

Зміст

1	Компонування поперечної рами будівлі	2
1.1	Компонування поперечної рами промислової будівлі	2
2	Статичний розрахунок поперечної рами	4
3	Проектування колони одноповерхової промислової будівлі	13
3.1	Розрахунок поздовжньої арматури колони	13
3.2	Розрахунок розпірки двогілкової колони	23
3.3	Розрахунок колони із площини поперечної рами	26
4	Проектування позацентрового навантаження фундаменту під ко-	
	лону	27
4.1	Визначення розмірів фундаменту і армування його плитної ча-	
	стини	28
4.2	Проектування підколонника фундаменту	32
5	Проектування плити покриття	35
5.1	Розрахунок міцності поздовжніх ребер плити покриття за нор-	
	мальними перерізами	35
5.2	Розрахунок міцності похилих перерізів поздовжніх ребер плити	38
5.3	Розрахунок полички плити на місцевий вигин	39
5.4	Розрахунок втрат попереднього напруження	40
5.5	Розрахунок плити на утворення тріщин нормальних до поздов-	
	жньої осі	44
5.6	Розрахунок тріщиностійкості плити в стадії виготовлення і транс-	
	портування	45
5.7	Розрахунок плити за деформаціями	45
6	Проектування кроквяної ферми	47
	СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	54
	ДОДАТОК А	55

1 КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ БУДІВЛІ

1.1 Компонування поперечної рами промислової будівлі

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

$$h_{n,6} = 1000 \text{ мм}$$

2. Визначити висоту над кранової H_6 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 $= 70 \text{ мм}$.

$$H_6 = h_{n,6} + A + 1000 = 1000 + 2400 + 100 = 3500 \text{ мм}.$$

$$H_1 = H_n + H_6 = 8000 + 3500 = 12100 \text{ мм}.$$

$$H = H_1 + 150 = 12250 \text{ мм}.$$

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:

$$h_{\text{гілки}} = 200 \text{ мм}; h_n = 1000 \text{ мм};$$

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

2 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

Збір навантаження:

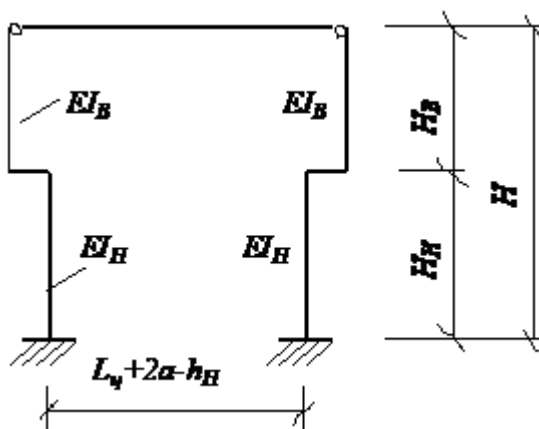


Рисунок 2.1 – Статична розрахункова схема рами промислових будівель.

Таблиця 1 – Навантаження від покрівлі

	Вид конструкції	Нормативне значення $g_n, \text{кН/м}^2$	γ_f	Розрахункове навантаження $g_p, \text{кН/м}^2$
1	3 шари руберойду	0,15	1,2	0,18
2	Цементно піщана стяжка	0,5	1,3	0,65
3	Пенобетон	0,4	1,2	0,48
4	Пароізоляція	0,1	1,2	0,12
5	Ребриста плита 3х6	1,333	1,1	1,4663
	Всього:			$g_p = 3,52$

Розрахунковий проліт рами:

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

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

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

Де $G_{\Pi}^{\text{стр}}$ — маса кроквяної конструкції;

$g^{\text{покp}}$ — навантаження на покритті.

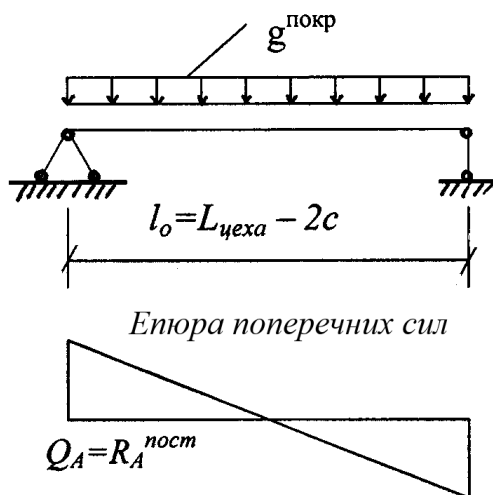


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема кроквяної конструкції при визначенні опорної реакції R_A

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

Де g_p — розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 плити покриття;
 S_1 — крок поперечних рам в будівлі.

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

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

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} — коефіцієнт надійності для середнього 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.

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

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

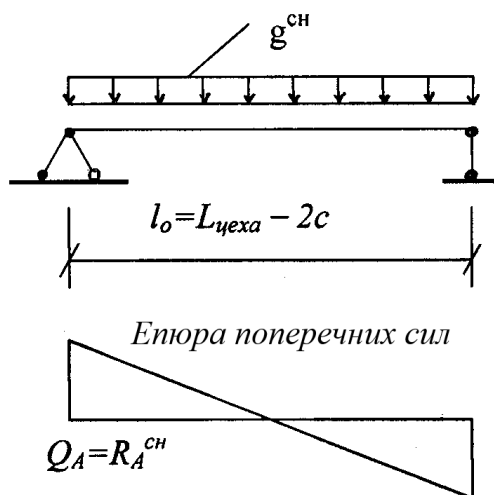


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема кроквяної конструкції при визначенні опорної реакції R_A

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

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

Кранове навантаження

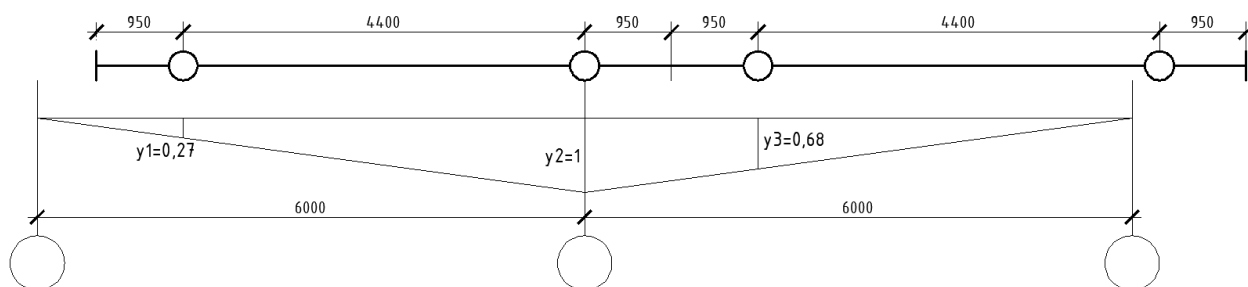


Рисунок 2.4 – Схема розташування двох зближених мостових кранів на підкрановій балці для визначення кранових навантажень на поперечну раму будівлі.

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 [4];

ψ — см. п. 7.22 [4];

$\sum y_i$ — Рис. 2.4.

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

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

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:

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

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

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

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

Вітрове навантаження:

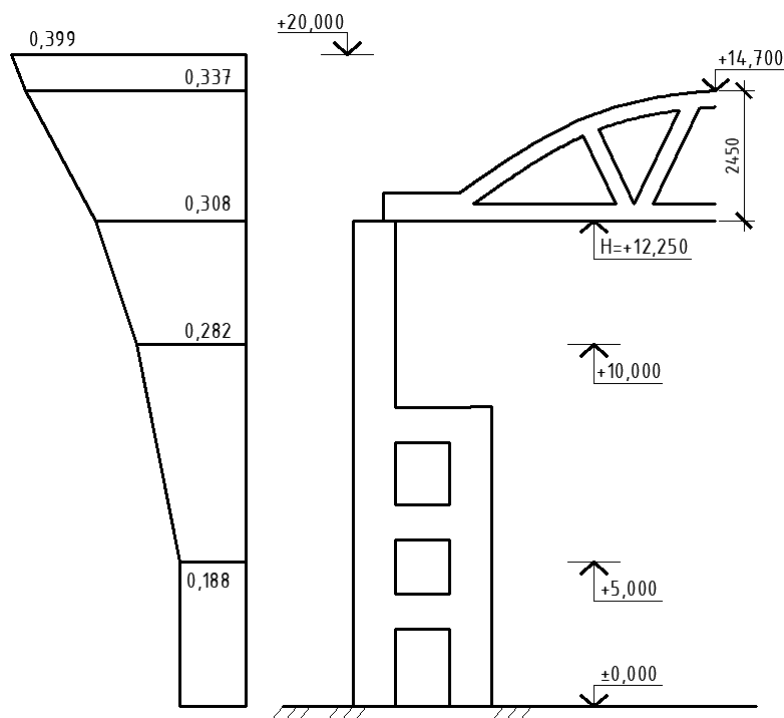


Рисунок 2.5 – Визначення вітрового тиску в кН/м² для характерних відміток по висоті колони

