

*Міністерство освіти та науки України  
Сумський національний аграрний університет*

*Кафедра: Будівельних конструкцій*

## **Курсова робота**

з предмету: "Залізобетонні та кам'яні конструкції"

на тему: «Одноповерхова промислова будівля з залізобетонним каркасом»

Студента (ки) 4 курсу ПЦБ 1401-  
1ст. групи

Напряму підготовки Будівництво  
спеціальності промислове та  
цивільне будівництво

Виконав: Кучмистий Д.М.

Перевірив Душин В.В.

Національна шкала

Кількість балів:

Оцінка: ECTS \_\_\_\_\_

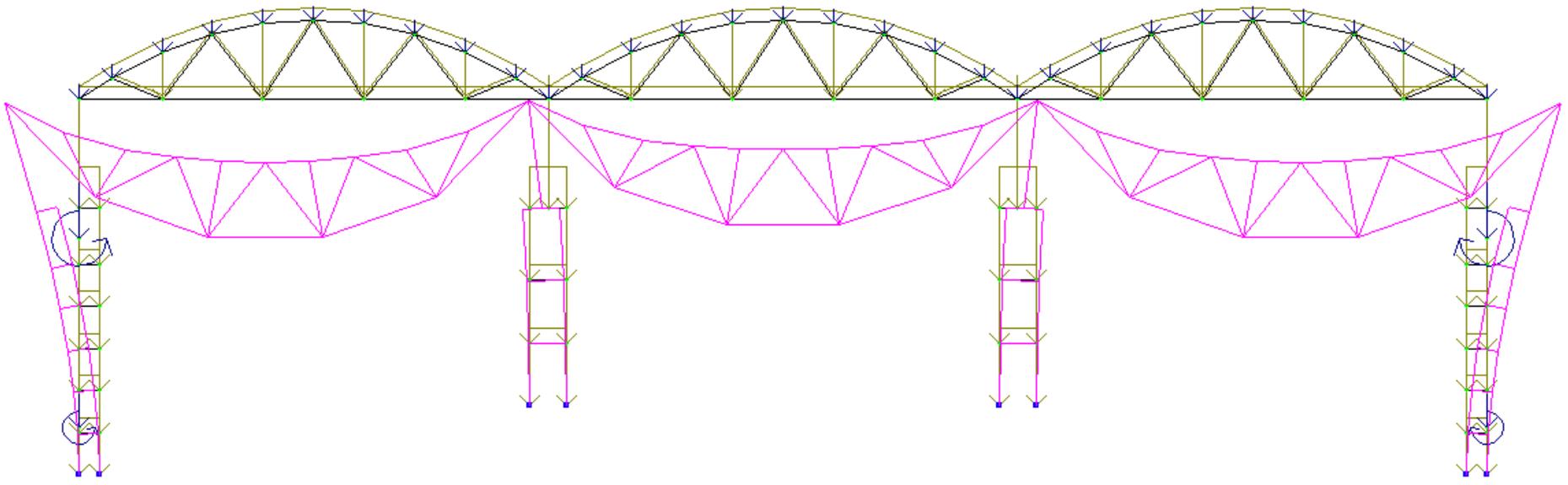
**Суми 2016**

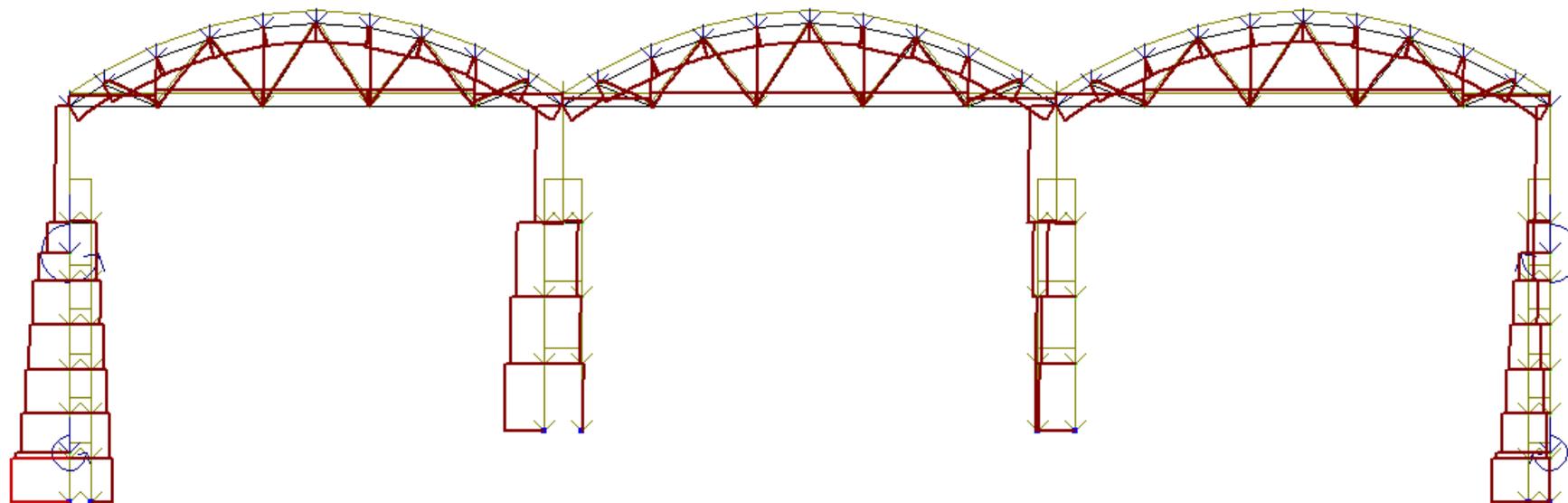
## Зміст

	Стор.
Загальні вказівки . . . . .	4
1. Проектування колон. . . . .	4
1.1 Загальні рекомендації . . . . .	4
1.2 Приклад розрахунку двогілкової колони . . . . .	4
2. Розрахунок фундаменту під колону. . . . .	9
2.1 Загальні положення . . . . .	9
2.2 Приклад розрахунку фундаменту . . . . .	9
3. Розрахунок безрозкісної ферми покриття. . . . .	13
3.1 Загальні положення. . . . .	13
3.2 Приклад розрахунку. . . . .	14
Список джерел . . . . .	19
Додатки . . . . .	20

