = 0,47 \cdot 0,85 = 0,399 \text{ кНм}^2$$

Еквівалентне вітрове навантаження W_e

$$W_e = \frac{2M_3}{H^2} \quad (14)$$

$$M_3 = \frac{0,188 \cdot 12,25^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot (0,308 - 0,188) \cdot 7,25 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 7,25 + 5\right) = 18,4 \text{ кНм}^2$$

$$W_e = \frac{2 \cdot 18,4}{12,25^2} = 0,245 \text{ кНм}^2$$

Активний вітер

$$W_a = W_e \cdot B \cdot C_{aer} \cdot \gamma_{fm} \quad (15)$$

$$W_a = 0,245 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,14 = 1,341 \text{ кН/м.п.}$$

Пасивний вітер

$$W_n = 0,245 \cdot 6 \cdot 0,6 \cdot 1,14 = 1,01 \text{ кН/м.п.}$$

Зосереджена сила на рівні верха колон по середньому вітряному тиску між $0,308 \text{ кНм}^2$ і $0,337 \text{ кНм}^2$

$$W = \left(\frac{0,308+0,337}{2}\right) \cdot 6 \cdot 2,45 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 1,14 = 7,57 \text{ кН}$$

Статична розрахунок поперечної рами

1. Момент інерції відносно осі Y:

$$I_z = \frac{b \cdot h_g^3}{12} + \frac{bh - (H_n - h_g)^2}{2} \quad (16)$$

$$I_z = \frac{40 \cdot 20^3}{12} + \frac{40 \cdot 20 - (100 - 20)^2}{2} = 23866,66 \text{ см}^4$$

$$EF = 3310000 \cdot (0,4 \cdot 0,2) = 264800 \text{ м}$$

$$I_y = 40 \cdot 20 \cdot 40^2 = 0,0064 \text{ см}^2$$

$$EI_y = 3310000 \cdot 0,064 = 21184$$

2. Розрахункове поєднання зусиль

Елемент 1, переріз 1

1 + 2 + 3 + 4 - 7	1+3 + 6 + 7	1 + 2 + 3 + 4 - 7
$M_y^+ = +265,99$	$M_y^- = -193,405$	$N_{max}^- = -719,658$
$N_{\text{відн}} = -719,658$	$N_{\text{відн}} = -597,47$	$M_{\text{відн}} = +265,99$
$Q_{z.\text{відн}} = -41,052$	$Q_{z.\text{відн}} = 18,078$	$Q_{z.\text{відн}} = -41,052$
$\frac{M}{N} = 0,369$	$\frac{M}{N} = 0,323$	$\frac{M}{N} = 0,369$

Елемент 1, переріз 2

1 + 2 + 3 + 6 - 8	1+2 + 3 + 4
$M_y^- = -103,237$	$N_{max}^- = -682,55$
$N_{\text{відн}} = -629,63$	$M_{\text{відн}} = -39,418$
$Q_{z.\text{відн}} = 3,701$	$Q_{z.\text{відн}} = 22,14$
$\frac{M}{N} = 0,16$	$\frac{M}{N} = 0,05$

Елемент 3, переріз 1

$1 + 2 + 4$	$1 + 6$	$1 + 2$
$M_y^+ = +72,771$	$M^- = -3,62$	$N_{max}^- = -316,008$
$N_{\text{вiдн}} = -308,311$	$N_{\text{вiдн}} = -239044$	$M_{\text{вiдн}} = +39,742$
$Q_{z.\text{вiдн}} = -22,14$	$Q_{z.\text{вiдн}} = 2,835$	$Q_{z.\text{вiдн}} = -10,888$
$\frac{M}{N} = 0,23$	$\frac{M}{N} = 0,01$	$\frac{M}{N} = 0,12$

Елемент 3, переріз 2

$1 + 2$	$1 + 2 + 4$
$N_{max}^- = -301,046$	$Q_z = -10,888$
$Q_{z.\text{вiдн}}^- = 17,735$	$N_{\text{вiдн}}^- = -293,349$

Від постійного навантаження

Елемент 1, переріз 1

$$1$$

$$N = 277,49$$

$$M_y = 26,653$$

$$Q = -8,242$$

Елемент 1, переріз 2

$$1$$

$$N = -240,381$$

$$M_y = -44,228$$

$$Q = -8,242$$

Елемент 3, переріз 1

$$1$$

$$N = -239,044$$

$$M_y = 30,083$$

$$Q = -8,242$$

Елемент 3, переріз 2

1

$$N = -277,049$$

$$M_y = -26,65 + 3$$

$$Q = -8,242$$

3 ПРОЕКТУВАННЯ КОЛОНИ ОДНОПОВЕРХОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