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 :

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

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

$$W_e = \frac{2 \cdot 18,4}{12,25^2} = 0,245 \text{ кН/м}^2.$$

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 $0,308 \text{ кН/м}^2$ і $0,337 \text{ кН/м}^2$

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

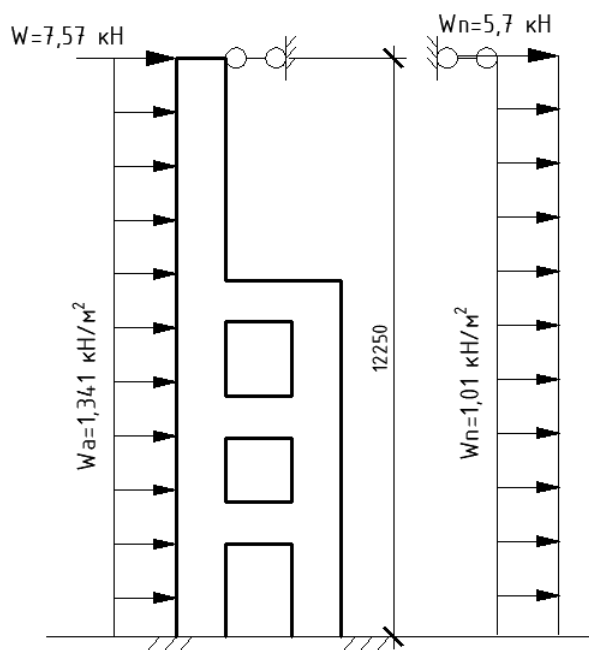


Рисунок 2.6 – Визначення активного та пасивного вітрового тиску в кН/м2.

Статична розрахунок поперечної рами

1. Момент інерції відносно осі Y:

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

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

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

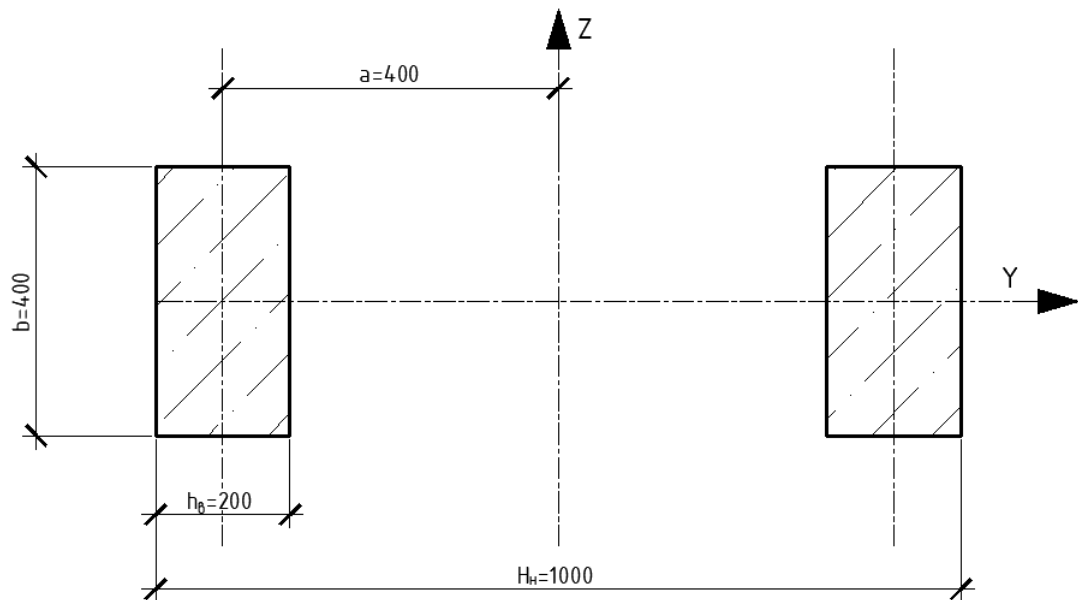


Рисунок 2.7 – Схема перетину нижньої частини колони.

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

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

2. Розрахункове поєднання зусиль

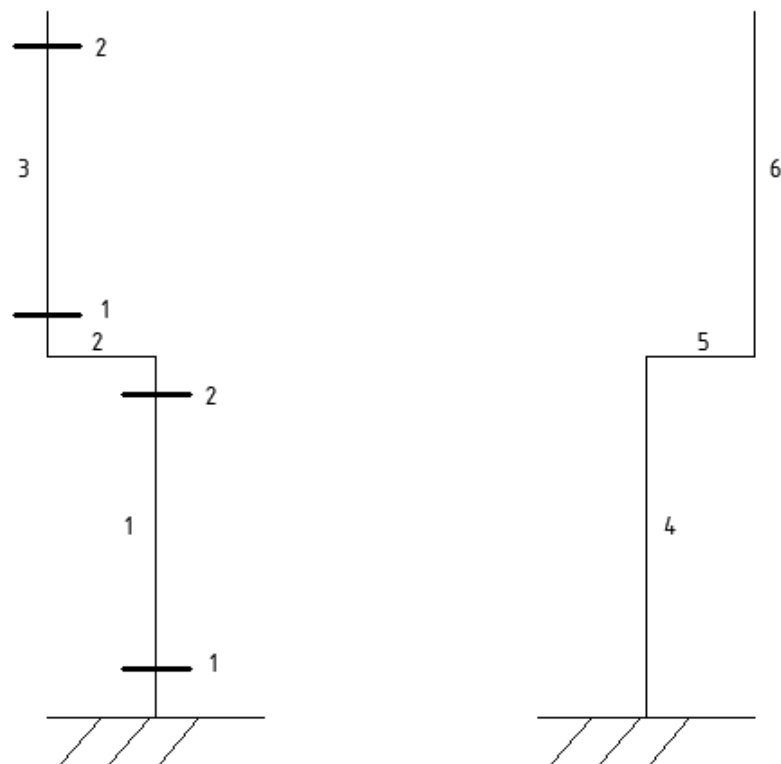


Рисунок 2.8 – Схема розрізів елементів рами.

Елемент 1, переріз 1

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

$$M_y^+ = +265,99$$

$$N_{\text{вiдн}} = -719,658$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -41,052$$

$$\frac{M}{N} = 0,369$$

$$1+3 + 6 + 7$$

$$M_y^- = -193,405$$

$$N_{\text{вiдн}} = -597,47$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 18,078$$

$$\frac{M}{N} = 0,323$$

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

$$N_{\text{max}}^- = -719,658$$

$$M_{\text{вiдн}} = +265,99$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -41,052$$

$$\frac{M}{N} = 0,369$$

Елемент 1, переріз 2

$$1 + 2 + 3 + 6 - 8$$

$$M_y^- = -103,237$$

$$N_{\text{вiдн}} = -629,63$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 3,701$$

$$\frac{M}{N} = 0,16$$

$$1+2 + 3 + 4$$

$$N_{\text{max}}^- = -682,55$$

$$M_{\text{вiдн}} = -39,418$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 22,14$$

$$\frac{M}{N} = 0,05$$

Елемент 3, переріз 1

$$1 + 2 + 4$$

$$M_y^+ = +72,771$$

$$N_{\text{вiдн}} = -308,311$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -22,14$$

$$\frac{M}{N} = 0,23$$

$$1 + 6$$

$$M^- = -3,62$$

$$N_{\text{вiдн}} = -239044$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 2,835$$

$$\frac{M}{N} = 0,01$$

$$1 + 2$$

$$N_{\text{max}}^- = -316,008$$

$$M_{\text{вiдн}} = +39,742$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -10,888$$