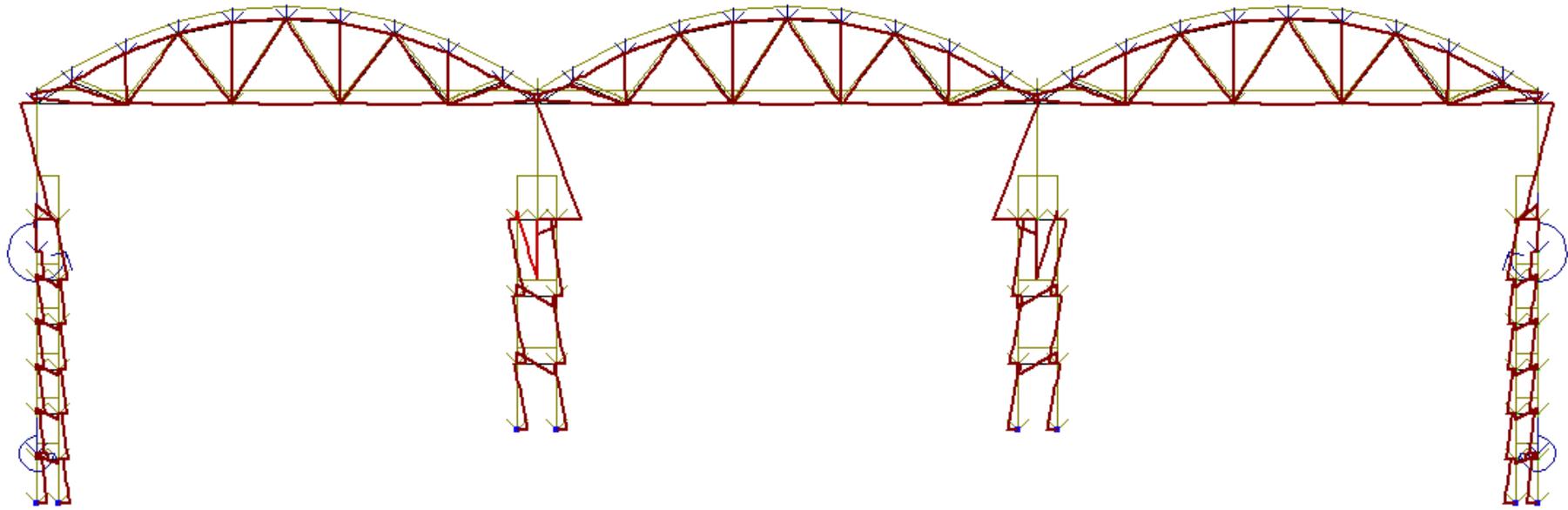
## **Загальні вказівки**

У цих методичних вказівках розкриваються окремі теоретичні положення з проектування таких елементів одноповерхової промислової будівлі, як колони, фундаменти стаканного типу, безроскісні ферми покриття, а також наведені приклади їх розрахунку.