3.1 Розрахунок поздовжньої арматури колони

1. Обчислюємо ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a \quad (17)$$

де:

- $e_a = \frac{1}{600} \cdot 8600 = 14,3 \text{ мм}$
- $e_a = \frac{1}{30} \cdot 200 = 6,6 \text{ мм}$

Обираємо $e_a = 14,3 \text{ мм}$

$$e_0 = \frac{265,99}{219,688} + 0,014 = 0,384 \text{ м}$$

2. Наведений радіус інерції перерізу підкранової частини двогілкової колони:

$$i_{red}^2 = \frac{c^2}{4\left(\frac{1+3c^2}{\psi^2 n^2 h^2}\right)} \quad (18)$$

де: $\psi^2 = 1,5$

$$n = \frac{H_H}{S} = \frac{8,6}{2} = 4,3 \text{ м}$$

$$S = (8 \dots 10)h = 10 \cdot 0,2 = 2 \text{ м}$$

$$i_{red}^2 = \frac{0,8^2}{4\left(\frac{1+3 \cdot 0,8^2}{1,5 \cdot 4,3^2 \cdot 0,2^2}\right)} = 0,05859 \text{ м}$$

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони:

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}^2} \quad (19)$$

де: $l_0 = 1,5H_H = 1,5 \cdot 8,6 = 12,9 \text{ м}$

$$\lambda_{red} = \frac{12,9}{0,05859} = 220,17$$

Гранична гнучкість:

$$\lambda \lim = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (20)$$

$$\text{де: } n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{719,658 \cdot 10^3}{2(0,4 \cdot 0,2) \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,265$$

$$A = \frac{1}{(1+0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{(1+0,2 \cdot 2)} = 0,71$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$\lambda \lim = \frac{20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,265}} = 21,61$$

Так як, $\lambda_{red} > \lambda \lim$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету поздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$, де

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (21)$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\sigma_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (22)$$

$$I = 2 \left[\frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{c}{2}\right)^2 \right] = 2 \left[\frac{0,4 \cdot 0,2^3}{12} + 0,4 \cdot 0,2 \left(\frac{0,8}{2}\right)^2 \right] = 0,02613 \text{ м}^4$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_1}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{26,653}{265,99} = 1,1 < (1 + \beta)$$

$$I_s = 2\rho b h \left(\frac{c}{2}\right)^2 = 2 \cdot 0,02 \cdot 0,4 \cdot 0,2 \cdot \left(\frac{0,8}{2}\right)^2 = 0,000512 \text{ м}^4$$

$$\sigma_e = \frac{l_0}{h_u} = \frac{12,9}{1} = 12,9 \text{ м}$$

$$\varphi_p = 1$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{ct}} = \frac{210 \text{ Па}}{32,5 \text{ Па}} = 6,46$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{12,9^2} \left[\frac{0,02613}{1,1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{12,9}{1}} + 0,1 \right) + 6,46 \cdot 0,000512 \right]$$

$$N_{cr} = 7354530 \text{ Па} = 7354,53 \text{ кН/м}^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{719,658}{7354,53}} = 1,11$$

4. Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5N \pm \frac{M \cdot \eta}{c} \quad (23)$$

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5 \cdot 719,658 + \frac{265,99 \cdot 1,1}{0,8} = 713,2 \text{ кН}$$

$$M_{\epsilon} = V \frac{S}{4} \quad (24)$$

$$M_{\epsilon} = 41,052 \cdot \frac{2}{4} = 20,526 \text{ кН}$$

5. Для кожної з гілок визначаємо:

$$e_0 = \frac{M_{\epsilon}}{N_{\epsilon}} + l_a \quad (25)$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a \quad (26)$$

$$\eta = 1$$

$$h = 200 \text{ мм}$$

$$a = 30 \text{ мм}$$

$$d = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм}$$

$$l_a = 200/30 = 6,6 \text{ мм}$$

$$\frac{S}{600} = \frac{2000}{600} = 3,33 \text{ мм}$$

$$e_0 = \frac{20,526}{713,2} + 0,0066 = 0,035 \text{ м}$$

$$e = 0,035 \cdot 1 + 0,5 \cdot 0,2 - 0,03 = 0,105 \text{ м}$$

6. Підбираємо армування при несиметричному армуванні:

$$A'_S = \frac{N \cdot e - 0,4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - a')} \geq 0 \quad (27)$$

$$A'_S = \frac{713,2 \cdot 10^3 \cdot 0,105 - 0,4 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17^2}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,17 - 0,03)} \geq 0$$

$$A'_S = -0,0000728376 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_S = \frac{0,55 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N}{f_{yd}} + A'_S \quad (28)$$

$$A_S = \frac{0,55 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17 - 713,2 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6} + (-0,0000728376)$$

$$A_S = -0,000284892 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

Підбираємо арматуру за відсотком армування:

$$A'_S \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C — A = 4,52 \text{ см}^2$$

$$A_S \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C — A = 4,52 \text{ см}^2$$

$$\rho = \frac{A'_S + A_S}{b \cdot d} \cdot 100\% \quad (29)$$

$$\rho = \frac{4,52 + 4,52}{40 \cdot 20} \cdot 100\% = 1,13\%$$

Оптимальне значення армування для колон 1...3%

Розрахунок за другою комбінацією зусиль.