$$\frac{M}{N} = 0,12$$

Елемент 3, переріз 2

$$1 + 2$$

$$N_{\text{max}}^- = -301,046$$

$$Q_{z.\text{вiдн}}^- = 17,735$$

$$1 + 2 + 4$$

$$Q_z = -10,888$$

$$N_{\text{вiдн}}^- = -293,349$$

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

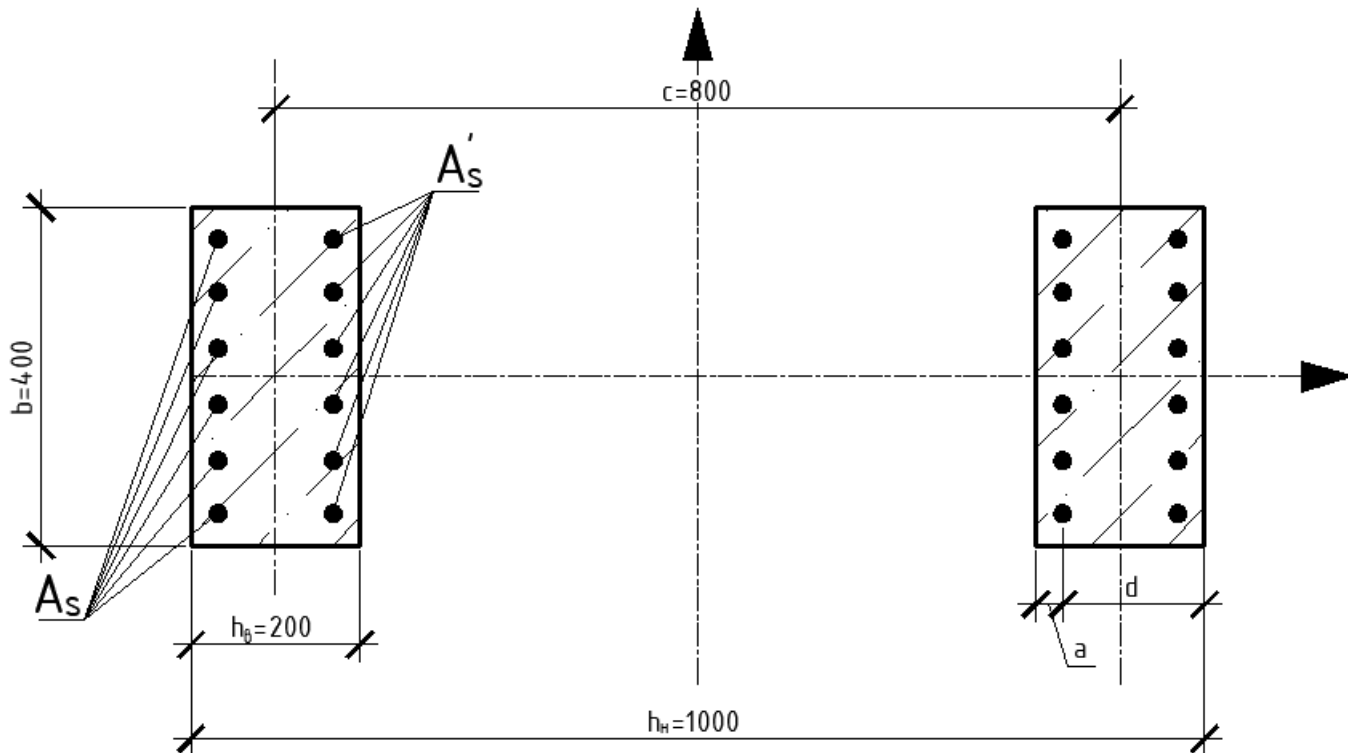


Рисунок 3.1 – Схема перетину нижньої частини колони.

1. Обчислюємо ексцентриситет:

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

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 $e_a = 14,3 \text{ мм}$.

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

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 $\psi^2 = 1,5$;

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

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

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

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони:

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

$$\text{Де } l_0 = 1,5H_n = 1,5 \cdot 8,6 = 12,9 \text{ м}.$$

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

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 повздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0

необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$, де

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

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

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

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

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

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

$$\varphi_p = 1.$$

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

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

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

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

4. Визначаємо зусилля в гілках колоні:

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

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

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

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

5. Для кожної з гілок визначаємо:

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

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

Де $\eta = 1$;

$h = 200 \text{ мм}$;

$a = 30 \text{ мм}$;

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

$l_a = 200/30 = 6,6 \text{ мм}$;

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

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

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

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

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

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

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

Оптимальне значення армування для колон $1 \dots 3\%$.

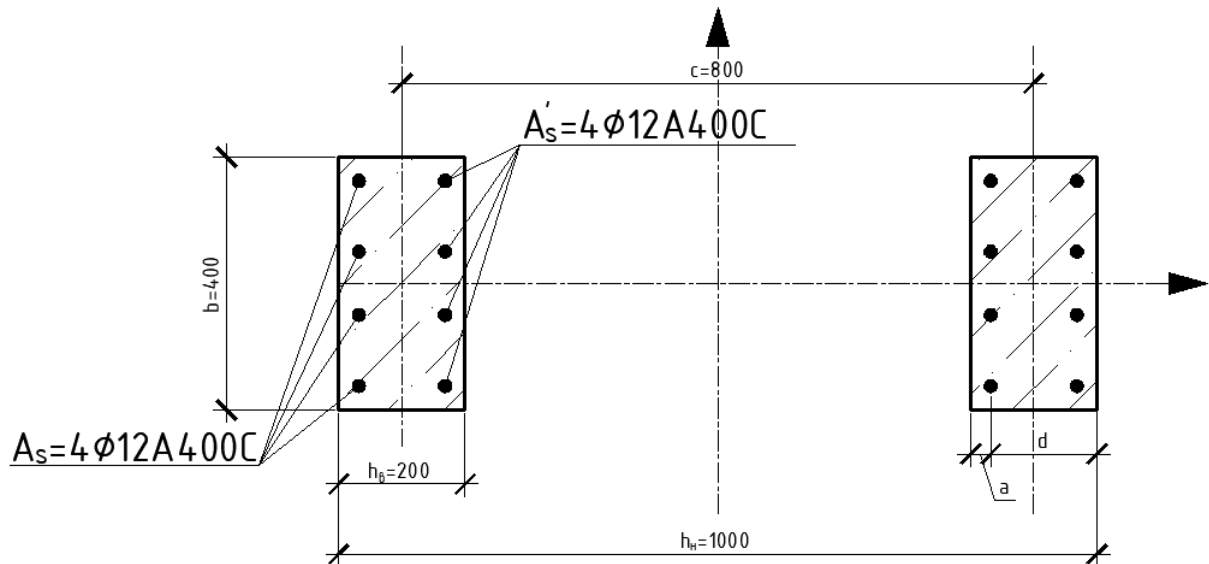


Рисунок 3.2 – Армування нижньої частини колони.

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 колони (18):

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

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони (19):

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

Гранична гнучкість (20):

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

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

$$\varphi_{ef} = 2;$$

$$B = 1,1;$$

$$C = 0,7.$$

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

Так як, $\lambda_{red} > \lambda_{lim}$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету повздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$ за формулами (21) (22).

$$\text{Де } I = 0,02613 \text{ м}^4;$$

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

$$I_S = 0,000512 \text{ м}^4;$$

$$\sigma_e = 12,9 \text{ МПа};$$

$$\varphi_p = 1;$$

$$\alpha = 6,46.$$

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

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

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

4. Визначаємо зусилля в гілках колони за формулами (23), (24):

$$N_{e1,2} = 0,5 \cdot 597,47 - \frac{193,405 \cdot 1,1}{0,8} = 32,803 \text{ кН}$$

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

5. Для кожної з гілок за формулами (25), (26) визначаємо:

$$\text{Де } \eta = 1;$$

$$h = 200 \text{ мм};$$

$$a = 30 \text{ мм};$$

$$d = 170 \text{ мм};$$

$$l_a = 6,6 \text{ мм};$$

$$\frac{S}{600} = 3,33 \text{ мм.}$$

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

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

6. Підбираємо армування при несиметричному армуванні за формулами (27),(28):

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

$$A'_S = -0,00131364 \text{ м}^2$$

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 (29):

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

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

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

Оптимальне значення армування для колон $1 \dots 3\%$.

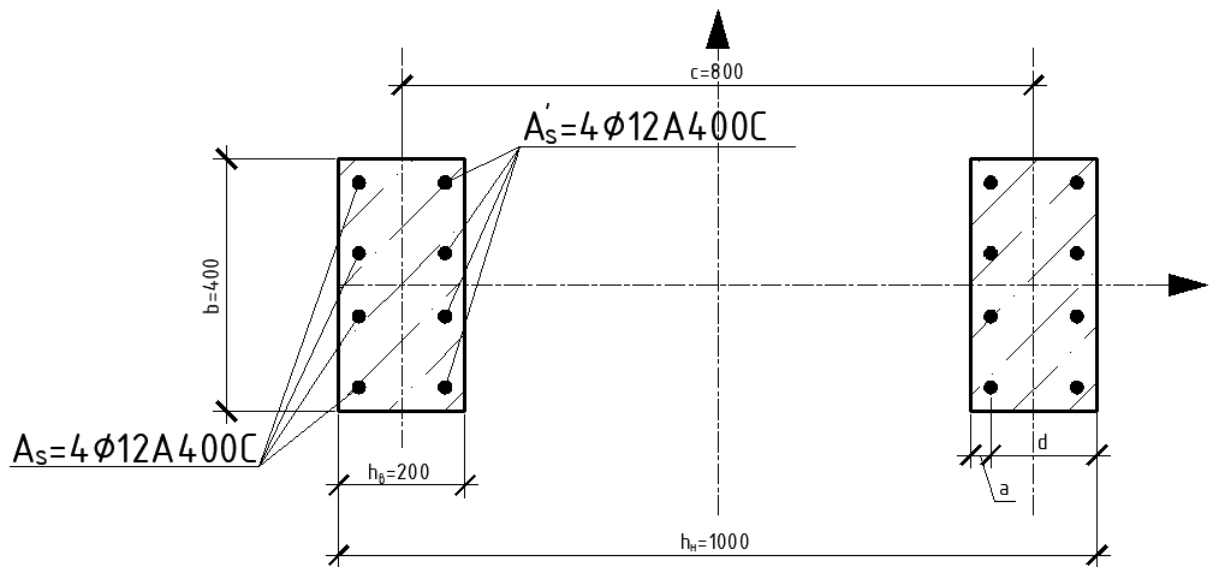


Рисунок 3.3 – Армування нижньої частини колони.