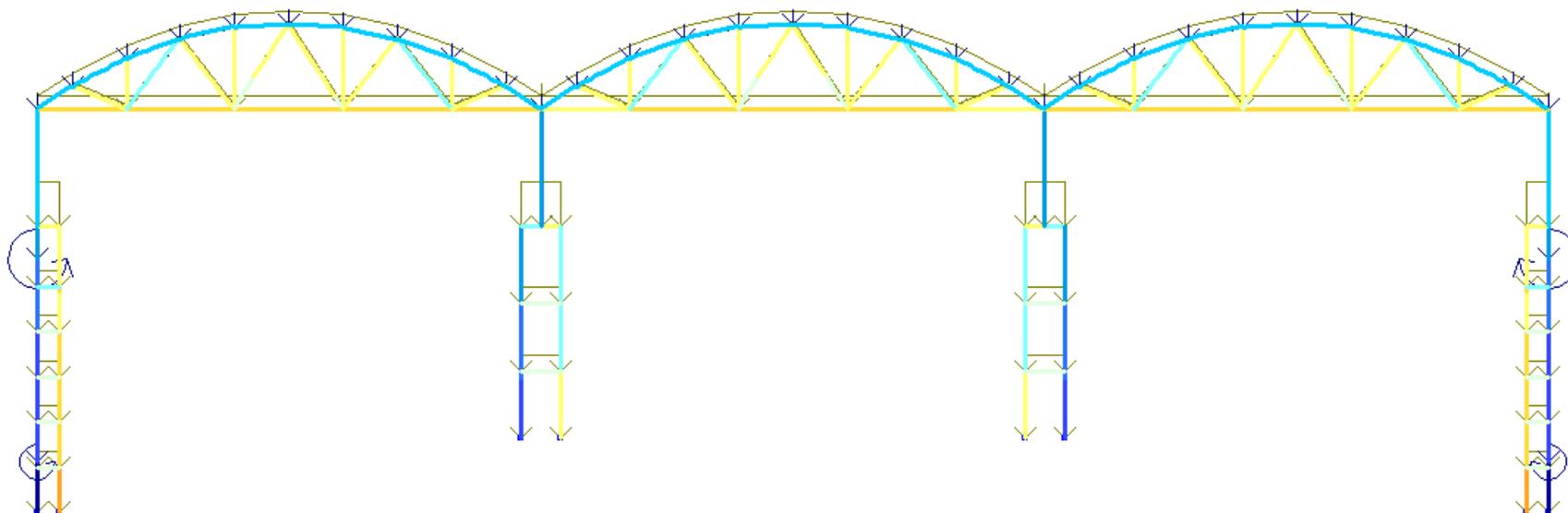


Z  
Y  
X  
Минимальное усилие -65.24  
Максимальное усилие 24.8366



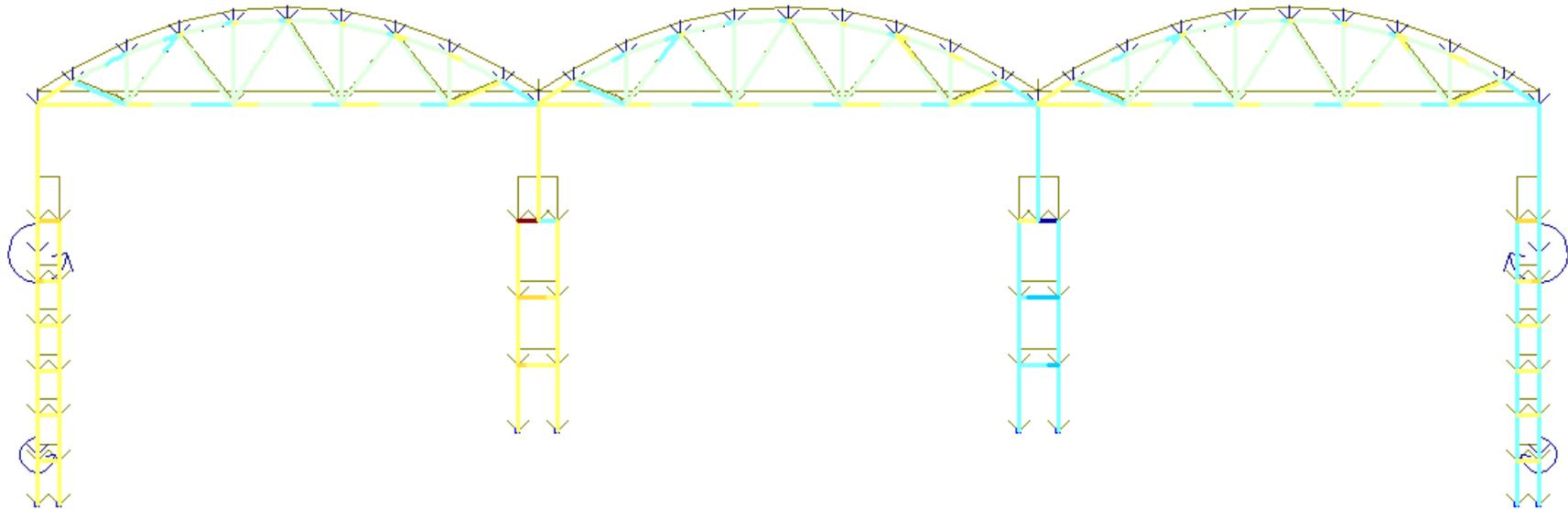


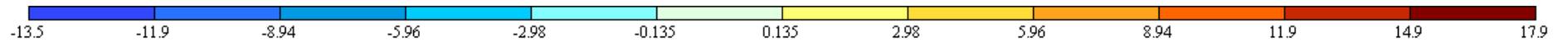
Собственный вес  
Мозаика N  
Единицы измерения - т



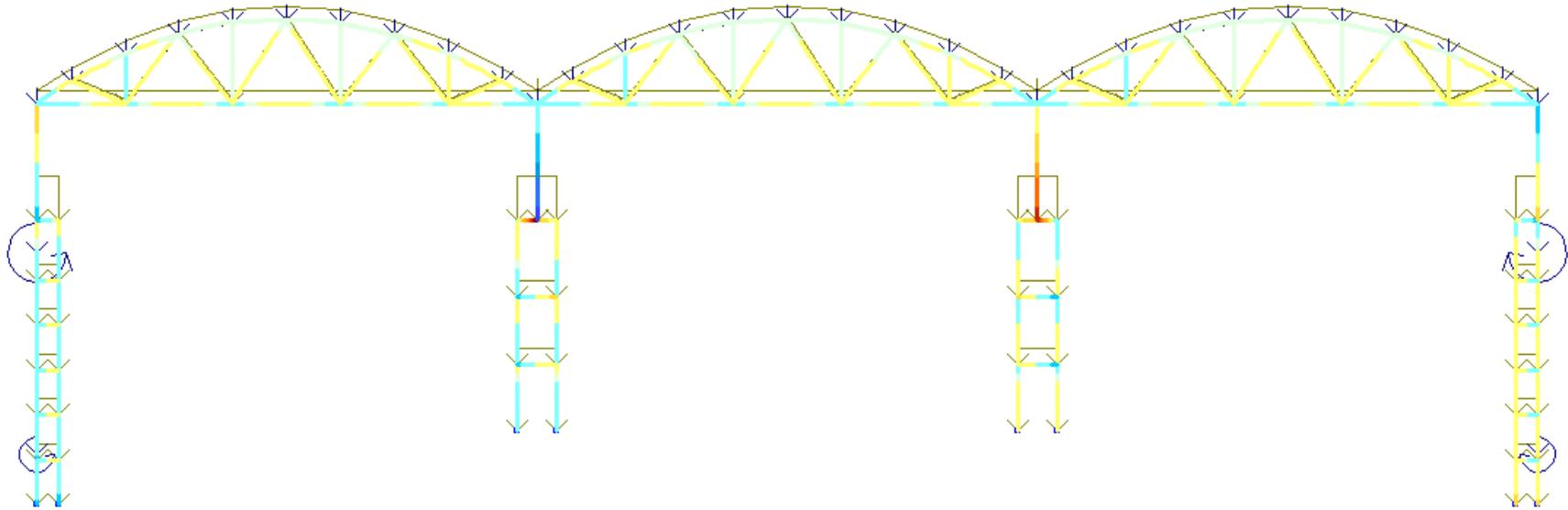


Собственный вес  
Мозаика Qz  
Единицы измерения - т





Собственный вес  
Мозаика Му  
Единицы измерения - т\*м



# 1.Проектування колон

## 1.1.Загальні рекомендації

Загальні рекомендації щодо застосування того чи іншого типу колон, їх прив'язок, розмірів перерізів наведені в розділі 1 до виконання курсового проекту №2

Розрахунок колон виконують окремо для надкранової і підкранової частин.