1. Обчислюємо ексцентриситет за формулою (17):

де:

$$\bullet e_a = \frac{1}{600} \cdot 8600 = 14,3 \text{ мм}$$

$$\bullet e_a = \frac{1}{30} \cdot 200 = 6,6 \text{ мм}$$

Обираємо $e_a = 14,3 \text{ мм}$

$$e_0 = \frac{193,405}{597,47} + 0,014 = 0,34 \text{ м}$$

2. Наведений радіус інерції перерізу підкранової частини двогілкової коло-
ни (link):

$$i_{red}^2 = \frac{0,8^2}{4 \left(\frac{1+3 \cdot 0,8^2}{1,5 \cdot 4,3^2 \cdot 0,2^2} \right)} = 0,05859 \text{ м}$$

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони (link):

$$\lambda_{red} = \frac{12,9}{0,05859} = 220,17$$

Гранична гнучкість (link):

$$\text{де: } n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{597,47 \cdot 10^3}{2(0,4 \cdot 0,2) \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,22$$

$$A = \frac{1}{(1+0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{(1+0,2 \cdot 2)} = 0,71$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$\lambda \lim = \frac{20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,22}} = 23,31$$

Так як, $\lambda_{red} > \lambda \lim$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету поздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$ за формулами (link) (link)

$$I = 0,02613 \text{ м}^4$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{44,228}{193,405} = 1,23 < (1 + \beta)$$

$$I_S = 0,000512 \text{ м}^4$$

$$\sigma_e = 12,9 \text{ МПа}$$

$$\varphi_p = 1$$

$$\alpha = 6,46$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{12,9^2} \left[\frac{0,02613}{1,23} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{12,9}{1}} + 0,1 \right) + 6,46 \cdot 0,000512 \right]$$

$$N_{cr} = 7014160 \text{ Па} = 7014,16 \text{ кН/м}^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{597,47}{7014,16}} = 1,1$$

4. Визначаємо зусилля в гілках колони за формулами (link), (link):

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5 \cdot 597,47 - \frac{193,405 \cdot 1,1}{0,8} = 32,803 \text{ кН}$$

$$M_{\epsilon} = 18,078 \cdot \frac{2}{4} = 9,039 \text{ кН}$$

5. Для кожної з гілок за формулами (link), (link) визначаємо:

$$\eta = 1$$

$$h = 200 \text{ мм}$$

$$a = 30 \text{ мм}$$

$$d = 170 \text{ мм}$$

$$l_a = 6,6 \text{ мм}$$

$$\frac{S}{600} = 3,33 \text{ мм}$$

$$e_0 = \frac{9,039}{32,803} + 0,0066 = 0,28 \text{ м}$$

$$e = 0,28 \cdot 1 + 0,5 \cdot 0,2 - 0,03 = 0,35 \text{ м}$$

6. Підбираємо армування при несиметричному армуванні за формулами (link),(link):

$$A'_S = \frac{32,803 \cdot 10^3 \cdot 0,35 - 0,4 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17^2}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,17 - 0,03)} \geq 0$$

$$A'_S = -0,00131364 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_S = \frac{0,55 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17 - 32,803 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6} + (-0,00131364)$$

$$A_S = 0,000338407, \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

Підбираємо арматуру за відсотком армування (link):

$$A'_S \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C — A = 4,52 \text{ см}^2$$

A_S приймаємо 4Ø12A400C — $A = 4,52 \text{ см}^2$

$$\rho = \frac{4,52 + 4,52}{40 \cdot 20} \cdot 100\% = 1,13\%$$

Оптимальне значення армування для колон 1...3%

Розрахунок надкранової частини колони

1. Обчислюємо ексцентриситет за формулою (17), де:

- $e_a = \frac{1}{600} \cdot H_e = \frac{1}{600} \cdot 3500 = 5,83 \text{ мм}$
- $e_a = \frac{1}{30} \cdot 380 = 12,6 \text{ мм}$