Розрахунок надкранової частини колони

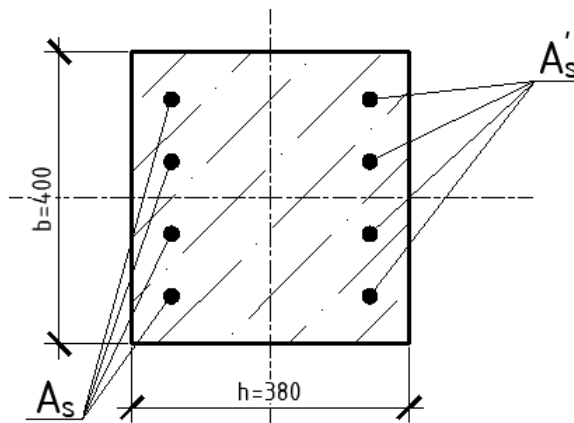


Рисунок 3.4 – Переріз верхньої частини колони.

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

$$\begin{aligned} \bullet e_a &= \frac{1}{600} \cdot H_\epsilon = \frac{1}{600} \cdot 3500 = 5,83 \text{ мм} \\ \bullet e_a &= \frac{1}{30} \cdot 380 = 12,6 \text{ мм} \end{aligned}$$

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 (19):

$$\text{Де } l_0 = 2H_\epsilon = 2 \cdot 3,5 = 7 \text{ м.}$$

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

Гранична гнучкість за формулою (20):

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

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

$$\varphi_{ef} = 2;$$

$$B = 1,1;$$

$$C = 0,7.$$

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

Так як, $\lambda_{red} > \lambda_{lim}$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету повздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$ за формулами (21) (22), 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.

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

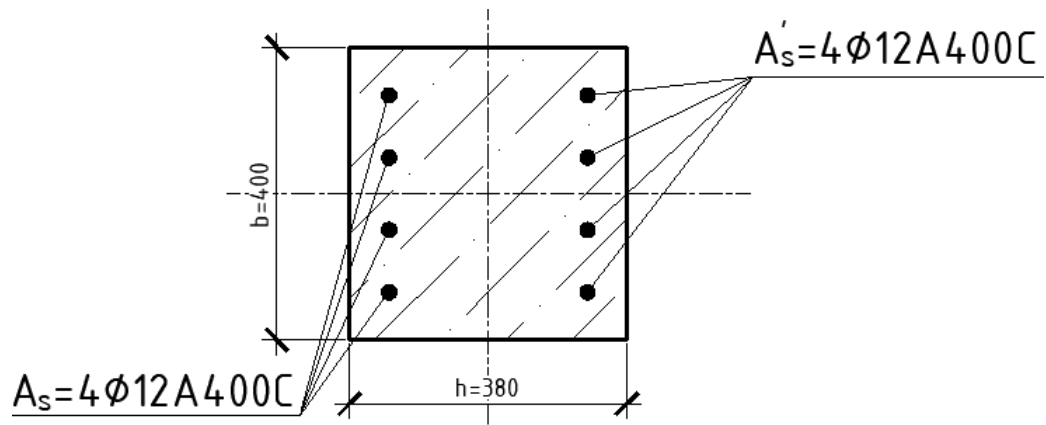


Рисунок 3.5 – Армування верхньої частини колони.

3.2 Розрахунок розпірки двогілкової колони

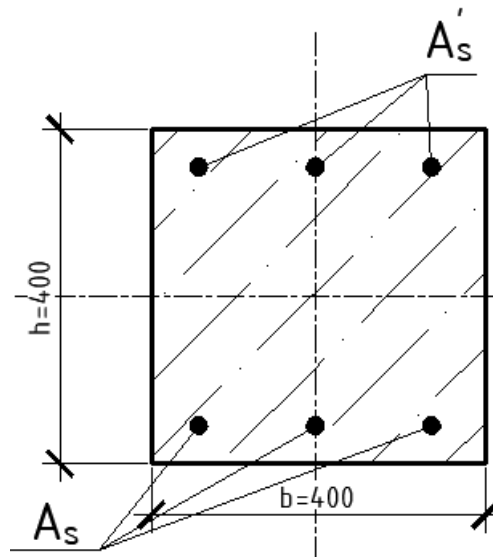


Рисунок 3.6 – Схема перерізу розпірки колони.

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.

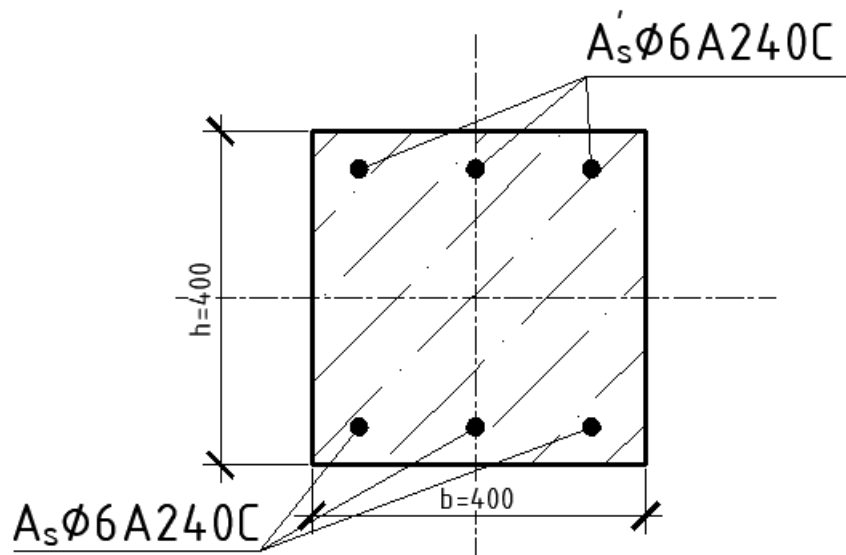


Рисунок 3.7 – Схема армування розпірки колони.

3.3 Розрахунок колони із площини поперечної рами

Виявляємо необхідність розрахунку підкранової частини колони із площини поперечної рами

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

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 $100 \div 250 \text{ мм}$.

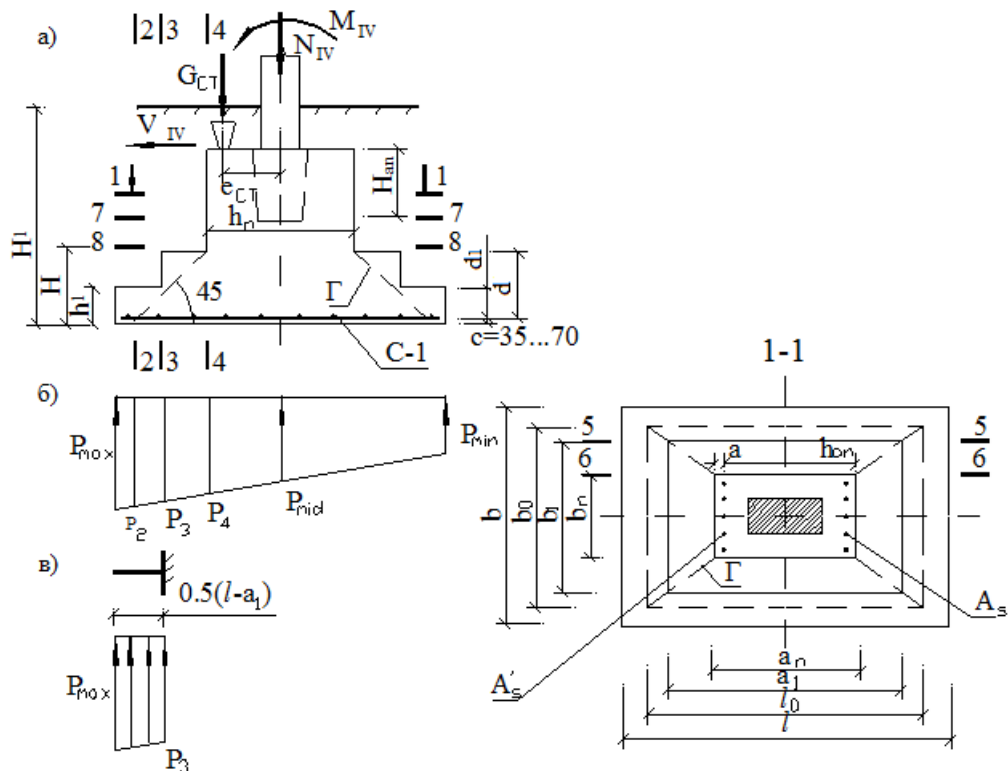


Рисунок 4.1 – Схема до розрахунку фундаменту.