Вихідними даними для конструктивного розрахунку є результати статичного розрахунку рами, в процесі якого визначаються зусилля  $M$ ,  $N$  для кожного перерізу колони.

Розрахунок ведуть в кожному розрахунковому перерізі на комбінацію зусиль:

$$M_{max}, N_{відн.},$$

$$M_{min}, N_{відн.},$$

$$N_{max}, M_{відн.}$$

У практичних розрахунках досить часто з усіх можливих комбінацій зусиль можна відокремити лише одну, що є явно найбільш не вигідною. Наприклад, поздовжнє зусилля в усіх комбінаціях майже однакове, а один із згинальних моментів значно перебільшує два інших.

При аналізі зусиль в двох перерізах надкранової або підкранової частин при симетричному армуванні в більшості випадків достатньо розрахувати тільки один переріз, для якого розрахункова комбінація зусиль найбільш не вигідна.

Колони розраховують на позацентровий тиск. Величину розрахункового ексцентриситету прикладання поздовжнього зусилля відносно центру ваги перерізу визначають за формулою  $e_0 = M/N$ . У зв'язку з тим, що колони – це елементи статично невизначеної рами, випадкові ексцентриситети не враховують.

## 1.2. Приклад розрахунку двогілкової колони

Надкранова частина колони має прямокутний переріз  $b \cdot h = 38 \times 50$  см, підкранова має прямокутний переріз для кожної гілки  $b \cdot h = 20 \times 50$  см. Повна висота перерізу двогілкової частини колони 100 см.

*Вихідні дані:*

Бетон класу C20/25 ( $f_{cd} = 14.5$  МПа,  $E_{cm} = 30000$  МПа,  $E_{cd} = 23000$  МПа,  $\varphi_{ef} = 2.0$ );

поздовжня арматура класу A400C ( $f_{yd} = 365$  МПа,  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  МПа).

### *Розрахунок міцності надкранової частини*

З усіх імовірних комбінацій зусиль найбільш не вигідна (із статичного розрахунку):

$$M_{I-I} = 17.23 \text{ кНм}; \quad N = 164 \text{ кН};$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони

$$l_0 = 2H_{\text{надкр.}} = 2 \cdot 4,175 = 8,35 \text{ м.}$$

ексцентриситет  $e_{0I} = M_{\text{max}} / N = 17,24 / 164 = 0,10 \text{ м} = 10 \text{ см.}$

Радіус інерції перерізу  $i = 0,289 h = 0,289 \cdot 50 = 14,45 \text{ см.}$

Гнучкість  $\lambda_i = l_0 / i = 835 / 14,45 = 57,85.$

Відносне поздовжнє зусилля

$$n = N / A_c f_{cd} = 164 / 38 \cdot 50 \cdot 1,45 = 0,059.$$

гранична гнучкість  $\lambda_{\text{lim}} = 20 ABC / \sqrt{n},$

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

$$B = 1,1;$$

$C = 1,7 - r_m,$  де для розкріплених елементів  $r_m = 1; C = 0,7;$

$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,059} = 45,55 < \lambda_i = 59,28,$$

тому слід врахувати ефекти другого порядку.

Жорсткість перерізу при прийнятому коефіцієнті армування  $\rho = 0,01$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2,$$

де:

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) = 0,3 / (1 + 0,5 \cdot 2) = 0,15;$$

$$EI = 0,15 \cdot 2300 \cdot 38 \cdot 50^3 / 12 + 0,01 \cdot 21000 \cdot 38 \cdot 50 (25 - 4)^2 = 3,125 \cdot 10^8 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = \pi^2 EI / l_0^2 = 3,14^2 \cdot 3,125 \cdot 10^8 / 835^2 = 4419 \text{ кН.}$$

З урахуванням ефектів другого порядку розрахунковий ексцентриситет збільшується в  $\eta$  разів:

$$\eta = 1 + \beta / (N_B / N - 1).$$

При постійному згинальному моменті  $\beta = \pi^2 / 8 = 3,14^2 / 8 = 1,232;$

$$\eta = 1 + 1,232 / (4419 / 164 - 1) = 1,04.$$

Розрахунковий ексцентриситет  $e_0 = e_{0I} \cdot \eta = 10 \cdot 1,04 = 10,4 \text{ см.}$

Відстань ядрової точки від центру ваги перерізу  $r = h / 6 = 50 / 6 = 8,3 \text{ см;}$

$e_0 > r,$  тому маємо другу форму рівноваги перерізу.

Розрахунок армування виконуємо в наступному порядку:

1) Визначаємо вихідні дані:

$$a = 4 \text{ см; } d = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см; } d' = a = 4 \text{ см;}$$

ексцентриситет відносно розтягнутої арматури

$$e = e_0 + 0,5h - a = 10,4 + 25 - 4 = 31,4 \text{ см.}$$

2) Армування визначаємо за формулами:

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R f_{cd} b d^2}{f_{yd} (d - d')};$$

$$A_s = \frac{f_{yd} A'_s + 0,8 \xi b d f_{cd} - N}{f_{yd}}.$$

$$A'_s = \frac{164 \cdot 31,4 - 0,381 \cdot 1,45 \cdot 38 \cdot 46^2}{36,5(46 - 4)} < 0.$$

Якщо  $A'_s < 0,$  то стиснута арматура не потрібна, а бетону забагато.