Обираємо $e_a = 12,6 \text{ мм}$

$$e_0 = \frac{72,771}{308,311} + 0,0126 = 0,25 \text{ м}$$

2. Наведений радіус інерції перерізу підкранової частини двогілкової колони:

$$i_{red} = 0,289 \cdot h \quad (30)$$

$$i_{red} = 0,289 \cdot 0,38 = 0,11 \text{ м}$$

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони за формулою (link):

$$\text{де: } l_0 = 2H_e = 2 \cdot 3,5 = 7 \text{ м}$$

$$\lambda_{red} = \frac{7}{0,11} = 63,63$$

Гранична гнучкість за формулою (link):

$$\text{де: } n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{308,311 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,38 \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,12$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 2)} = 0,71$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,12}} = 31,56$$

Так як, $\lambda_{red} > \lambda_{lim}$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету поздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$ за формулами (link) (link), де:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,38^3}{12} = 0,0126 \text{ м}^4$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_1}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{30,083}{72,771} = 1,41 < (1 + \beta)$$

$$I_s = \rho \cdot \left(\frac{d - a}{h} \right)^2 = 0,02 \cdot \left(\frac{0,35 - 0,03}{0,38} \right)^2 = 0,0142 \text{ м}^4$$

$$\sigma_e = \frac{l_0}{h_n} = \frac{7}{0,38} = 18,42 \text{ м}$$

$$\sigma_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{\sigma_e}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{18,42}{0,38} - 0,01 \cdot 17 = -0,155$$

$$\varphi_p = 1$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{ct}} = \frac{210 \text{ Па}}{32,5 \text{ Па}} = 6,46$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{7^2} \left[\frac{0,0126}{1,41} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{18,42}{1}} + 0,1 \right) + 6,46 \cdot 0,0142 \right]$$

$$N_{cr} = 393412000 \text{ Па} = 393412 \text{ кН/м}^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{308,311}{393412}} = 1$$

4. Підбираємо армування при симетричному армуванні:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e_0 - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (d - 0,5h)}{f_{yd} \cdot (d - a')} \geq 0 \quad (31)$$

$$A_s = A'_s = \frac{308,311 \cdot 10^3 \cdot 0,25 - 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,38 \cdot (0,35 - 0,5 \cdot 0,38)}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,35 - 0,03)}$$

$$A_s = A'_s = -0,0028 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_s = A'_s \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C \text{ — } A = 4,52 \text{ см}^2$$

3.2 Розрахунок розпірки двогілкової колони

1. Згинальний момент в розпірці

$$M_{ds} = \pm \frac{V \cdot s}{2} \quad (32)$$

$$M_{ds} = -\frac{41,052 \cdot 2}{2} = -41,052 \text{ кНм}$$

2. Необхідна площа поздовжньої арматури при симетричному армуванні без врахування роботи бетону

$$A_S = A'_S = \frac{M_{ds}}{f_{yd} \cdot (d - a')} \quad (33)$$

$$A_S = A'_S = -\frac{41,052 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,36 - 0,04)} = -0,0003514 \text{ м}^2$$

$$A_S = A'_S \text{ приймаємо } 3\varnothing 14A400C \text{ — } A = 4,61 \text{ см}^2$$

3. Поперечна сила в розпірці

$$V_{ds} = \frac{2M_{ds}}{c} = \frac{V \cdot s}{c} \quad (34)$$

$$V_{ds} = \frac{41,052 \cdot 2}{0,8} = 102,63 \text{ кН}$$

4. Умова необхідності розрахунку поперечних стрижнів розпірки

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck,prism})^{1/3} \right] \cdot b \cdot d \quad (35)$$

$$\text{де: } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{14}} = 4,78, \text{ приймаємо } 2$$

$$f_{ck,prism} = 22$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_S}{b \cdot d} = \frac{4,61}{40 \cdot 36} = 0,003$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 22 \cdot 10^6)^{1/3} \right] \cdot 0,4 \cdot 0,36 = 6,48 \text{ кН}$$

$$V_{ds} \not\leq V_{Rd,c}$$

Умова не виконується.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (36)$$

$$\text{де: } \alpha_{cw} = 1$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,36 = 0,324$$

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

$$v = 0,6 \cdot \left(\frac{1 - 22}{250} \right) = 0,54 \leq 0,6$$

$$\cot \theta = 2,5$$

$$\tan \theta = 0,4$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,4 \cdot 0,324 \cdot 0,54 \cdot 17 \cdot 10^6}{2,5 + 0,4} = 410251 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Rd,c}$$

Приймаємо крок поперечної арматури

$$S \leq 0,5h = 200 \text{ мм}$$

$$S \leq 150 \text{ мм}$$

$$S \leq S_{w,max} = 0,75d = 270 \text{ мм}$$

Приймаємо $\varnothing 6A240C$ з кроком 150 мм.