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 не вигідних 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

$$M_y^+ = 265,99 \text{ кНм}$$

$$N_{\text{відн}} = -719,658 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{відн}} = -41,052 \text{ кН}$$

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

$$\text{де } G_{\phi\delta} = 1,8 \text{ т};$$

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

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

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

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

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

Від нормативних значень:

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

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

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

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

$$\bullet 1 + 3 + 6 + 7$$

$$M_y^- = -193,405 \text{ кНм}$$

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

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

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

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

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:

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

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:

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{647,4}{8,91} + \frac{325,2}{4,9} = 139,03 \text{ кН} \\ P_{min} &= \frac{647,4}{8,91} - \frac{325,2}{4,9} = 6,3 \text{ кН} \end{aligned}$$

Для другого сполучення:

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{541,6}{8,91} + \frac{220,7}{4,9} = 105,8 \text{ кН} \\ P_{min} &= \frac{541,6}{8,91} - \frac{220,7}{4,9} = 15,74 \text{ кН} \end{aligned}$$

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 4Ø12A400 $A = 4,52 \text{ см}^2$ 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

$$f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

$$f_{ck,prizm} = 22 \text{ МПа}$$

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

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

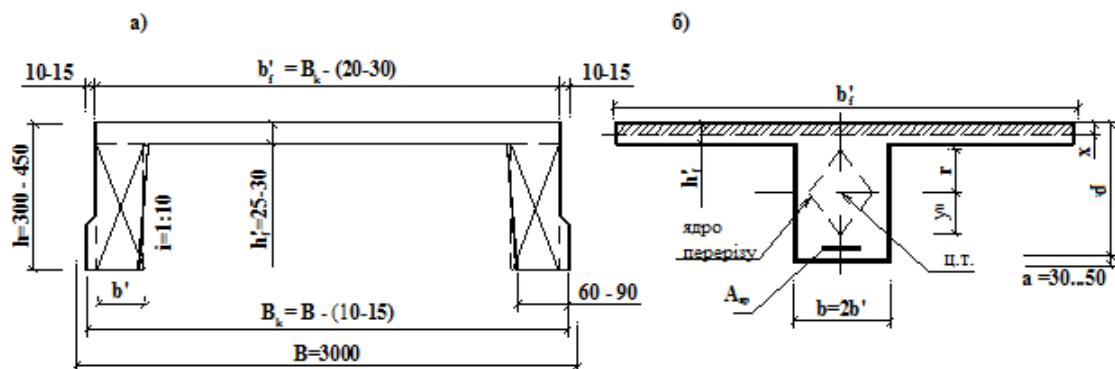


Рисунок 5.1 – Поперечний переріз плити покриття.

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

1. Визначаємо σ_{cp} :

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{max}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (62)$$

$$\text{Де } N_{max} = 0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_{cp} = 0,5 \cdot 600 \cdot 0,000509 \cdot 1000 = 152,7 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{152,7}{0,1374} < 0,2 \cdot 17 \cdot 1000$$

$$\sigma_{cp} = 1111 \text{ кН} < 3400 \text{ кН}$$

2. Визначаємо коефіцієнт k :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (63)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} \leq 2,0$$

$$k = 1,87 \leq 2,0$$

3. Визначаємо $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \quad (64)$$

Де $V_{Rd,c}$ — розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон);

k_1 — коефіцієнт, $k_1 = 0,15$;

ρ_l — коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою;

$C_{Rd,c}$ — $0,12 \text{ МПа}$;

f_{ck} — в МПа.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[0,12 \cdot 1,877 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,37 \cdot 22} + 0,15 \cdot 1,11 \right] \cdot 180 \cdot 260 = \\ &= 1062265 \text{ МПа} = 106,26 \text{ кН} \end{aligned}$$

4. Перевіряємо умову $V_{max} \geq V_{Rd,c}$

$$30,64 \text{ кН} \not\geq 106,26 \text{ кН}$$

Умова не виконується, приймаємо армування конструктивно:

- В зварних каркасах $d_{\text{ноп.арм.}} \geq \left\{ \frac{d_{\text{повзд.арм.}}}{4}; 4 \text{ мм} \right\}$ кількість стрижнів в перерізі має відповідати кількості плоских каркасів. В ребристій плиті має бути 2 каркаси. Приймаємо 8 мм;
- Крок стрижнів S призначається кратним 50 мм і приймається:
 - $S \leq \{0,5 \cdot h; 150 \text{ мм}\}$ на ділянках біля опор ($\geq 0,25 \cdot l_0$)
Приймаємо $S = 150 \text{ мм}$, біля опор 1500 мм;
 - $S \leq \{0,75 \cdot h; 500 \text{ мм}\}$ на ділянках всередині прогону ($\approx 0,5 \cdot l_0$)
Приймаємо $S = 300 \text{ мм}$, всередині прогону 3000 мм.

5.3 Розрахунок полицки плити на місцевий вигин

- $l_{01} = 1 - 0,045 - 0,02 = 0,935 \text{ м}$
- $l_{02} = 1 - 0,02 - 0,02 = 0,96 \text{ м}$

Відношення сторін полицки плити:

- $\frac{l_{01}}{l_{02}} = \frac{298 \text{ см}}{93,5 \text{ см}} = 2,97 > 2$
- $\frac{l_{01}}{l_{02}} = \frac{298 \text{ см}}{96 \text{ см}} = 2,89 > 2$

$$q_1 = (2,52 - 1,4663) + 1,1 \cdot 25 \cdot 0,03 + 1,456 = 4,56 \text{ кН/м}^2$$

$$q = B \cdot q_1 = 1 \cdot 4,56 = 4,56 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{4,56 \cdot 0,935^2}{11} = 0,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

1. Визначаємо α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot B \cdot d^2} \quad (65)$$

Де $d = 0,5 \cdot h_f = 0,5 \cdot 0,003 = 0,015 \text{ м}$;

$B = 1 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{0,36 \cdot 10^3}{17 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,015^2} = 0,0947 \Rightarrow 0,091$$

Приймаємо $\zeta = 0,952$

2. Визначаємо необхідну площу поздовжньої робочої арматури полицки плити обчислюємо, як в прямокутному перерізі, за формулою:

$$A_S = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} \quad (66)$$

Де f_{yd} — розрахунковий опір стрижневої арматури класу A400.

$$A_S = \frac{0,36 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 \cdot 0,952 \cdot 0,015} = 0,00006906 \text{ м}^2$$

$$\text{Приймаємо } C - 1 = \frac{\varnothing 3A400 - 200}{\varnothing 5A400 - 300} \quad 5910 \times 2910$$

5.4 Розрахунок втрат попереднього напруження

Визначаємо геометричні характеристики розрахункового перерізу:

$$A_{red} = b_f \cdot h_f + b \cdot (h - h_f) + \alpha \cdot A_P + \alpha \cdot A_{S1} + \alpha \cdot A_{S2} \quad (67)$$

$$A_{red} = 2,96 \cdot 0,03 + 3 \cdot (0,3 - 0,03) + 5,85 \cdot 0,000509 + 5,85 \times \\ \times 0,0002545 + 5,85 \cdot 0,0002545 = 0,904$$

$$S_{red} = b_f \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2}\right) + b \cdot (h - h_f) \cdot \left(h - \frac{h_f}{2}\right) \quad (68)$$

$$S_{red} = 2,96 \cdot 0,03 \cdot \left(0,3 - \frac{0,03}{2}\right) + 3 \cdot (0,3 - 0,03) \cdot \left(0,3 - \frac{0,03}{2}\right) = 0,256$$

$$y = \frac{S_{red} + \alpha \cdot A_P \cdot c_P + \alpha \cdot A_{S1} \cdot c + \alpha \cdot A_{S2} \cdot (h - c_1)}{A_{red}} \quad (69)$$

$$y = (0,256 + 5,85 \cdot 0,000509 \cdot 0,05 + 5,85 \cdot 0,0002545 \cdot 0,02 + \\ + 5,85 \cdot 0,0002545 \cdot (0,3 - 0,02)) / 0,904 = 0,284$$

$$I_{red} = I + \alpha \cdot A_P \cdot y_P^2 + \alpha \cdot A_{S1} \cdot y_{S1}^2 + \alpha \cdot A_{S2} \cdot y_{S2}^2 = \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\ + b_f \cdot h_f \cdot \left(h - y - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{12} + b \cdot (h - h_f) \times \\ \times \left(y - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 + \alpha \cdot A_P \cdot y_P^2 + \alpha \cdot A_{S1} \cdot y_{S1}^2 + \\ + \alpha \cdot A_{S2} \cdot y_{S2}^2 \quad (70)$$

$$I_{red} = \left[\frac{2,96 \cdot 0,03^3}{12} \right] / 10^8 + [2,96 \cdot 0,03] / 10^8 \times \\ \times \left[\left(0,3 - 0,284 - \frac{0,03}{2} \right)^2 \right] / 10^8 + \\ + \left[\frac{0,18 \cdot (0,3 - 0,03)^3}{12} \right] / 10^8 + \\ + [0,18 \cdot (0,3 - 0,03)] / 10^8 \times \\ \times \left[\left(0,284 - \frac{0,3 - 0,03}{2} \right)^2 \right] / 10^8 + \\ + [5,85 \cdot 0,000509 \cdot 0,234^2] / 10^8 + \\ + [5,85 \cdot 0,0002545 \cdot 0,264^2] / 10^8 + \\ + [5,85 \cdot 0,0002545 \cdot 0,28^2] / 10^8 = 154051,298 \text{ } \mathcal{CM}^4$$

$$\text{Де } \alpha = \frac{E_S}{E_{cm}} = \frac{190000}{32,5 \cdot 10^3} = 5,85; \\ y_P = y - c_P = 0,284 - 0,05 = 0,234; \\ y_{S1} = y - c = 0,284 - 0,02 = 0,264; \\ y_{S2} = h - y - c_1 = 0,3 - 0,02 = 0,27.$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{0,154051298}{0,284} = 0,543 \quad (71)$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,543}{0,904} = 0,59 \quad (72)$$