В цьому випадку приймаємо  $A'_s = 0,$  а істинне значення  $\alpha_m$  визначаємо за формулою

$$\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd}bd^2} = \frac{164 \cdot 31,4}{1,45 \cdot 38 \cdot 46^2} = 0,044,$$

далі з таблиці додатку 6 визначаємо відповідне  $\xi = 0,075$ ;

$x = \xi d = 0,075 \cdot 46 = 3,45$  см, а розтягнуту арматуру визначаємо за формулою:

$$A_s = \frac{0,8\xi bdf_{cd} - N}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 0,075 \cdot 38 \cdot 46 \cdot 1,45 - 164}{36,5} < 0.$$

3) Мінімальне армування:

$$A_{s \min} = 0,1N/f_{yd} = 0,1 \cdot 164 / 36,5 = 0,44 \text{ см}^2,$$

$$\text{або } A_{s \min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot 38 \cdot 50 = 3,8 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно 6Ø10 А400С (4,75 см<sup>2</sup>).

Конструктивну арматуру в середині розміру  $h$  приймаємо 2Ø10А400С.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно Ø4В500 з кроком 300 мм (рис. 1).

### ***Розрахунок міцності підкранової частини колони***

На величину зусиль в підкрановій частині колони суттєво впливають короточасні навантаження (вітрові і кранові). Для розрахунків міцності беруть до уваги не менше двох комбінацій.

Розглядають, як правило, переріз на рівні консолі і переріз в замуруванні колони у фундаменті. Згинальні моменти в цих перерізах відрізняються як за величиною, так і за знаком.

Розглядаємо приклад з такою комбінацією зусиль:

$$M_{4.4} = 14,95 \text{ кНм}; \quad N = 410 \text{ кН}; \quad V = 8,4 \text{ кН}.$$

Співвідношення моментів для розкріпленого елемента приймаємо  $r_m = 1$ .

Розрахункова довжина підкранової частини колони

$$l_0 = 1,5H_{\text{підкр.}} = 1,5 \cdot 10,125 = 15,18 \text{ м}.$$

відстань між розпірками  $s = 2200$  мм.

Ексцентриситет  $e_{01} = M_{\max} / N = 14,95 / 410 = 0,036 \text{ м} = 3,6 \text{ см}.$

Приведений радіус інерції перерізу

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4\left(1 + \frac{3c^2}{h_c^2 n^2}\right)}},$$

де:  $n$  – кількість отворів в колоні ( $n = 5$ );

$c$  – відстань між осями гілок ( $c = 80$  см);

$h_c$  – висота перерізу гілки ( $h_c = 20$  см);

$$i_{red} = \sqrt{\frac{80^2}{5\left(1 + \frac{3 \cdot 80^2}{20^2 5^2}\right)}} = 20,93.$$

Гнучкість  $\lambda = l_0 / i_{red} = 1518 / 20,93 = 72,52$ .

Відносне зусилля стиску

$$n = N / A_{cfcd} = 410 / 2 \cdot 50 \cdot 20 \cdot 1,45 = 0,141.$$

Гранична гнучкість  $\lambda_{lim} = 20 ABC / \sqrt{n}$ ,

де:  $A = 0,71$ ;  $B = 1,1$ ;  $C = 0,7$ .

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,141} = 26,6 < \lambda = 72,52$$

тому слід врахувати ефект другого порядку.

Момент інерції бетонного перерізу

$$I_c = 50(100^3 - 60^3) / 12 = 3,26 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

Жорсткість перерізу при прийнятому коефіцієнті армування  $\rho = 0,01$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (c/2)^2 = \\ = 0,15 \cdot 2300 \cdot 3,26 \cdot 10^6 + 0,01 \cdot 21000 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 20 (80/2)^2 = 1,79 \cdot 10^9 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = 3,14^2 \cdot 1,79 \cdot 10^9 / 410^2 = 104989 \text{ кН}.$$

Розрахунковий згинальний момент з урахуванням ефекту другого порядку збільшується в  $\eta$  разів:

$$\eta = \left( 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = \left( 1 + \frac{1,232}{\frac{104989}{410} - 1} \right) = 1,004.$$

Розрахунковий згинальний момент

$$M_0 = M_{max} \eta = 14,95 \cdot 1,004 = 15 \text{ кНм}.$$

Поздовжні зусилля в гілках колони:

- у зовнішній гілці  $N_{зов.} = N/2 + M_0/c = 410/2 + 15/0,8 = 223,75 \text{ кН}$ ;

- у внутрішній гілці  $N_{вн.} = N/2 - M_0/c = 410/2 - 15/0,8 = 186,25 \text{ кН}$ .

Згинальні моменти в гілках від дії локального навантаження

$$M = V \cdot s / 4 = 8,4 \cdot 2,2 / 4 = 4,62 \text{ кНм}.$$

В кожній гілці маємо такі комбінації зусиль:

- у зовнішній гілці  $M = 4,62 \text{ кНм}$ ;  $N = 223,75 \text{ кН}$ ;

- у внутрішній гілці  $M = 4,62 \text{ кНм}$ ;  $N = 186,25 \text{ кН}$ .

Армування зовнішньої гілки колони:

$e_0 = 4,62 / 223,75 = 0,02 \text{ м} = 2 \text{ см}$ ;

$r = h/6 = 20/6 = 3,33 \text{ см} > e_0$  – маємо 1 форму рівноваги;

$e = 2 + 20/2 - 4 = 8 \text{ см}$ ;

$$A_s^1 = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d^1)} = \frac{223,75 \cdot 8 - 1,45 \cdot 50 \cdot 20(10 - 4)}{36,5(16 - 4)} = -15,77 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A_s^1 - f_{cd}bh}{f_{yd}} = \frac{223,75 + 36,5 \cdot 15,77 - 1,45 \cdot 50 \cdot 20}{36,5} = -17,72 \text{ см}^2 < 0.$$

Армування внутрішньої гілки:

$e_0 = 4,62 / 186,25 = 0,024 \text{ м} = 2,4 \text{ см} < r = 4,17 \text{ см}$  – маємо 1 форму рівноваги;

$e = 2,4 + 20/2 - 4 = 8,4 \text{ см}$ ;

$$A_s^1 = \frac{186,25 \cdot 8,4 - 1,45 \cdot 50 \cdot 20(10 - 4)}{36,5(16 - 4)} = -16,29 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{186.25 + 36,5 \cdot 16,29 - 1,45 \cdot 50 \cdot 20}{36,5} = -18,29 \text{ см}^2 < 0.$$

Приймаємо конструктивне армування 6Ø16A400C для кожної гілки.  
 Поперечну арматуру приймаємо Ø4B500, крок 200 мм.

