

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 2,
практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни

**«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ»**

Розділ 2

**Конструктивний розрахунок двогілкової колони, фундаменту і
безрозкісної ферми покриття одноповерхової промислової будівлі**

*(для студентів 4–5 курсів денної і заочної форм навчання напряму
підготовки 6.060101 «Будівництво»,
а також слухачів другої вищої освіти
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних конструкцій». Розділ 2. Конструктивний розрахунок двогілкової колони, фундаменту і безрозкісної ферми покриття одноповерхової промислової будівлі (для студентів 4–5 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво», а також слухачів другої вищої освіти спеціальності «Промислове і цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад.: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева. – Харків : ХНУМГ, 2015. – 25 с.

Укладачі: доцент Є. Г. Стоянов, доцент Н. О. Псурцева

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій
к.т.н. О. М. Шаповалов.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 6 від 26 грудня 2014 р.

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.

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 (О.М.Шаповалов, Н.О.Псурцева – Харків, ХНУМГ, 2012 р.)

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:

$$\begin{aligned} M_{max}, N_{відн.}, \\ M_{min}, N_{відн.}, \\ N_{max}, M_{відн.} \end{aligned}$$

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 позacentровий 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 $b \cdot h = 50 \times 60$ см, підкранова має прямокутний переріз для кожної гілки $b \cdot h = 50 \times 25$ см. Повна висота перерізу двогілкової частини колони 130 см.

Вихідні дані:

Бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14.5$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа, $E_{cd} = 23000$ МПа, $\varphi_{ef} = 2.0$);

поздовжня арматура класу А400С ($f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа).

Розрахунок міцності надкранової частини

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

$$M_{l-l} = 140 \text{ кНм}; \quad N = 1000 \text{ кН};$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони

$$l_0 = 2H_{\text{надкр.}} = 2 \cdot 5,14 = 10,28 \text{ м.}$$

$$\text{ексцентриситет } e_{0l} = M_{\text{max}} / N = 140/1000 = 0,14 \text{ м} = 14 \text{ см.}$$

$$\text{Радіус інерції перерізу } i = 0,289 h = 0,289 \cdot 60 = 17,34 \text{ см.}$$

$$\text{Гнучкість } \lambda_i = l_0/i = 1028 / 17,34 = 59,28.$$

Відносне поздовжнє зусилля

$$n = N / A_c f_{cd} = 1000 / 60 \cdot 50 \cdot 1,45 = 0,23.$$

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

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

$$B = 1,1;$$

$$C = 1,7 - r_m, \text{ де для розкріплених елементів } r_m = 1; \quad C = 0,7;$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,23} = 22,8 < \lambda_i = 59,28,$$

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:

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

$$EI = 0,15 \cdot 2300 \cdot 50 \cdot 60^3 / 12 + 0,01 \cdot 21000 \cdot 50 \cdot 60 (30 - 4)^2 = 7,36 \cdot 10^8 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = \pi^2 EI / l_0^2 = 3,14^2 \cdot 7,36 \cdot 10^8 / 1028^2 = 6867 \text{ кН.}$$

З урахуванням ефектів другого порядку розрахунковий ексцентриситет збільшується в η разів:

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

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

$$\eta = 1 + 1,232 / (6867/1000 - 1) = 1,2.$$

$$\text{Розрахунковий ексцентриситет } e_0 = e_{0l} \cdot \eta = 14 \cdot 1,2 = 16,8 \text{ см.}$$

$$\text{Відстань ядрової точки від центру ваги перерізу } r = h/6 = 60/6 = 10 \text{ см};$$

$$e_0 > r, \text{ тому маємо другу форму рівноваги перерізу.}$$

Розрахунок армування виконуємо в наступному порядку:

1) Визначаємо вихідні дані:

$$a = 4 \text{ см}; \quad d = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}; \quad d' = a = 4 \text{ см};$$

ексцентриситет відносно розтягнутої арматури

$$e = e_0 + 0,5h - a = 16,8 + 30 - 4 = 42,8 \text{ см.}$$

2) Армування визначаємо за формулами:

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

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

$$A'_s = \frac{1000 \cdot 42,8 - 0,381 \cdot 1,45 \cdot 50 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} < 0.$$

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

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

$$\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd}bd^2} = \frac{1000 \cdot 42,8}{1,45 \cdot 50 \cdot 56^2} = 0,019,$$

далі з таблиці додатку 6 визначаємо відповідне $\xi = 0,036$;

$x = \xi d = 0,036 \cdot 56 = 2,02$ см, а розтягнуту арматуру визначаємо за формулою:

$$A_s = \frac{0,8\xi bdf_{cd} - N}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 0,036 \cdot 50 \cdot 56 \cdot 1,45 - 1000}{36,5} < 0.$$

3) Мінімальне армування:

$$A_{s \min} = 0,1N/f_{yd} = 0,1 \cdot 1000 / 36,5 = 2,74 \text{ см}^2,$$

$$\text{або } A_{s \min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot 50 \cdot 60 = 6 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно 6Ø16 A400C (12,06 см²).