Розрахунок втрат I групи попереднього напруження

1. Визначаємо втрати від короткотривалої релаксації арматури ΔP_r для арматури класу A800 при механічному та електротермічному способі натягу:

- При механічному

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot \sigma_{p,max} - 20) \cdot A_P \quad (73)$$

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot 1250 - 20) \cdot 0,000509 = 0,053 \text{ Па}$$

- При електротермічному

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot \sigma_{p,max} \cdot A_P \quad (74)$$

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot 1250 \cdot 0,000509 = 0,019 \text{ Па}$$

2. Визначаємо втрати від темепературного перепаду:

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot A_P \cdot E_P \cdot \alpha_c \cdot (T_{max} - T_0) \quad (75)$$

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot 0,000509 \cdot 190000 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 0,031 \text{ Па}$$

3. Визначаємо втрати від деформації анкерів, анкерних пристроїв, розташованих в зоні натяжних пристроїв, при натягу на упори:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_P \cdot A_P \quad (76)$$

$$\Delta P_4 = \frac{1,25 \cdot 0,15 \cdot 18}{6} \cdot 19000 \cdot 0,000509 = 63,66 \text{ Па}$$

4. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону при натягу на упори:

$$\Delta P_c = \alpha \cdot \rho \left[1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right] \cdot P_{0,c} \quad (77)$$

$$\text{Де } P_{0,c} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} = 1250 - 0,019 - 0,031 = 1249,915 \text{ Па}$$

$$\Delta P_c = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0032 \cdot \left[1 + 2,345^2 \cdot \frac{0,000509}{1377865842,7} \right] \cdot 1249,915 = 0,234 \text{ Па}$$

5. Величина I групи втрат:

$$P_{m0} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} \quad (78)$$

$$P_{m0} = 1250 - 0,019 - 0,031 = 1186,014 \text{ Па}$$

$$P_{m0} \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_P$$

$$1186,014 \text{ Па} \leq 0,75 \cdot 840 \cdot 10^6 \cdot 0,000509$$

$$1186,014 \text{ Па} \leq 320670 \text{ Па}$$

Умова виконується.

Розрахунок втрат II групи попереднього напруження

1. Залежні від часу втрати попереднього напруження від дії постійних навантажень ΔP_{e+s+r} :

$$\Delta P_{e+s+r} = A_P \cdot \sigma_{p,c+s+r} \quad (79)$$

$$\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_P + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_P \cdot A_P}{E_{cm} \cdot A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (80)$$

$$\text{Де } \sigma_{c,qp} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \cdot z_{cp} \cdot y_p}{I_{red}} - \frac{M_{max} \cdot y_p}{I_{red}} = \frac{1186,014}{0,905} + \frac{1186,014 \cdot 2,345 \cdot 0,234}{154051,3} - \frac{44,58 \cdot 0,234}{154051,3} = 1310,87 \text{ Па}$$

$$\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,39 \cdot 190000 + 0,8 \cdot 0,79 + \frac{190000}{32500} \cdot 2 \cdot 1310,87}{1 + \frac{190000 \cdot 0,000509}{32500 \cdot 0,000509} \cdot \left(1 + \frac{0,000509}{1377865842,7} \cdot 2,345^2 \right) [1 + 0,8 \cdot 2]}$$

$$\sigma_{p,c+s+r} = 89426,45 \text{ Па}$$

$$\Delta P_{e+s+r} = 0,000509 \cdot 89426,45 = 45,518 \text{ Н}$$

2. Перевірити умову для середнього значення попереднього обтискування $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат):

$$P_{m,t} = P_{m0} - \Delta P_{1(t)} < 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_P \quad (81)$$

Повні сумарні втрати напруження $P_{m0} + \Delta P_{1(t)}$ приймати не менше 100 МПа.

$$P_{m,t} = 1186,014 - 45,518 < 0,65 \cdot 840 \cdot 10^6 \cdot 0,000509$$

$$P_{m,t} = 1140,49 \text{ Па} < 277914 \text{ Па}$$

5.5 Розрахунок плити на утворення тріщин нормальних до поздовжньої осі

Розрахунок моменту тріщиноутворення $M_{w,ult}$ для нормальних перерізів плити в стадії експлуатації

1. Визначаємо момент тріщиноутворення:

$$M_{w,ult} = f_{ctm} \cdot \gamma \cdot W_{red} + P_2 \cdot (e_{op} + r) \quad (82)$$

$$\text{Де } P_2 = 0,5 \cdot A_{sp}^{f_{akm}} \cdot \sigma_p - (P_{0m} + \Delta P_{1(t)}) = 0,5 \cdot 5,09 \cdot 600 - (1186,01 + 45,52) = 295,47 \text{ кПа};$$

$$e_{op} = y_0 - a = 0,115 - 0,04 = 0,111 \text{ м}$$

$$M_{w,ult} = 2,6 \cdot 1,3 \cdot 0,543 + 295,47 \cdot (0,111 + 0,115) = 57,97 \text{ кНм}$$

2. Порівняємо $M_{w,ult} \geq M_{max}$

$$57,97 \text{ кНм} \geq 44,58 \text{ кНм}$$

Умова виконується, тріщини не виникають і розрахунок розкриття тріщин виконувати не потрібно.

5.6 Розрахунок тріщиностійкості плити в стадії виготовлення і транспортування

1. Обчислюємо момент від власної ваги:

$$M_1 = \frac{g \cdot c^2}{2} = \frac{(1,333 \cdot 1,6 \cdot 3) \cdot 0,8^2}{2} = 2,05 \text{ кНм} \quad (83)$$

2. Перевірити умову тріщиностійкості:

$$P_1 \cdot (e_{op} - r) - M_{w,ult} \leq f_{ctm} \cdot \gamma \cdot W_{red} \quad (84)$$

$$\text{Де } P_1 = A_{sp}^{факт} \cdot \sigma_p - P_{0m} = (5,09/10000) \cdot 600 - 1186,01 = -1185,71 \text{ Па}$$

$$-10,545 \cdot (0,111 - 0,115) - 57,97 \leq 2,6 \cdot 1,3 \cdot 0,543$$

$$-10,545 \leq 1,83$$

Умова виконується, тріщини не виникають і розрахунок розкриття тріщин виконувати не потрібно.

5.7 Розрахунок плити за деформаціями

1. Визначаємо прогин плити:

$$f_{sh,t} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 \cdot \alpha_k \cdot l_0^2 \quad (85)$$

$$\text{Де } \left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M}{E_{c,eff}} \cdot I_I = \frac{1,456 \cdot 10^3}{10833,33 \cdot 10^6} \cdot 0,001378 = 1,85203 \cdot 10^{-7};$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = \frac{32500}{1 + 2} = 10833,33$$

$$f_{sh,t} = 1,85203 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,82^2 = 0,001457 \text{ м}$$

2. Обчислюємо прогин від постійної та довготривалої діючої частин навантаження на плиту:

$$f_{lt} = \left(\frac{1}{r} \right)_2 \cdot \alpha_k \cdot l_0^2 \quad (86)$$

$$\text{Де } \left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{E_{cm} \cdot I_I} = \frac{1,456 \cdot 10^3}{32500 \cdot 0,001378 \cdot 10^{-6}} = 0,0003328.$$

$$f_{lt} = 0,0003328 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,82^2 = 0,001174 \text{ м}$$

3. Обчислюємо вигин від короткочасної дії зусилля попереднього обтиску:

$$f_{cp} = \frac{P_2 \cdot e_{op} \cdot l_0^2}{8 \cdot E_{cm} \cdot I_I} \quad (87)$$

$$f_{cp} = \frac{295,46 \cdot 0,075 \cdot 5,82^2}{8 \cdot 32500 \cdot 0,001378 \cdot 10^{-6}} = 2,095 \cdot 10^{-6} \text{ м}$$

4. Обчислюємо вигин внаслідок повзучості та усадки залізобетонного елементу:

$$f_{cs} = \alpha_P \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_4 \cdot l_0^2 \quad (88)$$

$$\begin{aligned} \text{Де } \left(\frac{1}{r}\right)_4 &= \frac{M - \varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_S \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \\ &= \frac{1,456 \cdot 10^3 - 0,39 \cdot 190000 \cdot 5,85 \cdot 10^{-5}}{10833,33 \cdot 10^6 \cdot 0,001378 \cdot 10^{-6}} = 0,01855; \end{aligned}$$

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2 = 0,0002545 \cdot 0,115 + 0,0002545 \cdot 0,115 = 5,85 \cdot 10^{-5}.$$

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot 0,01855 \cdot 5,82^2 = 0,0785 \text{ м}$$

5. Обчислюємо повне значення прогину:

$$f = f_{sh,t} + f_{lt} - f_{cp} - f_{cs} \quad (89)$$

$$f = 0,001457 + 0,001174 - 2,095 \cdot 10^{-6} - 0,0785 = -0,075 \text{ м}$$

$$f \leq f_u$$

$$-0,075 \text{ м} \leq 30 \text{ мм}$$

Умова виконується.