### **Розрахунок розпірки колони**

Згинальний момент у розпірці  $M = V \cdot s / 2 = 2.3 \cdot 2,2 / 2 = 2,53 \text{ кНм}$ .

Еюра моментів двозначна, тому розпірку армуємо симетрично подвійною арматурою

$$A_s = A_s^I = M / f_{yd}(d - a) = 1770 / 36,5(36 - 4) = 1.5 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування по 3Ø10A400C (2,36см<sup>2</sup>).

Коефіцієнт армування  $\rho = A_s / bd = 2,36 / 50 \cdot 36 = 0,0013$ .

Поперечна сила в розпірці  $V_{Ed} = 2M / c = 2 \cdot 17.7 / 0.8 = 44,25 \text{ кН}$ .

Несуча здатність бетону на зріз

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho f_{ck}} bd,$$

де:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,75 < 2; C_{Rd,c} = 0,1385;$$

$$f_{ck} = 1,3f_{cd} = 1,3 \cdot 14,5 = 19 \text{ МПа}.$$

$$V_{Rd,c} = 0,1385 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{0,257 \cdot 19 \cdot 500 \cdot 360} = 74015 \text{ Н} = 74,015 \text{ кН} > V_{Ed} = 44,25 \text{ кН}.$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно 3Ø4B500; крок хомутів  $s_w < 0,75d = 27 \text{ см}$ ; приймаємо  $s_w = 25 \text{ см}$ .

## **2. Розрахунок фундаменту під колону**

### **2.1. Загальні положення**

Фундаменти під збірні колони промислових будівель виконують стаканного типу, частіше монолітними з високим стаканом.

Глибина замурування двогілкових колон у стакан фундаменту приймають  $h_l \geq 0,5m + 0,33h_{\text{кол}}$ , а суцільних колон  $h_l \geq h_{\text{кол}}$  при розрахунковому ексцентриситеті  $e_0 \leq 2h_{\text{кол}}$  і  $h_l \geq 1,4h_{\text{кол}}$  при  $e_0 > 2h_{\text{кол}}$ .

Крім того, якщо в колоні є розтягнута арматура діаметром  $d$ , то глибина замурування для суцільної колони повинна бути не менше  $25d$ , а для двогілкової колони –  $30d$ .

Підшову фундаменту виконують прямокутною, розвинутою в площині дії згинального моменту із співвідношенням розмірів близьким до співвідношення розмірів поперечного перерізу колони.

Габарити фундаменту добирають з розмірами, кратними 300 мм.

Верхній обріз фундаменту приймають на позначці – 0,150.

### **2.2. Приклад розрахунку фундаменту**

*Вихідні дані:*

- глибина закладання фундаменту  $h_d = 1,95 \text{ м}$ ;

- розрахунковий тиск на ґрунт  $R = 250 \text{ КПа}$ ;

- бетон класу С16/20; арматура А400С.

Розрахункові зусилля:

$$M = 14.95 \text{ кНм}; \quad N = 410 \text{ кН}; \quad V = 8.4 \text{ кН}.$$

1. Глибина замурування колони в стакані фундаменту

$$h_l = 0,5 + 0,33 \cdot 1,3 = 0,929 \text{ м}.$$

З урахуванням необхідних зазорів приймаємо глибину стакану фундаменту 1000 мм.

$$\text{Висота фундаменту } h = h_d - 0,15 \text{ м} = 1,95 - 0,15 = 1,8 \text{ м}.$$

2. Площа підоснови фундаменту в першому наближенні

$$a \times b = \frac{1,1N}{1,15(R - \rho h_d)} = \frac{1,1 \cdot 410}{1,15(250 - 20 \cdot 1,95)} = 1.85 \text{ м}^2.$$

Приймаємо співвідношення  $a / b = h_k / b_k \leq 2$ .

Розміри підоснови фундаменту приймаємо кратними 300 мм:

$$a \times b = 1.5 \times 2,1 \text{ м}; \quad \text{площа підоснови } A_\phi = 1.5 \times 2,1 = 3.15 \text{ м}^2.$$

3. Перевіряємо тиск на ґрунт під підосвою фундаменту

$$p_{\max, \min} = \rho h_d + \frac{N}{1,15ab} \pm \frac{M_\phi}{1,15W},$$

де:

$$M_\phi = M + Vh = -15 + 8.4 \cdot 1,8 = 0.17 \text{ кНм};$$

$$W = ba^2 / 6 = 1.5 \cdot 2.1^2 / 6 = 1.1 \text{ м}^3.$$

$$p_{\max} = 20 \cdot 1,95 + 410 / 1,15 \cdot 1.85 + 0.17 / 1,15 \cdot 1,1 =$$
$$= 211 \text{ КПа} < 1,2R = 300 \text{ КПа};$$

$$p_{\min} = 20 \cdot 1,95 + 410 / 1,15 \cdot 1.85 - 0.17 / 1,15 \cdot 5,324 = 211 \text{ КПа};$$

$$p_{\text{ср.}} = 211 \text{ КПа} < R = 250 \text{ КПа}.$$

Всі умови обмеження тиску задовольняються, тому прийняті розміри підоснови фундаменту залишаються остаточними.