Конструктивну арматуру в середині розміру h приймаємо 2Ø16A400C.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно Ø4B500 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 консоли 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:

$$M_{4.4} = -350 \text{ кНм}; \quad N = 1800 \text{ кН}; \quad V = 31 \text{ кН}.$$

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

Розрахункова довжина підкранової частини колони

$$l_0 = 1,5H_{\text{підкр.}} = 1,5 \cdot 9,6 = 14,4 \text{ м}.$$

відстань між розпірками $s = 2200$ мм.

Ексцентриситет $e_{01} = M_{\max} / N = 350 / 1800 = 0,194 \text{ м} = 19,4 \text{ см}.$

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 ($n = 4$);

c – відстань між осями гілок ($c = 105$ см);

h_c – висота перерізу гілки ($h_c = 25$ см);

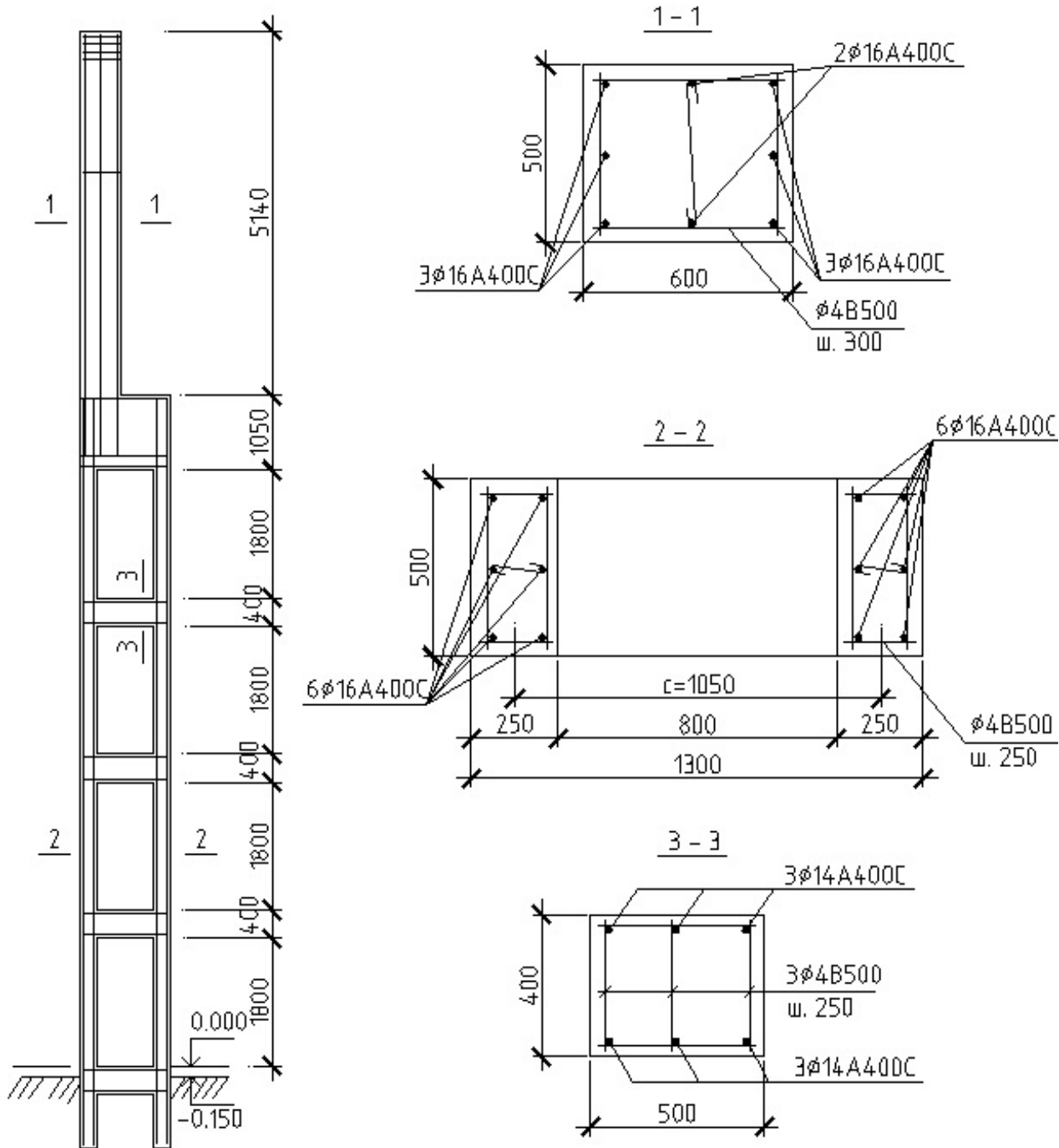


Рисунок 1

$$i_{red} = \sqrt{\frac{105^2}{4 \left(1 + \frac{3 \cdot 105^2}{25^2 \cdot 4^2} \right)}} = 25,3.$$

Гнучкість $\lambda = l_0 / i_{red} = 1440 / 25,3 = 56,9$.

Відносне зусилля стиску

$$n = N / A \cdot f_{cd} = 1800 / 2 \cdot 50 \cdot 25 \cdot 1,45 = 0,497.$$

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

де: $A = 0,71$; $B = 1,1$; $C = 0,7$.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,497} = 15,5 < \lambda = 56,9,$$

тому слід врахувати ефект другого порядку.