3.3 Розрахунок колони із площини поперечної рами

Виявляємо необхідність розрахунку підкранової частини колони із площини поперечної рами

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (37)$$

$$\text{де: } l_0 = 0,8H_n = 0,8 \cdot 8,6 = 6,88 \text{ м}$$

$$i = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,4^2}{12}} = 0,11$$

$$\lambda = \frac{6,88}{0,11} = 62,54$$

Так як $\lambda_{red} > \lambda = 220,17 > 62,54$ тому розрахунок не потрібен.

4 ПРОЕКТУВАННЯ ПОЗАЦЕНТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ФУНДАМЕНТУ ПІД КОЛОНУ

На фундамент передаються зусилля, що виникають в нижньому перетині колони M_{IV} , N_{IV} , V_{IV} . При цьому враховувати три невідомо розрахункових поєднання. Розрахунок тіла фундаменту виконують на дію відпору (реактивного тиску) ґрунту, що виникає під підшвою фундаменту.

Розрахунок фундаменту полягає у визначенні:

1. Розмірів підшви фундаменту $l \cdot b$;
2. Загальної висоти фундаменту висоти нижньої ступені h_1 ;
3. Необхідної площі арматури сітки С-1, що укладається у підшви фундаменту;
4. Необхідної площі поздовжньої і поперечної арматури підколонника.

Для фундаментів приймати важкий бетон класів С12/15...С20/25; робочу арматуру сітки С-1 класів А400, А300 ($\varnothing 10 - \varnothing 18 \text{ мм}$) з кроком $100 \div 250 \text{ мм}$.

4.1 Визначення розмірів фундаменту і армування його плитної частини

1. Призначаємо величину H_1 з умов:

- $H_1 \geq H_{an} + 200 + 150 + 50$
- $H_1 \geq h_f$

H_{an} для колон з двогілкової підкрановою частиною:

- $H_{an} \geq 0,33h_n + 500 = 0,33 \cdot 1000 + 500 = 830 \text{ мм}$
- $H_{an} \geq 1,5h = 1,5 \cdot 200 = 300 \text{ мм}$
- $H_{an} \geq 30d = 30 \cdot 12 = 360 \text{ мм}$

Приймаємо 1100 мм

$$H_1 \geq 1100 + 200 + 150 + 50 = 1500 \text{ мм}$$

$$H_1 \geq 1200 \text{ мм}$$

Приймаємо $H_1 = 1950 \text{ мм}$.

2. Попередньо приймаємо розміри фундаменту.
3. Визначаємо зусилля що діють на підставу фундаменту для трьох невігідних комбінацій зусиль в опорному перерізу колони

$$M = M_{IV} + V_{IV} \cdot (H_1 - 0,15) + G_{cm} \cdot e_{cm} \quad (38)$$

$$N = N_{IV} + G_{cm} \quad (39)$$

Елемент 1 переріз 1

- 1 + 2 + 3 + 4 – 7

$$M_y^+ = 265,99 \text{ кНм}$$

$$N_{відн} = -719,658 \text{ кН}$$

$$Q_{відн} = -41,052 \text{ кН}$$

$$G_{cm} = G_{\phi\delta} \cdot \gamma_{sm} \quad (40)$$

де $G_{\phi\delta} = 1,8 \text{ т}$.

$$\gamma_{sm} = 1,2$$

$$G_{cm} = 18 \cdot 1,2 = 21,6 \text{ кН}$$

$$e_{cm} = \frac{t_{cm} + h_c}{2} = \frac{300 + 1550}{2} = 925 \text{ мм}$$

$$M_1 = 265,99 + 41,052 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 359,9 \text{ кНм}$$

$$N_1 = 719,658 + 21,6 = 741,26 \text{ кН}$$

Від нормативних значень:

$$M_{n1} = \frac{265,99}{1,15} = 231,3 \text{ кНм}$$

$$N_{n1} = \frac{719,658}{1,15} = 625,8 \text{ кН}$$

$$M_{N1} = 231,3 + 41,052 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 325,2 \text{ кНм}$$

$$N_{N1} = 625,8 + 21,6 = 647,4 \text{ кН}$$

- 1 + 3 + 6 + 7

$$M_y^- = -193,405 \text{ кНм}$$

$$N_{\text{сидн}} = -597,47 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{сидн}} = 18,078 \text{ кН}$$

$$M_2 = 193,405 + 14,078 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 245,93 \text{ кНм}$$

$$N_2 = 597,47 + 21,6 = 619,07 \text{ кН}$$

Від нормативних значень:

$$M_{n2} = \frac{193,405}{1,15} = 168,18 \text{ кНм}$$

$$N_{n2} = \frac{597,47}{1,15} = 520 \text{ кН}$$

$$M_{N2} = 168,18 + 18,078 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 220,7 \text{ кНм}$$

$$N_{N2} = 520 + 21,6 = 541,6 \text{ кН}$$

Для подальших розрахунків використовуємо сполучення 1 + 2 + 3 + 4 – 7.