4. Приймаємо конфігурацію фундаменту за рекомендованими розмірами підколіннику з одним або двома уступами. Висоту нижнього уступу приймають не менше 300 мм (рис. 2).

5. Розрахунок армування в напрямку  $a$

$$p_1 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_1}{a} + p_{\min} = \frac{(212 - 210) \cdot 1.5}{2.1} + 211 = 212 \text{ КПа};$$

$$p_2 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_1}{a} - p_{\min} = \frac{(212 - 210) \cdot 1.5}{2.1} - 211 = -210 \text{ КПа};$$

$$M_{1-1} = bl_1^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 1.5 \times 1,3^2 \frac{2 \cdot 211 + 211}{6} = 267 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = bl_2^2 \frac{2p_{\max} + p_2}{6} = 1.5 \times 1^2 \frac{2 \cdot 211 + 211}{6} = 157 \text{ кНм};$$

$$A_{s \ 1-1} = M_{1-1} / 0,9f_{yd}d_l = 26700 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 157 = 4.64 \text{ см}^2;$$

$$A_{s \ 2-2} = M_{2-2} / 0,9f_{yd}d = 15700 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 35 = 2.73 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кроком 200 мм 11Ø8А400С (5,53 см<sup>2</sup>).

6. Розрахунок армування в напрямку  $b$

$$M_{3-3} = 0,125p_{cp}a(b - b_k)^2 = 0,125 \cdot 211 \cdot 2,1(1,5 - 0,4)^2 = 93,47 \text{ кНм};$$

$$M_{4-4} = 0,125p_{cp}a(b - b_l)^2 = 0,125 \cdot 211 \cdot 2,1(1,5 - 1)^2 = 13,84 \text{ кНм};$$

$$A_{s\ 3-3} = M_{3-3} / 0,9f_{yd}d = 6947 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 173 = 1,22 \text{ см}^2;$$

$$A_{s\ 4-4} = M_{4-4} / 0,9f_{yd}d = 1384 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 33 = 0,24 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно з кроком 200 мм 20Ø6A400C (5,66 см<sup>2</sup>).

7. Розрахунок міцності нижнього уступу на продавлювання

Контрольний переріз розташований на відстані  $2d = 700$  мм від грані підколінника.

Продавлюючу силу визначаємо з однієї сторони, що найбільш навантажена. Ця сила діє поза межами контрольного перерізу і дорівнює (в запас міцності)

$$V_{Ed} = p_{max}b(a - c)/2 = 211 \cdot 1,5 \cdot (2,1 - 1,4) / 2 = 111 \text{ кН}.$$

Напруження зрізу в контрольному перерізі

$$v_{\sigma} = V_{Ed} / bd = 111 / 150 \cdot 35 = 0,0211 \text{ кН/см}^2 = 0,211 \text{ МПа}.$$

Напруження опору зрізу

$$v_{Rd,c\ \sigma} = C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100\rho f_{ck}},$$

де:

$$C_{Rd,c} = 0,1385;$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76 < 2;$$

$$\rho = A_s / bd = 5,66 / 150 \cdot 35 = 0,00107;$$

$$f_{ck} = 1,3f_{cd} = 1,3 \cdot 11,5 = 15 \text{ МПа};$$

$$v_{Rd,c\ \sigma} = 0,1385 \cdot 1,76 \sqrt[3]{100 \cdot 0,00107 \cdot 15} = 0,308 \text{ МПа} > v_{\sigma} = 0,211 \text{ МПа}.$$

Міцність на продавлювання достатня.

*Примітка.* В нашому випадку контрольні перерізи існують тільки на розмірі  $a$ , а на розмірі  $b$  виходять за межі фундаменту.

У випадку існування контрольного перерізу по периметру підшви (з усіх чотирьох боків) алгоритм розрахунку ускладнюється. В цьому випадку розрахунок виконують в такій послідовності:

- визначають вагу підколіннику  $G_l$  і сумарну силу стиску, що прикладена до нижнього уступу

$$V = N + G_l;$$

- визначають направлену вгору середню силу реакції ґрунту в межах контрольного периметру

$$\Delta V = p_{cp}c_a c_b,$$

де:  $c_a$  і  $c_b$  – сторони периметру контрольного перерізу в двох відповідних напрямках ( $a$  і  $b$ );

- визначають середнє зусилля продавлювання  $V_{Ed} = V - \Delta V$ ;

- визначають напруження в контрольному перерізі з урахуванням дії згинального моменту

$$v_{\sigma} = \beta V_{Ed} / u d ,$$

де:  $u$  – периметр контрольного перерізу;

$$\beta = 1 + k \frac{M}{N} \frac{u}{w} ;$$

коефіцієнт  $k$  визначають залежно від співвідношення  $h_{кол.} / b_{кол.}$  за таблицею

$h_{к} / b_{к}$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,6	0,7	0,8

$w$  визначають за емпіричною формулою для прямокутного перерізу колони:

$$w = h_{к}^2 / 2 + h_{к} b_{к} + 4 b_{к} d + 16 d^2 + 2 \pi d h_{к} ;$$

- визначені напруження порівнюють з несучою здатністю контрольного перерізу на зріз  $v_{Rd,c} \sigma$ , де приймають приведений коефіцієнт армування

$$\rho = \sqrt{\rho_a \rho_b} .$$

### 8. Розрахунок поздовжньої арматури стакану

Армування визначають в перерізі 5-5, що ослаблений стаканом (рис. 2). Цей переріз приводиться до двотаврового (рис. 3).