Момент інерції бетонного перерізу

$$I_c = 50(130^3 - 80^3) / 12 = 7,02 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

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

$$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (c/2)^2 = \\ = 0,15 \cdot 2300 \cdot 7,02 \cdot 10^6 + 0,01 \cdot 21000 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 25 (105/2)^2 = 3,87 \cdot 10^9 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = 3,14^2 \cdot 3,87 \cdot 10^9 / 1440^2 = 18401 \text{ кН}.$$

Розрахунковий згинальний момент з урахуванням ефекту другого порядку збільшується в η разів:

$$\eta = \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right) = \left(1 + \frac{1,232}{\frac{18401}{1800} - 1} \right) = 1,13.$$

Розрахунковий згинальний момент

$$M_0 = M_{max} \eta = 350 \cdot 1,13 = 397 \text{ кНм}.$$

Поздовжні зусилля в гілках колони:

- у зовнішній гілці $N_{зов.} = N/2 + M_0/c = 1800/2 + 397/1,05 = 1278 \text{ кН}$;

- у внутрішній гілці $N_{вн.} = N/2 - M_0/c = 1800/2 - 397/1,05 = 522 \text{ кН}$.

Згинальні моменти в гілках від дії локального навантаження

$$M = V \cdot s / 4 = 31 \cdot 2,2 / 4 = 17,05 \text{ кНм}.$$

В кожній гілці маємо такі комбінації зусиль:

- у зовнішній гілці $M = 17,05 \text{ кНм}$; $N = 1278 \text{ кН}$;

- у внутрішній гілці $M = 17,05 \text{ кНм}$; $N = 522 \text{ кН}$.

Армування зовнішньої гілки колони:

$$e_0 = 17,05 / 1278 = 0,013 \text{ м} = 1,3 \text{ см};$$

$r = h/6 = 25/6 = 4,17 \text{ см} > e_0$ – маємо 1 форму рівноваги;

$$e = 1,3 + 25/2 - 4 = 9,8 \text{ см};$$

$$A_s^1 = \frac{Ne - f_{cd} b h (0,5h - a)}{f_{yd} (d - d^1)} = \frac{1278 \cdot 9,8 - 1,45 \cdot 50 \cdot 25 (12,5 - 4)}{36,5 (21 - 4)} = -4,7 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd} A_s^1 - f_{cd} b h}{f_{yd}} = \frac{1278 + 36,5 \cdot 4,7 - 1,45 \cdot 50 \cdot 25}{36,5} < 0.$$

Армування внутрішньої гілки:

$e_0 = 17,05 / 522 = 0,033 \text{ м} = 3,3 \text{ см} < r = 4,17 \text{ см}$ – маємо 1 форму рівноваги;

$$e = 3,3 + 25/2 - 4 = 11,8 \text{ см};$$

$$A_s^1 = \frac{522 \cdot 11,8 - 1,45 \cdot 50 \cdot 25 (12,5 - 4)}{36,5 (21 - 4)} = -14,9 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{522 + 36,5 \cdot 14,9 - 1,45 \cdot 50 \cdot 25}{36,5} < 0.$$

Приймаємо конструктивне армування 6Ø16A400C для кожної гілки.
Поперечну арматуру приймаємо Ø4B500, крок 250 мм.

Розрахунок розпірки колони

Згинальний момент у розпірці $M = V \cdot s / 2 = 31 \cdot 2,2 / 2 = 34,1$ кНм.

Еюра моментів двозначна, тому розпірку армуємо симетрично подвійною арматурою

$$A_s = A_s^I = M / f_{yd}(d - a) = 3410 / 36,5(36 - 4) = 2,92 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування по 3Ø14A400C (4,62 см²).

Коефіцієнт армування $\rho = A_s / bd = 4,62 / 50 \cdot 36 = 0,00257$.

Поперечна сила в розпірці $V_{Ed} = 2M / c = 2 \cdot 34,1 / 1,05 = 64,9$ кН.

Несуча здатність бетону на зріз

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

де:

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

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

$$V_{Rd,c} = 0,1385 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{0,257 \cdot 19 \cdot 500 \cdot 360} = 74015 \text{ Н} = 74,015 \text{ кН} > V_{Ed} = 64,9 \text{ кН.}$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно 3Ø4B500; крок хомутів $s_w < 0,75d = 27$ см; приймаємо $s_w = 25$ 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 – $30d$.

Підощву 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 $h_d = 1,95$ м;
- розрахунковий тиск на ґрунт $R = 250$ КПа;
- бетон класу C16/20; арматура A400C.