4. Визначаємо попередні розміри підшви фундаменту.

$$A_f \geq \frac{1,05 \cdot N_{n,max}}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1} \quad (41)$$

$$m = \frac{b}{l} = 0,8 = \frac{2,7}{3,3}$$

$$A_f = 3,3 \cdot 2,7 = 8,91 \text{ м}^2$$

$$A_f \geq \frac{1,05 \cdot 647,4}{0,2 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,95} = 4,22 \text{ м}^2$$

5. Уточнюємо розрахунковий опір основи:

$$R = R_0 \cdot \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0}\right) + k_2 \cdot \gamma \cdot (d - d_0) \quad (42)$$

де $d = H_1 = 1,95 \text{ м}$;

$d_0 = 2 \text{ м}$;

k_1, k_2 для глинистих — 0,05, 0,15 відповідно.

Так як $d < d_0$ в вираженні для R другий доданок приймати рівним 0.

$$R = 0,2 \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{2,4 - 1}{1} \right) = 0,215 \text{ мПа}$$

Різниця не суттєва. Перевіряти не потрібно.

6. Для прийнятих розмірів підшви фундаменту обчислюємо геометричні характеристики:

$$A_f = 8,91 \text{ м}^2$$

$$W_f = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,3^2}{6} = 4,9$$

7. Для кожної з розрахункових комбінацій зусиль обчислюємо крайові напруги в ґрунті під підшвою фундаменту:

Від нормативної:

$$P_{n,max} = \gamma_m \cdot H_1 + \frac{N_{n,max}}{A_f} + \frac{M_{n,max}}{W_f} \quad (43)$$

$$P_{n,min} = \gamma_m \cdot H_1 + \frac{N_{n,max}}{A_f} - \frac{M_{n,max}}{W_f} \quad (44)$$

$$P_{n,mid} = \gamma_m \cdot H_1 + \frac{N_{n,max}}{A_f} \quad (45)$$

Для першого сполучення:

$$P_{n,max} = 20 \cdot 1,95 + \frac{647,4}{8,91} + \frac{325,6}{4,9} = 178,03 \text{ кН}$$

$$P_{n,min} = 20 \cdot 1,95 + \frac{647,4}{8,91} - \frac{325,6}{4,9} = 45,3 \text{ кН}$$

$$P_{n,mid} = 20 \cdot 1,95 + \frac{647,4}{8,91} = 111,7 \text{ кН}$$

Для другого сполучення:

$$P_{n,max} = 20 \cdot 1,95 + \frac{541,6}{8,91} + \frac{220,7}{4,9} = 144,8 \text{ кН}$$

$$P_{n,min} = 20 \cdot 1,95 + \frac{541,6}{8,91} - \frac{220,7}{4,9} = 54,74 \text{ кН}$$

$$P_{n,mid} = 20 \cdot 1,95 + \frac{541,6}{8,91} = 99,8 \text{ кН}$$

8. Перевіряємо попередньо прийняті розміри підосви фундаменту з умов:

$$\begin{aligned} P_{n,max} &\leq 1,2R \\ P_{n,min} &> 0 \\ P_{n,mid} &\leq R \end{aligned} \quad (46)$$

Для першого сполучення:

$$178,03 \leq 240$$

$$45,3 > 0$$

$$111,7 \leq 200$$

Для другого сполучення:

$$144,8 \leq 240$$

$$54,7 > 0$$

$$99,8 \leq 200$$

Остаточно приймаємо розміри фундаменту $b \times l = 2,7 \times 3,3 \text{ м}$

9. Визначаємо напруження в ґрунті від розрахункових зусиль M і N без урахування мас ґрунту і фундаменту:

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f} \\ P_{min} &= \frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f} \end{aligned} \quad (47)$$

Для першого сполучення:

$$P_{max} = \frac{647,4}{8,91} + \frac{325,2}{4,9} = 139,03 \text{ кН}$$

$$P_{min} = \frac{647,4}{8,91} - \frac{325,2}{4,9} = 6,3 \text{ кН}$$

Для другого сполучення:

$$P_{max} = \frac{541,6}{8,91} + \frac{220,7}{4,9} = 105,8 \text{ кН}$$

$$P_{min} = \frac{541,6}{8,91} - \frac{220,7}{4,9} = 15,74 \text{ кН}$$

10. Перевіряємо достатність висоти d_1 нижньої сходинки з умов міцності по поперечній силі в перерізі 2 – 2 з урахуванням роботи тільки бетону (тобто без поперечного армування):