6 ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ

Розрахунок вузлових навантажень на крокв'яну ферму

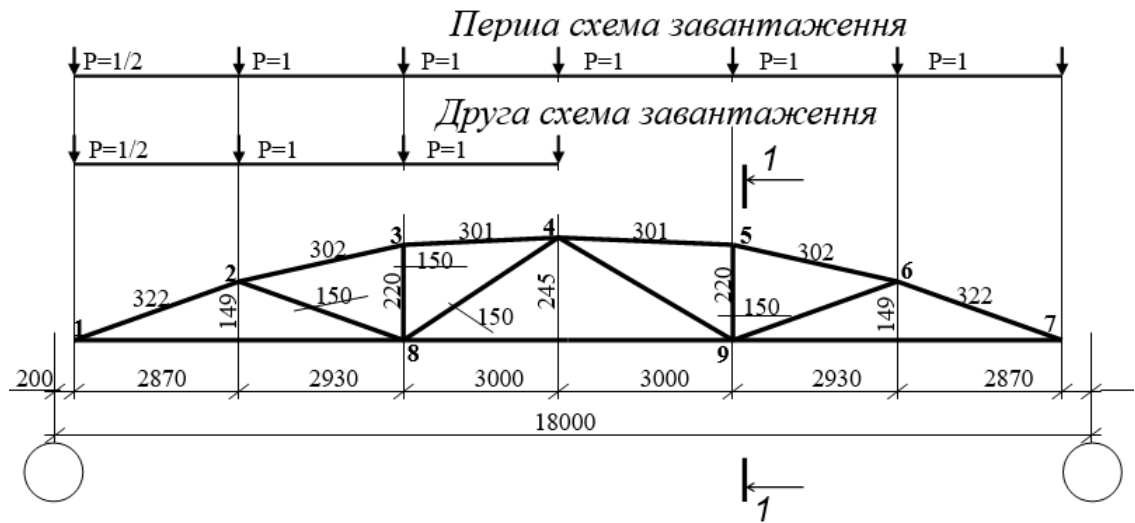


Рисунок 6.1 – Схема завантаження ферми.

1 - 1

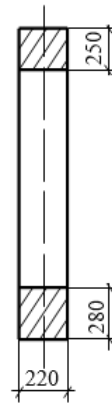


Рисунок 6.2 – Переріз ферми.

1. Від постійного навантаження:

$$F_{пост} = g \cdot 3 \cdot S + \gamma_f \cdot \frac{G_n^{пост}}{n} \quad (90)$$

Де g — вага конструкції покрівлі;

γ_f — коефіцієнт надійності по навантаженню;

$G_n^{пост}$ — вага кроквяної конструкції;

n — кількість вузлів у фермі.

$$F_{пост} = 3,52 \cdot 3 \cdot 6 + 1,1 \cdot \frac{60}{9} = 70,69 \text{ кН}$$

2. Від снігових навантажень:

$$F_{сн} = \gamma_f \cdot p_{сн}^n \cdot 3 \cdot S \quad (91)$$

Де $p_{сн}^n$ — нормативне значення навантаження снігового навантаження.

$$F_{сн} = 1,04 \cdot 1,456 \cdot 3 \cdot 6 = 27,26 \text{ кН}$$

Розрахунок армування попередньо напруженого розтягнутого нижнього пояса ферми

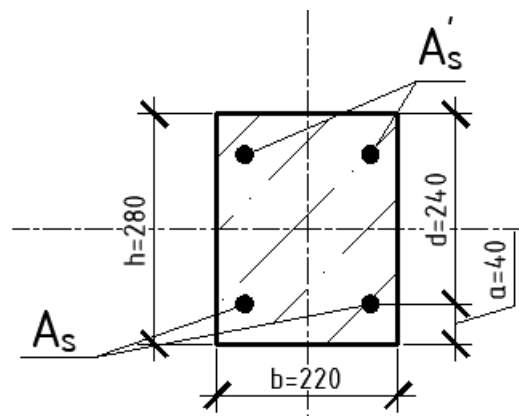


Рисунок 6.3 – Переріз нижнього поясу ферми.

1. Приймаємо найневигідніше зусилля в найбільш навантаженій панелі нижнього поясу.

Елемент 8 – 9

$$N_{max} = 520,1145 \text{ кН}$$

2. Обчислюємо необхідну площу напруженої арматури, як для центрально розтягнутого елемента:

$$A_{sp} = \frac{N_{max} \cdot e}{f_{pd} \cdot (d - a_p)} \quad (92)$$

Де $e = e_a + 0,5 \cdot h - a_p = 0,01 + 0,5 \cdot 0,28 - 0,04 = 0,11 \text{ м}$

$$A_{sp} = \frac{520,1145 \cdot 10^3 \cdot 0,11}{637,5 \cdot (0,24 - 0,04)} = 0,0004487 \text{ м}^2$$

Приймаємо $2\phi 18A800 + 2\phi 18A800$, $A_s^{\text{факт}} = 10,18 \text{ см}^2$.

Приймаємо розміри перерізу $28 \times 22 \text{ см}$.

3. Перевіряємо відсоток армування:

$$\mu_{\min} \leq \mu = \frac{A_s^{\text{факт}}}{b \cdot h} \cdot 100\% \leq 3\% \quad (93)$$

$$0,05\% \leq \mu = \frac{10,18}{22 \cdot 28} \cdot 100\% \leq 3\%$$

$$0,05\% \leq \mu = 1,65\% \leq 3\%$$

Умова виконується.

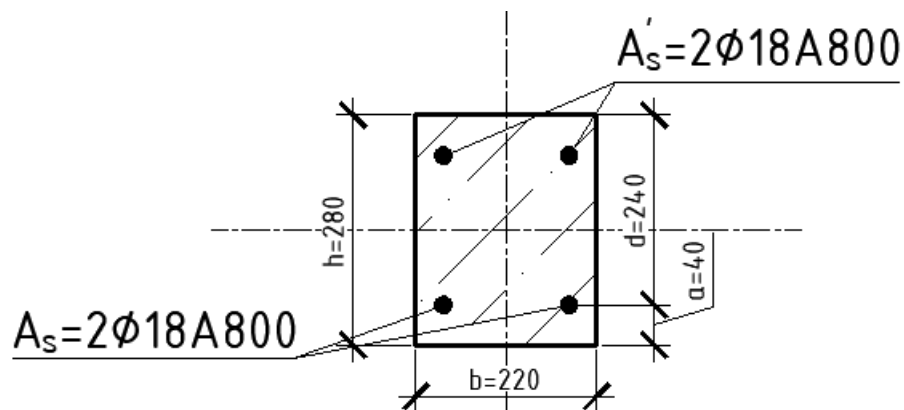


Рисунок 6.4 – Армування перерізу нижнього поясу ферми.

Розрахунок армування верхнього стиснутого пояса ферми і стиснутих елементів решітки.

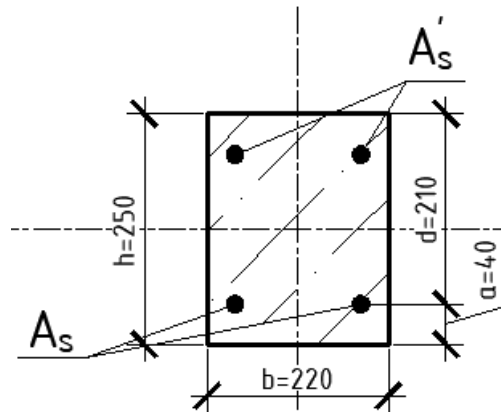


Рисунок 6.5 – Переріз верхнього поясу ферми.

1. Приймаємо найневигідніше зусилля в найбільш навантаженій панелі верхнього поясу.