Розрахункові зусилля:

$$M = -350 \text{ кНм}; \quad N = 1800 \text{ кН}; \quad V = 31 \text{ кН}.$$

1. Глибина замурування колони в стакані фундаменту

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

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 підшви фундаменту в першому наближенні

$$a \times b = \frac{1,1N}{1,15(R - \rho h_d)} = \frac{1,1 \cdot 1800}{1,15(250 - 20 \cdot 1,95)} = 8,16 \text{ м}^2.$$

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

Розміри підшви фундаменту приймаємо кратними 300 мм:

$$a \times b = 3,9 \times 2,1 \text{ м}; \quad \text{площа підшви } A_\phi = 3,9 \times 2,1 = 8,19 \text{ м}^2.$$

3. Перевіряємо тиск на ґрунт під підшвою фундаменту

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

де:

$$M_\phi = M + Vh = -350 + 31 \cdot 1,8 = -294,2 \text{ кНм};$$

$$W = ba^2 / 6 = 2,1 \cdot 3,9^2 / 6 = 5,324 \text{ м}^3.$$

$$p_{\max} = 20 \cdot 1,95 + 1800 / 1,15 \cdot 8,19 + 294,2 / 1,15 \cdot 5,324 =$$
$$= 278 \text{ КПа} < 1,2R = 300 \text{ КПа};$$

$$p_{\min} = 20 \cdot 1,95 + 1800 / 1,15 \cdot 8,19 - 294,2 / 1,15 \cdot 5,324 = 182 \text{ КПа};$$

$$p_{\text{ср.}} = (278 + 182) / 2 = 230 \text{ КПа} < R = 250 \text{ КПа}.$$

Всі умови обмеження тиску задовольняються, тому прийняті розміри підшви 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

$$p_1 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_1}{a} + p_{\min} = \frac{(278 - 182)2,6}{3,9} + 182 = 246 \text{ КПа};$$

$$p_2 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_2}{a} + p_{\min} = \frac{(278 - 182)2,9}{3,9} + 182 = 253 \text{ КПа};$$

$$M_{1-1} = bl_1^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 2,1 \times 1,3^2 \frac{2 \cdot 278 + 246}{6} = 474,4 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = bl_2^2 \frac{2p_{\max} + p_2}{6} = 2,1 \times 1^2 \frac{2 \cdot 278 + 253}{6} = 283,15 \text{ кНм};$$

$$A_{s \ 1-1} = M_{1-1} / 0,9f_{yd}d_1 = 47440 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 175 = 8,25 \text{ см}^2;$$

$$A_{s \ 2-2} = M_{2-2} / 0,9f_{yd}d = 28315 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 35 = 24,63 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кроком 200 мм 11Ø18A400C (28,0 см²).

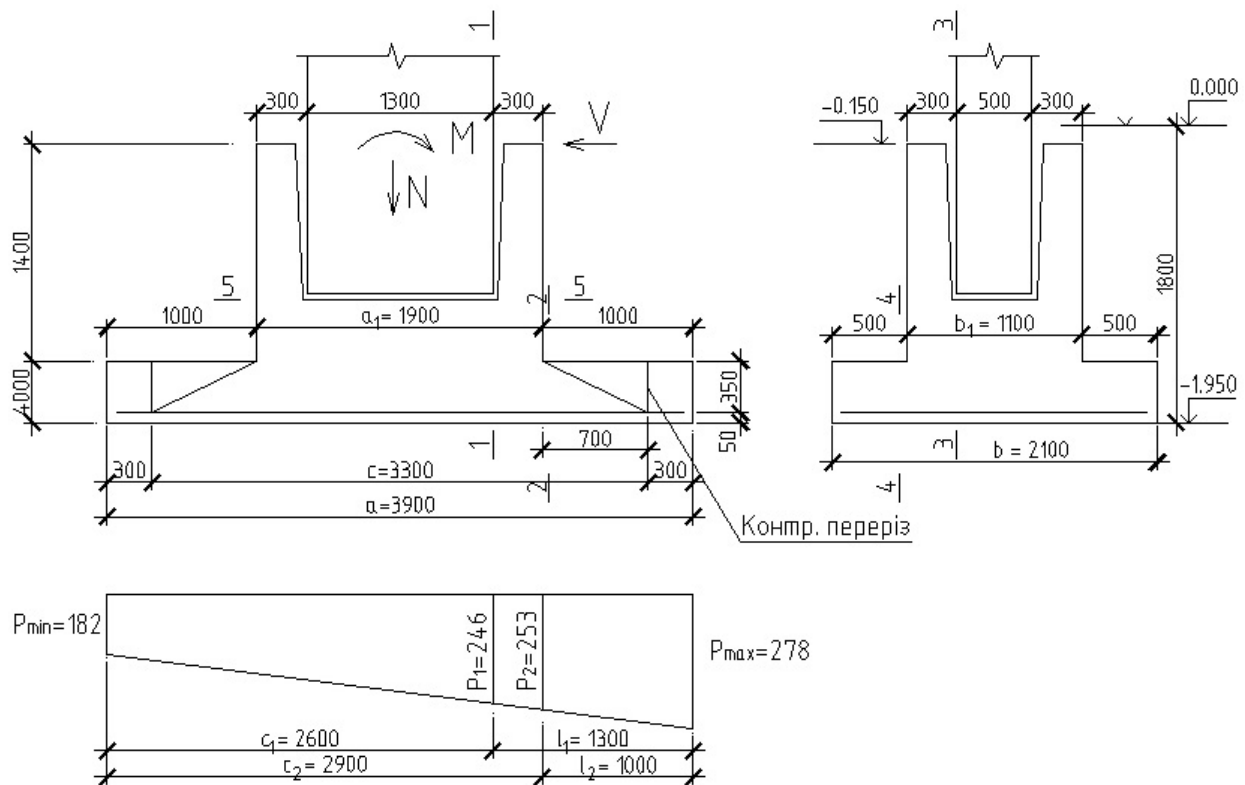


Рисунок 2

6. Розрахунок армування в напрямку b

$$M_{3-3} = 0,125 p_{cp} a (b - b_k)^2 = 0,125 \cdot 230 \cdot 3,9 (2,1 - 0,5)^2 = 287 \text{ кНм};$$