$$d_1 \geq \frac{P_{max} \cdot C}{f_{ctk,0,05}} \quad (48)$$

$$c = 0,5 \cdot (l - a_n - 2d) \quad (49)$$

$$d = 450 - 50 = 400 \text{ мм}$$

$$c = 0,5 \cdot (3,3 - 1,55 - 2 \cdot 0,4) = 0,475$$

$$d_1 \geq \frac{139,04 \cdot 10^3 \cdot 0,475}{1 \cdot 10^6} = 0,066 \text{ м}$$

$$0,45 > 0,066$$

4.2 Проектування підколонника фундаменту

$$1 + 2 + 3 + 4 - 7$$

$$M_y^+ = 265,99 \text{ кНм}$$

$$N_{видн} = -719,658 \text{ кН}$$

$$Q_{видн} = -41,052 \text{ кН}$$

1. Зусилля в перерізі 7–7 підколонника:

$$M = M_{IV} + V_{IV}H_{an} + G_{cm}e_{cm} \quad (50)$$

$$M = 265,99 + 41,052 \cdot 1,1 + 21,6 \cdot 0,925 = 331,13 \text{ кНм}$$

$$N = N_{IV} + G_{cm} + G_1 \quad (51)$$

$$N = 719,658 + 21,6 + 24,15 = 765,408 \text{ кН}$$

$$\text{де } G_1 = (0,84 \cdot 1,15) \cdot 2500 = 2415 \text{ кг}$$

2. Необхідна площа поздовжньої арматури підколонника при

$$e_0 = M/N < 0,3h_{on} = 331,13/765,408 = 0,433 < 0,3 \cdot 1,51 = 0,453:$$

$$A_S = A'_S = \frac{Ne - f_{cd}S_0}{f_{yd}Z_S} \quad (52)$$

$$\text{де } e = e_0 + 0,5a_n - a = 0,433 + 0,5 \cdot 1,55 - 0,04 = 1,168;$$

$$Z_S = h_n - 2a = 1550 - 2 \cdot 40 = 1470 \text{ мм};$$

$$S_0 = 0,5 \cdot (b_n h_{on}^2 - b h_n Z_S) = 0,5 \cdot (0,95 \cdot 1,51^2 - 0,4 \cdot 1) = 0,79 \text{ м};$$

$$a = 30 \div 40 \text{ мм}.$$

$$A_S = A'_S = \frac{765,408 \cdot 1,168 - 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,79}{365 \cdot 10^3 \cdot 1,47} = -0,01968 \text{ м}^2$$

3. Остаточно прийнятий поздовжня арматура підколонника повинна бути не менше конструктивного мінімуму:

$$A_S = A'_S \geq \mu_{min} \cdot A_b = 0,001 \cdot (h_n \cdot b_n - h_n b) \quad (53)$$

$$A_S = A'_S \geq 0,001 \cdot (1,55 \cdot 0,95 - 1 \cdot 0,4) = 0,0010725 \text{ м}^2$$

Приймаємо $6\varnothing 16 A400 A = 12,06 \text{ см}^2$ з кроком 175 мм.

4. Необхідну площу поперечної арматури підколонника визначити з розрахунку міцності похилого перерізу на дію моменту за формулою залежно від e_0 :

$$\text{При } \frac{h_n}{6} < e_0 < \frac{h_n}{2} = 0,16 < 0,453 < 0,5$$

$$A_{sw} = \frac{M + V H_{an} - 0,7 N e_0 + G_{cm}(e_{cm} - 0,7 e_0)}{f_{ywd} \sum Z_w} \quad (54)$$

$$\text{де } \sum Z_w = Z_1 + Z_2 + Z_3 + \dots + Z_n = 50 + 200 + 350 + 650 + 800 + 950 + 1100 + 1250 = 5350 \text{ мм}$$

$$\begin{aligned} A_{sw} = & (265,99 \cdot 10^3 + 41,052 \cdot 10^3 \cdot 1,1 - 0,7 \cdot 719,658 \cdot 10^3 \times \\ & \times 0,453 + 21,6 \cdot (0,925 - 0,7 \cdot 0,453)) / 285 \cdot 10^6 \times \\ & \times 5,35 = 0,0000544 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

Приймаємо $4\varnothing 12A400 \ A = 4,52 \text{ см}^2$ з кроком 150 мм.

5 ПРОЕКТУВАННЯ ПЛИТИ ПОКРИТТЯ

5.1 Розрахунок міцності поздовжніх ребер плити покриття за нормальними перерізами

Клас напруженої арматури A800

$$f_{pk} = 840 \text{ МПа}$$

$$f_{p0,1k} = 765 \text{ МПа}$$

$$E_p = 190000 \text{ МПа}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{765}{1,2} = 637,5 \text{ МПа}$$

Монтажна арматура A400

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}$$

Клас бетону 25/30

$$f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

$$f_{ck,prizm} = 22 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3 \text{ МПа}$$

$$E_{cm} = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

1. Визначити відношення h'_f/h , по ньому встановити величину (ширину полицки тавра за рис. 6.1 при наявності поперечних ребер), що вводиться в розрахунок.