Елемент 2 – 3

$$N_{max} = 525,99 \text{ кН}, N_{1l} = 434,2616 \text{ кН}.$$

2. Визначаємо орієнтовно необхідну площу перерізу верхнього поясу:

$$A_b = \frac{N_{max}}{0,8 \cdot (f_{cd} + 0,03 \cdot f_{yd})} \quad (94)$$

$$A_b = \frac{525,99 \cdot 10^3}{0,8 \cdot (17 + 0,03 \cdot 365) \cdot 10^6} = 0,0235 \text{ м}^2$$

Приймаємо розміри перерізу $25 \times 22 \text{ см}$.

3. Призначаємо величину випадкового ексцентриситету $e_a = 10 \text{ мм}$.

$l = 300 \text{ см}$ — довжина верхнього поясу між точками закріплення.

4. Уточнюємо розрахункову довжину верхнього поясу в площині ферми при $e_a < \frac{1}{8} \cdot h$; $10 \text{ мм} < 31,25 \text{ мм}$. Приймаємо $l_0 = 0,9 \cdot l = 2700 \text{ мм}$.

Для прийнятої розрахункової довжини обчислюємо гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{2700}{250} = 10,8 \text{ мм} \quad (95)$$

5. Обчислюємо умовну критичну силу:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_l/\varphi_p} + 1 \right) + \alpha \cdot I_S \right] \quad (96)$$

$$\text{Де } \varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{36,91}{44,71} = 1,82;$$

$$M_{1l} = \frac{N_l \cdot (d - a)}{2} = \frac{434,2616 \cdot (0,21 - 0,04)}{2} = 36,91 \text{ кНм};$$

$$M_1 = \frac{N \cdot (d - a)}{2} = \frac{525,99 \cdot (0,21 - 0,04)}{2} = 44,71 \text{ кНм};$$

$$\delta_l = \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_a}{h} \\ > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} \end{array} \right\};$$

$$\delta_l = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,01}{0,25} = 0,04 \\ > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{2,7}{0,25} - 0,01 \cdot 17 = 0,222 \end{array} \right\};$$

Приймаємо $\delta_l = \delta_{e,min} = 0,222$.

$$\varphi_p = 1; \alpha = \frac{E_S}{E_{cm}} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{32500} = 6,46;$$

$$I_S = \mu \cdot b \cdot h_0 \cdot (0,5 \cdot h - a_S)^2 = 1,575 \cdot 0,22 \cdot 0,21 \cdot (0,5 \cdot 0,25 - 0,04)^2 = 0,0005257 \text{ м}^4;$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,22 \cdot 0,25^3}{12} = 0,0002864 \text{ м}^4.$$

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{2,7^2} \times \\ &\times \left[\frac{28,64 \cdot 10^{-5}}{1,82} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,222/1} + 1 \right) + 6,46 \cdot 52,57 \cdot 10^{-5} \right] = \\ &= 98878222/1000 = 98878,2 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

6. Обчислюємо коефіцієнт η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{max}}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{525,99}{98878,2}} = 1,0053 \quad (97)$$

7. Обчислюємо ексцентриситет:

$$e = e_a \cdot \eta + 0,5 \cdot h_1 - a \quad (98)$$

$$e = 0,01 \cdot 1,0053 + 0,5 \cdot 0,25 - 0,04 = 0,095 \text{ м}$$

8. Приймаючи $A_A = A'_S$, визначаємо $n = \frac{N_{max}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{525,99 \cdot 10^3}{17 \cdot 10^6 \cdot 0,22 \cdot 0,21} =$
 $= 0,669.$

$$\xi_R = \frac{\xi_{cu3}}{\xi_{cu3} + \xi_{so}} = \frac{3}{3 + 0,633} = 0,8257.$$

$$n < \xi_R$$

$$x = \frac{N_{max}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{525,99 \cdot 10^3}{17 \cdot 10^6 \cdot 0,22} = 0,14 \quad (99)$$

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1 - \frac{x}{d}}{1 - \xi_R} \right) \cdot f_{yd} \quad (100)$$

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1 - \frac{0,14}{0,21}}{1 - 0,8257} \right) \cdot 365 = 1018,32 \text{ МПа}$$

$$A_S = A'_S = \frac{N_{max} \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x)}{\sigma_s \cdot (d - a')} \quad (101)$$

$$A_S = A'_S = \frac{525,99 \cdot 10^3 \cdot 0,095 - 17 \times}{1018,32 \times} \frac{\times 10^6 \cdot 0,22 \cdot 0,14 \cdot (0,21 - 0,5 \cdot 0,14)}{\times 10^6 \cdot (0,21 - 0,04)} = -0,0001356 \text{ м}^2$$

Приймаємо $2\varnothing 12A400 + 2\varnothing 12A400$, $A_S^{\text{факт}} = 4,52 \text{ см}^2$

9. Перевіряємо відсоток армування:

$$\mu_1 = \frac{A_S + A'_S}{b \cdot d} \cdot 100\% \quad (102)$$

$$\mu_1 = \frac{2,26 + 2,26}{22 \cdot 21} \cdot 100\% = 0,97\%$$

Умова виконується.

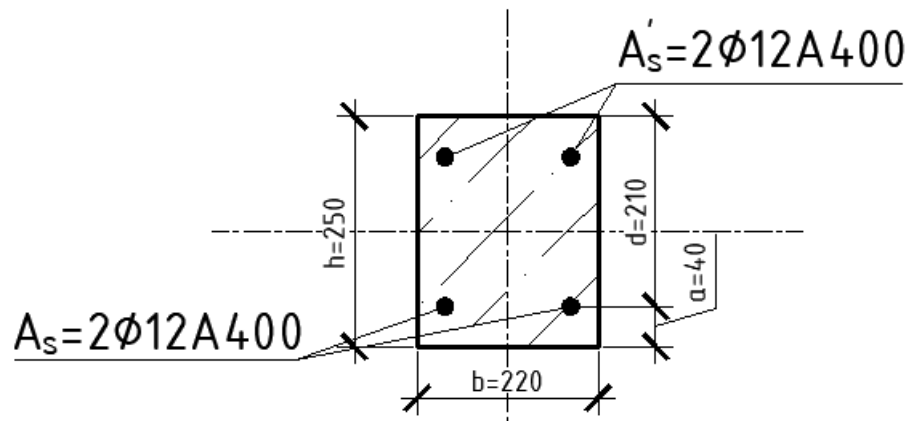


Рисунок 6.6 – Армування перерізу верхнього поясу ферми.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. — Чинні від 01.06.11. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. — М., Стройиздат, 1991. — 767 с.
3. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебн. Пособие для техникумов. — М., Стройиздат, 1989 — 506 с
4. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. : ДБН В.1.2-2:2006 — К.: Минстрой Украины. — 2006. — 75 с.
5. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1-10:2018 — Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. — 36 с
6. Прогини і переміщення Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3: 2006 — Київ : Мінбуд України, 2006. — 14 с.

ДОДАТОК А

Таблиця 2 – Розрахункові поєднання зусиль ферми прольотом 18 метрів

Елементи ферми	№ стрижня	Зусилля в стрижнях ферми		Від постійного навантаження на покритті при $F_{пост} = \dots (кН)$	Від снігового навантаження на покритті за схемою І при $F_{сн} = \dots (кН)$		1+2	1+3
		Для схеми завантаження №1	Для схеми завантаження №2		Для схеми завантаження №1	Для схеми завантаження №2		
Верхній пояс	1 – 2	-5,343	-3,752	-377,69667	-145,65018	-102,27952	-523,34685	-479,97619
	2 – 3	-5,37	-3,365	-379,6053	-146,3862	-91,7299	-525,9915	-471,3352
	3 – 4	-5,245	-3,281	-370,76905	-142,9787	-89,44006	-513,74775	-460,20911
	4 – 5	-5,245	-1,964	-370,76905	-142,9787	-53,53864	-513,74775	-424,30769
	5 – 6	-5,37	-2,005	-379,6053	-146,3862	-54,6563	-525,9915	-434,2616
	6 – 7	-5,343	-1,591	-377,69667	-145,65018	-43,37066	-523,34685	-421,06733
	1 – 8	4,725	3,317	334,01025	128,8035	90,42142	462,81375	424,43167
Нижній пояс	8 – 9	5,31	2,655	375,3639	144,7506	72,3753	520,1145	447,7392
	9 – 7	4,725	1,408	334,01025	128,8035	38,38208	462,81375	372,39233
Розкоси	2 – 8	0,557	-0,051	39,37433	15,18382	-1,39026	54,55815	37,98407
	4 – 8	-0,106	0,794	-7,49314	-2,88956	21,64444	-10,3827	14,1513
	4 – 9	-0,106	-0,9	-7,49314	-2,88956	-24,534	-10,3827	-32,02714
	6 – 9	0,557	0,608	39,37433	15,18382	16,57408	54,55815	55,94841
Стійки	3 – 8	-0,19	-0,488	-13,4311	-5,1794	-13,30288	-18,6105	-26,73398
	5 – 9	-0,19	0,298	-13,4311	-5,1794	8,12348	-18,6105	-5,30762