$$M_{4-4} = 0,125 p_{cp} a (b - b_l)^2 = 0,125 \cdot 230 \cdot 3,9 (2,1 - 1,1)^2 = 112,1 \text{ кНм};$$

$$A_{s\ 3-3} = M_{3-3} / 0,9 f_{yd} d_1 = 28700 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 173 = 5,05 \text{ см}^2;$$

$$A_{s\ 4-4} = M_{4-4} / 0,9 f_{yd} d = 11210 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 33 = 10,34 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно з кроком 200 мм 20Ø10A400C (15,7 см²).

7. Розрахунок міцності нижнього уступу на продавлення

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)

$$V_{Ed} = p_{max} b (a - c) / 2 = 278 \cdot 2,1 \cdot (3,9 - 3,3) / 2 = 175,14 \text{ кН}.$$

Напруження зрізу в контрольному перерізі

$$v_{\sigma} = V_{Ed} / bd = 175,14 / 210 \cdot 35 = 0,0238 \text{ кН/см}^2 = 0,238 \text{ МПа}.$$

Напруження опору зрізу

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

де:

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

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

$$\rho = A_s / bd = 28 / 210 \cdot 35 = 0,0038;$$

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

$$v_{Rd,c\sigma} = 0,1385 \cdot 1,76 \sqrt[3]{100 \cdot 0,0038 \cdot 15} = 0,435 \text{ МПа} > v_{\sigma} = 0,238 \text{ МПа}.$$

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 підосви (з усіх чотирьох боків) алгоритм розрахунку ускладнюється. В цьому випадку розрахунок виконують в такій послідовності:

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

$$V = N + G_I;$$

- 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 $h_{\text{кол.}} / b_{\text{кол.}}$ за таблицею

h_k / b_k	$\leq 0,5$	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:

$$w = h_k^2 / 2 + h_k b_k + 4 b_k d + 16 d^2 + 2 \pi d h_k ;$$

- 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).

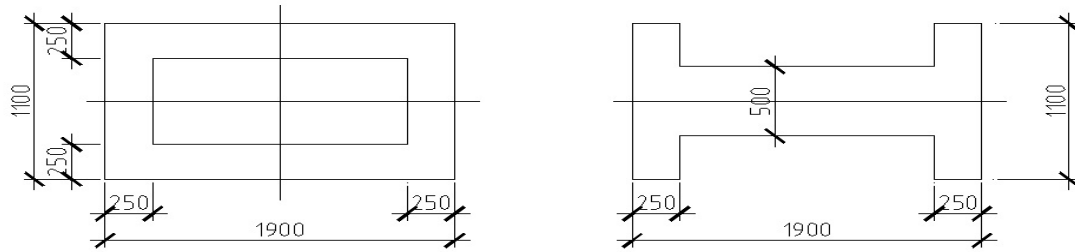


Рисунок 3

Зусилля в розрахунковому перерізі

$$M_{5-5} = M + Vh_l = -350 + 31 \cdot 1 = -319 \text{ кНм};$$

$$N_{5-5} = N + \gamma_f V_{\text{стак.}\rho} = 1800 + 1,1 \cdot 1,9 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 25 = 1857 \text{ кН};$$

$$e_0 = M_{5-5} / N_{5-5} = 319 / 1857 = 0,172 \text{ м} = 17,2 \text{ см.}$$

ексцентриситет відносно розтягнутої арматури

$$e = e_0 + 0,5h - a = 17,2 + 190/2 - 5 = 107,2 \text{ см.}$$

$f_{cd} b h_f = 1,15 \cdot 110 \cdot 25 = 3162,5 \text{ кН} > N_{5-5} = 1857 \text{ кН}$, тому нейтральна вісь розташована в межах полиці.

При симетричному армуванні висота стиснутої зони

$$x = N_{5-5} / f_{cd} b = 1857 / 1,15 \cdot 110 = 14,7 \text{ см};$$

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

$$= \frac{1857 \cdot 107,2 - 0,8 \cdot 1,15 \cdot 110 \cdot 14,7 (185 - 0,4 \cdot 14,7)}{36,5 (185 - 5)} < 0.$$

Мінімальна кількість арматури

$$A_s = A_s^I = 0,0005 b h_f = 0,0005 \cdot 110 \cdot 190 = 10,45 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кожного боку по 5Ø18A400C (12,72 см²).

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

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

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

$$A_{sw} = \frac{31900}{28,5(10 + 30 + 50 + 70 + 90)} = 4,48 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в кожній сітці по 4Ø12A400C (4,52 см²).

Армування фундаменту наведено на рис. 4.