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{6} \cdot l_k \\ \text{При } h'_f \geq 0,1 \cdot h : 0,5 \cdot B_K - b \end{array} \right\} \quad (55)$$

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{30}{300} = 0,1$$

$$l_k = L - 20 = 6000 - 20 = 5980 \text{ мм}$$

$$\text{При } h'_f \geq 0,1 \cdot h$$

$$b_{eff} = 0,5 \cdot B_K - b = 0,5 \cdot 2,98 - 0,18 = 1,31 \text{ м}$$

$$\text{Де } B_K = 2,98 \text{ м;}$$

$$b = 0,18 \text{ м.}$$

$$l_0 = l_k - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot c = 5980 - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 120 = 5820 \text{ мм}$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,5291 \cdot 5,82^2}{8} = 44,58 \text{ кНм}$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{10,5291 \cdot 5,82}{2} = 30,64 \text{ кН}$$

$$\text{Де } q_p = q_1^{нокр} \cdot B = 2,0537 \cdot 3 = 6,1611 \text{ кН/м};$$

$$P_{cm} = S_m \cdot B = 1,456 \cdot 3 = 4,368 \text{ кН/м};$$

$$q = q_p + P_{cm} = 6,1611 + 4,368 = 10,5291 \text{ кН/м}.$$

2. Обчислюємо α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (56)$$

$$\text{Де } d = h - a;$$

$$a = 30 \div 50 \text{ мм}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44,58 \cdot 10^3}{1,31 \cdot 0,26^2 \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,029 \Rightarrow 0,031$$

$$\xi = \frac{x}{d} \Rightarrow x = \xi \cdot d = 0,04 \cdot 260 = 10,4 \text{ мм}$$

$$\zeta = 0,984$$

3. Попереднє напруження σ_p в робочій арматурі визначаємо з умови:

$$0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq 0,9f_{p0,1k} \quad (57)$$

$$0,3 \cdot 765 \leq \sigma_p \leq 0,9 \cdot 765$$

$$229,5 \leq \sigma_p \leq 688,5$$

$$\sigma_p = 600 \text{ МПа}$$

4. Виконуємо перевірку $\xi \leq \xi_R$

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{so}} \quad (58)$$

$$\text{Де } \varepsilon_{so} = \frac{f_{pd} + 400 - 0,9\sigma_p}{E_p} \cdot 1000 = \frac{637,5 + 400 - 0,9 \cdot 600}{190000} \cdot 1000 = 2,61$$

$$\xi_R = \frac{3}{3 - 2,61} = 7,86$$

$$0,04 \leq 7,86$$

Умова виконується.

5. Визначаємо положення нейтральної вісі:

$$M_f = b_{eff} \cdot h'_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \quad (59)$$

$$M_f = (1,31 \cdot 0,03 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot (0,26 - 0,5 \cdot 0,03))/1000 = 163,60845 \text{ кНм}$$

$$M_{max} \leq M_f$$

$$44,58 < 163,60845$$

Нейтральна вісь знаходиться у полиці.

6. Необхідна площа поздовжньої напруженою робочої арматури ребер плити:

$$A_{sp} = \frac{M_{max}}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} \quad (60)$$

$$A_{sp} = \frac{M_{max}}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{44,58 \cdot 10^3}{637,5 \cdot 10^6 \cdot 0,26 \cdot 0,984} = 0,00027 \text{ м}^2$$

Приймаємо 2Ø18A800, $A_{sp}^{факт} = 5,09 \text{ см}^2$.

7. Обчислюємо відсоток армування для прийнятої поздовжньої напруженої арматури:

$$\mu = \left(\frac{A_{sp}^{факт}}{A_b} \right) \cdot 100\% \quad (61)$$

$$\text{Де } A_b = 296 \cdot 3 + 18 \cdot (30 - 3) = 1374 \text{ см}^2$$

$$\mu = \left(\frac{5,09}{1374} \right) \cdot 100\% = 0,37\%$$

Відсоток армування для прийнятої поздовжньої напруженої арматури ($0,3\% \leq \mu \leq 0,8\%$) входить до оптимальних значень.

5.2 Розрахунок міцності похилих перерізів поздовжніх ребер плити

5.3 Розрахунок полицки плити на місцевий вигин

5.4 Розрахунок втрат попереднього напруження

5.5 Розрахунок плити на утворення тріщин нормальних до поздовжньої осі

5.6 Розрахунок тріщиностійкості плити в стадії виготовлення і транспортування

5.7 Розрахунок плити за деформаціями

6 ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