Зусилля в розрахунковому перерізі

$$M_{5-5} = M + V h_1 = - 14.95 + 8.4 \cdot 1 = - 6.55 \text{ кНм};$$

$$N_{5-5} = N + \gamma_f V_{стак.} \rho = 410 + 1,1 \cdot 1,9 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 20 = 456 \text{ кН};$$

$$e_0 = M_{5-5} / N_{5-5} = 6.55 / 456 = 0,014 \text{ м} = 1,4 \text{ см.}$$

ексцентриситет відносно розтягнутої арматури

$$e = e_0 + 0,5h - a = 1,4 + 190/2 - 5 = 91.4 \text{ см.}$$

$f_{cd} b f_h = 1,15 \cdot 100 \cdot 20 = 2300 \text{ кН} > N_{5-5} = 456 \text{ кН}$ , тому нейтральна вісь розташована в межах полиці.

При симетричному армуванні висота стиснутої зони

$$x = N_{5-5} / f_{cd} b = 456 / 1,15 \cdot 100 = 3.96 \text{ см};$$

$$A_s = A_s^I = \frac{N_{5-5} e - 0,8 f_{cd} b x (d - 0,4x)}{f_{yd} (d - d_1)} =$$

$$= \frac{456 \cdot 91,4 - 0,8 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 3.96 (185 - 0,4 \cdot 3.96)}{36,5 (185 - 5)} < 0.$$

Мінімальна кількість арматури

$$A_s = A_s^I = 0,0005 b_f h = 0,0005 \cdot 100 \cdot 190 = 9,5 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кожного боку по 5Ø16A400C (10,05 см<sup>2</sup>).

### 9. Розрахунок поперечної арматури стакану

Верхню сітку підколіннику приймаємо нижче верхнього обрізу фундаменту на 50 мм, решту сіток розташовуємо з кроком 200 мм.

Переріз арматури в кожному рівні сіток

$$A_{sw} = \frac{M + V h_1}{f_{ywd} \sum z_{sw}} ,$$

де:  $z_{sw}$  – сума віддалень від нижнього торця колони до кожної з арматурних сіток.

$$A_{sw} = \frac{655}{28,5(10 + 30 + 50 + 70 + 90)} = 0,091 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в кожній сітці по 4Ø6A400С (1,13 см<sup>2</sup>).

Армування фундаменту наведене на рис. 4.

### 3. Розрахунок безрозкісної ферми покриття

#### 3.1. Загальні положення

Безрозкісні залізобетонні ферми покриттів – багатократно статично невизначені конструкції, тому розрахунок їх досить складний і, як правило, виконується за допомогою програмних комплексів.

Однак, при симетричному вузловому навантаженні використовують інженерну методику статичного розрахунку – метод моментних нульових точок. Умовно ці точки розміщують в середині стрижнів, що формують панель ферми. Методика такого розрахунку наводиться нижче.

Після визначення зусиль в елементах ферми виконують конструктивний розрахунок стрижнів верхнього та нижнього поясів і стояків. Стояки і верхній пояс розраховують на позацентровий тиск, а нижній пояс – на позацентровий розтяг. Нижній пояс виконують попередньо напруженим.

#### 3.2. Приклад розрахунку

Розглядаємо безрозкісну ферму прольотом 18 м. Геометрія і розрахункова схема з нульовими точками показані на рис. 5.

##### 1. Статичний розрахунок ферми

*Вихідні дані:*

Вага плит покриття з утеплювачем і покрівлею 4,6 кН/м<sup>2</sup>.

Снігове навантаження 0,8 кН/м<sup>2</sup>.

Матеріали: бетон класу С20/25 ( $f_{cd} = 14,5$  МПа), арматура нижнього поясу А800 ( $f_{pd} = 635$  МПа), арматура верхнього поясу і стояків А400С.

*Вузлові навантаження*

Нехтуючи різницею у величині горизонтальної проекції крайніх і середніх панелей, вузлові навантаження приймаємо однаковими у вузлах 2...6:

Розтягуючі зусилля у нижньому поясі

$$N = 194 \text{ кН}$$

Стискаючі зусилля у верхньому поясі

$$N = -206 \text{ кН}$$

Розрахунок армування нижнього поясу ферми

Розрахунок армування виконуємо для двох панелей (1` - 2` і 3` - 4`), де зусилля  $M$  і  $N$  найбільш характерні.

Панель 1` - 2`

$$M = 14,6 \text{ кНм}; N = 194 \text{ кН}; e_0 = 14,6 / 194 = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см};$$

$$e = e_0 + 0,5h - a_p = 7,5 + 11 - 5 = 13,5 \text{ см}.$$

В першому наближенні приймаємо відсутність стиснутої зони бетону ( $x = 0$ ).

При симетричному армуванні

$$A_{sp} = A_{sp}^I = \frac{Ne^I}{f_{pd}(d - a_p)} = \frac{194 \cdot 13,5}{63,5(17 - 5)} = 3,43 \text{ см}^2.$$

Перевіряємо наявність і висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{A_{sp}(f_{pd} - \sigma_s^I) - N}{0,8f_{cd}b} = \frac{3,43(63,5 - 40) - 194}{0,8 \cdot 1,7 \cdot 24} < 0.$$

Стиснута зона відсутня.

Панель 3` - 4`

$$M = 62,7 \text{ кНм}; N = 206 \text{ кН}; e_0 = 62,7 / 206 = 0,3 \text{ м} = 30 \text{ см};$$

$$e = 30 + 11 - 5 = 36 \text{ см}.$$

$$A_{sp} = A_{sp}^I = \frac{206 \cdot 36}{63,5(17 - 5)} = 9,73 \text{ см}^2.$$

Остаточно приймаємо симетричне армування 8Ø14A800 (2x12,31 см<sup>2</sup>).

*Примітки.*

1. Конструктивне армування розглянутих елементів в цих методичних вказівках не наводиться. Приклади повного армування конструкцій подані у спеціальній довідковій літературі.

2. У цих вказівках розрахунок за другою групою граничних станів не наводиться.

## Список джерел

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України, - К.,2009.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Мінрегіонбуд України, - К., 2011.
3. В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991.
4. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование /под ред. А.Я.Барашикова/. – К.: Вища шк., 1987.
5. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.,1998.