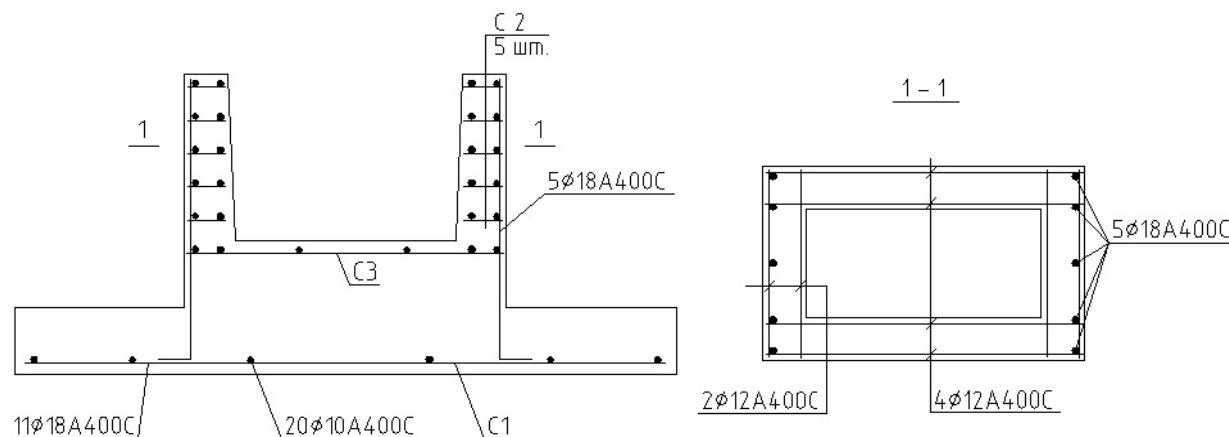


Рисунок 4

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:

Власна вага ферми $G = 80$ кН.

Вага плит покриття з утеплювачем і покрівлею $3,5$ кН/м².

Снігове навантаження $1,4$ кН/м².

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:

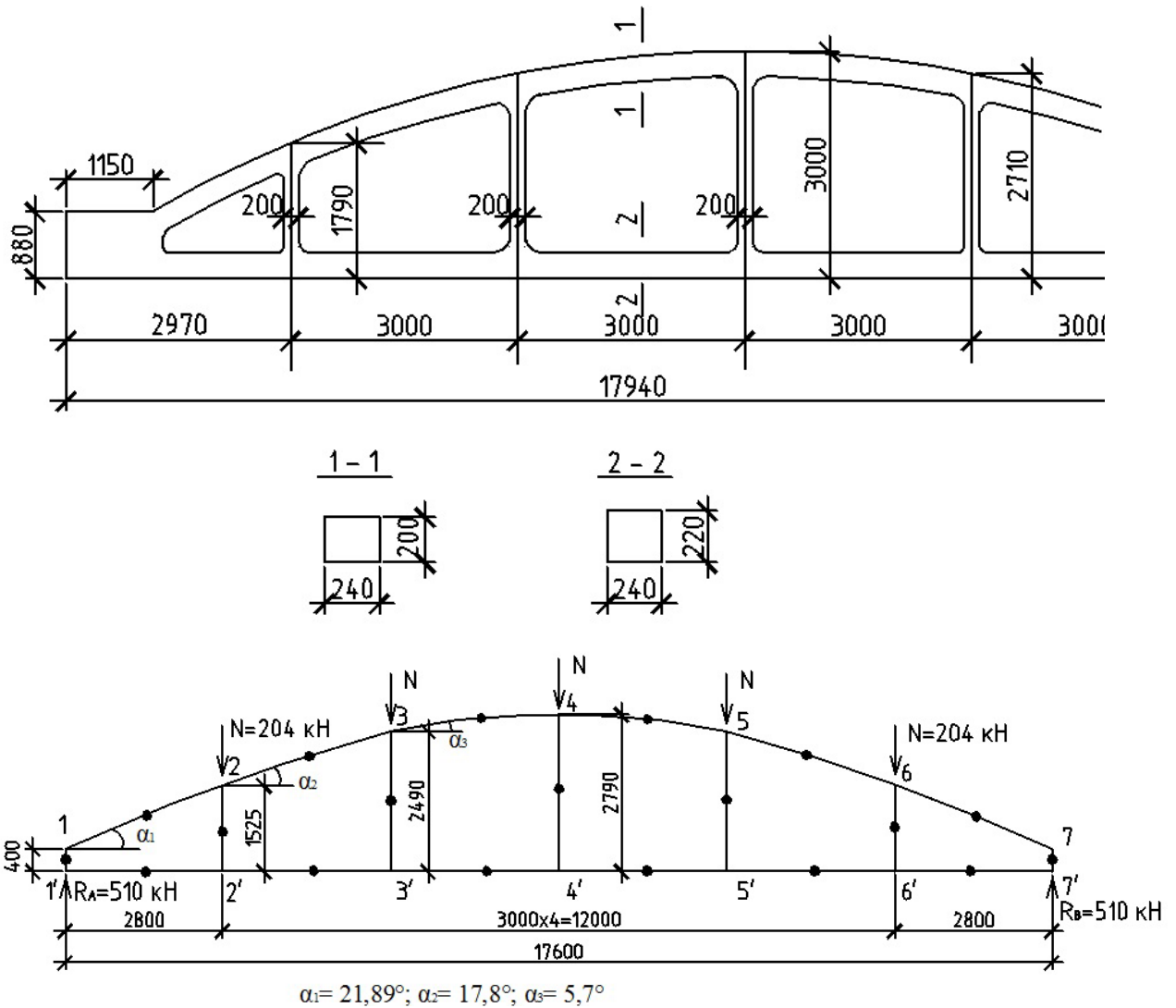


Рисунок 5

$$N_2 = N_3 = \dots N_6 = \gamma_{f1} G / 6 + (\gamma_{f2} g_{\text{нокр.сер}} + \gamma_{f3} v_{\text{сн.сер}}) \cdot 3 \cdot 12 = 1,1 \cdot 80 / 6 + (1,15 \cdot 3,5 + 1 \cdot 1,4) \cdot 3 \cdot 12 = 204 \text{ кН.}$$

Навантаження у вузлах 1 і 7 передається на колони безпосередньо.

Опорні реакції

$$R_A = R_B = 5N / 2 = 5 \cdot 204 / 2 = 510 \text{ кН.}$$

Умовно ферму розчленовуємо на дві частини (верхню і нижню) в місцях умовних шарнірів у стояках (рис.6), а взаємний силовий вплив замінюємо поздовжніми зусиллями N_i і поперечними зусиллями V_i .

Визначаємо зусилля N_i і V_i в кожній нульовій точці, починаючи з лівої опори:

$$M_C = 0; \quad R_A \cdot 1,4 - N_1 \cdot 1,4 - V_1 \cdot 0,2 = 0,$$

$$M_D = 0; \quad N_1 \cdot 1,4 - V_1 \cdot 0,7625 = 0.$$

При сумісному вирішенні двох рівнянь отримуємо

$$N_1 = 404 \text{ кН}; \quad V_1 = 742 \text{ кН.}$$

$$M_E = 0; \quad 4,3(R_A - N_1) - 0,2V_1 - 1,5N_2 - 0,7625V_2 = 0, \text{ або}$$

$$1,5N_2 + 0,7625V_2 = 307,4;$$

$$M_F = 0: \quad 4,3N_2 - (2,0075 - 0,2)V_1 - 204 \cdot 1,5 + 1,5N_2 -$$

$$\quad - (2,0075 - 0,7625)V_2 = 0, \quad \text{або}$$

$$\quad - 1,5N_2 + 1,245V_2 = 90,035.$$

При сумісному вирішенні двох рівнянь отримуємо
 $N_2 = 104 \text{ кН}; \quad V_2 = 198 \text{ кН}.$

$$M_K = 0: \quad 7,3(R_A - N_1) - 0,2V_1 - 4,5N_2 - 0,7625V_2 - 1,5N_3 - 1,245V_3 = 0, \quad \text{або}$$

$$\quad 1,5N_3 + 1,245V_3 = 6,4;$$

$$M_L = 0: \quad 7,3N_1 - (2,64 - 0,2)V_1 - 204 \cdot 4,5 + 4,5N_2 - 1,8775V_2 - 204 \cdot 1,5 +$$

$$\quad + 1,5N_3 - 1,395V_3 = 0, \quad \text{або}$$

$$\quad - 1,5N_3 + 1,395V_3 = 10,975.$$

Сумісне вирішення двох рівнянь дає

$$N_3 = -1,2 \text{ кН}; \quad V_3 = 6,58 \text{ кН}.$$

У центральному стояку $V_4 = 0$, тому достатньо використати одне рівняння

$$M_M = 0: \quad 10,3(R_A - N_1) - 0,2V_1 - 7,5N_2 - 0,7625V_2 - 4,5N_3 - 1,245V_3 - 1,5N_4 = 0,$$

звідки $N_4 = 6,42 \text{ кН}.$

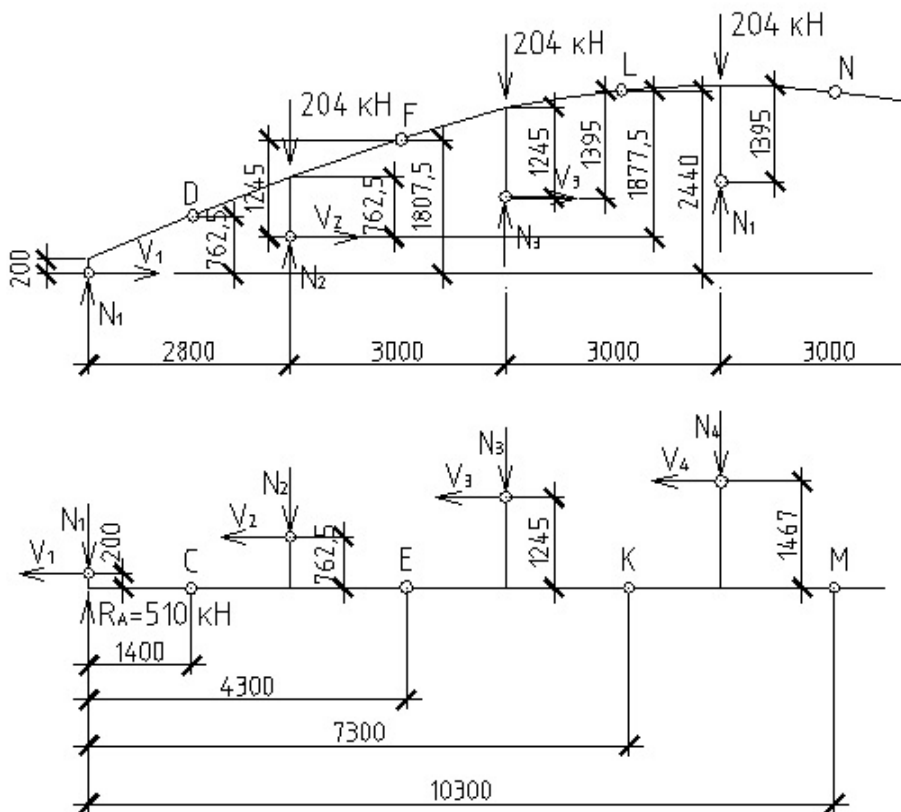


Рисунок 6

Визначаємо згинальні моменти і перерізаючі сили:

- у стояках

$$M_{1-1'} = 0,2V_1 = 0,2 \cdot 742 = 148,4 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2'} = 0,7625V_2 = 0,7625 \cdot 198 = 151 \text{ кНм};$$

$$M_{3-3'} = 1,245V_3 = 1,245 \cdot 6,58 = 8,2 \text{ кНм};$$

- у поясах

$$M_{1-2} = M_{1'-2'} = M_{2'-1'} = M_{2-1} = M_{1-1'} = 148,4 \text{ кНм};$$

$$M_{2-3} = M_{3-2} = M_{2'-3'} = M_{3'-2'} = M_{2-2'} - M_{2-1} = 151 - 148,4 = 2,6 \text{ кНм};$$

$$M_{3-4} = M_{4-3} = M_{3'-4'} = M_{4'-3'} = M_{3-3'} - M_{3-2} = 8,2 - 2,6 = 5,6 \text{ кНм};$$

$$V_{1np.} = V_{2лив.} = M_{1-2} / 1,5 = 148,4 / 1,5 = 98,9 \text{ кН};$$

$$V_{2np.} = V_{3лив.} = M_{1-3} / 1,5 = 2,6 / 1,5 = 1,7 \text{ кН};$$

$$V_{3np.-} = V_{4лив.} = M_{1-4} / 1,5 = 5,6 / 1,5 = 3,7 \text{ кН};$$

$$V_{1'np.} = V_{2'лив.} = M_{1'-2'} / 1,4 = 148,4 / 1,4 = 106 \text{ кН};$$

$$V_{2'np.} = V_{3'лив.} = M_{2'-3'} / 1,5 = 2,6 / 1,5 = 1,7 \text{ кН};$$

$$V_{3'np.} = V_{4'лив.} = M_{3'-4'} / 1,5 = 5,6 / 1,5 = 3,7 \text{ кН}.$$

Розтягуючі зусилля у нижньому поясі

$$N_{1'-2'} = V_1 = 742 \text{ кН};$$

$$N_{2'-3'} = V_1 + V_2 = 742 + 198 = 940 \text{ кН};$$

$$N_{3'-4'} = V_1 + V_2 + V_3 = 940 + 6,58 = 947 \text{ кН}.$$

Стискаючі зусилля у верхньому поясі

$$N_{1-2} = N_1 \sin \alpha_1 + V_1 \cos \alpha_1 = 404 \cdot 0,373 + 742 \cdot 0,928 = 839 \text{ кН};$$

$$N_{2-3} = N_{1-2} \cos(\alpha_1 - \alpha_2) + N_2 \sin \alpha_2 + V_2 \cos \alpha_2 - N_3 \sin \alpha_2 = \\ = 839 \cdot 0,997 + 104 \cdot 0,306 + 198 \cdot 0,962 - 204 \cdot 0,099 = 995 \text{ кН};$$

$$N_{3-4} = N_{2-3} \cos(\alpha_2 - \alpha_3) + N_3 \sin \alpha_3 + V_3 \cos \alpha_3 - N_4 \sin \alpha_3 = \\ = 994,6 \cdot 0,978 - 1,2 \cdot 0,099 + 6,58 \cdot 0,996 - 204 \cdot 0,099 = 959 \text{ кН}.$$

Епюри згинальних моментів, перерізаючих і поздовжніх сил зображені на рис.7.

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'

$$V = 148,4 \text{ кНм}; \quad N = 742 \text{ кН}; \quad e_0 = 148,4 / 742 = 0,2 \text{ м} = 20 \text{ см};$$

$$e = e_0 + 0,5h - a_p = 20 + 11 - 5 = 26 \text{ см}.$$

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

При симетричному армуванні

$$A_{sp} = A_{sp}^I = \frac{Ne^1}{f_{pd}(d - a_p)} = \frac{742 \cdot 26}{63,5(17 - 5)} = 25,3 \text{ см}^2.$$

Перевіряємо наявність і висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{A_{sp}(f_{pd} - \sigma_s^1) - N}{0,8f_{cd}b} = \frac{25,3(63,5 - 40) - 742}{0,8 \cdot 1,7 \cdot 24} < 0.$$

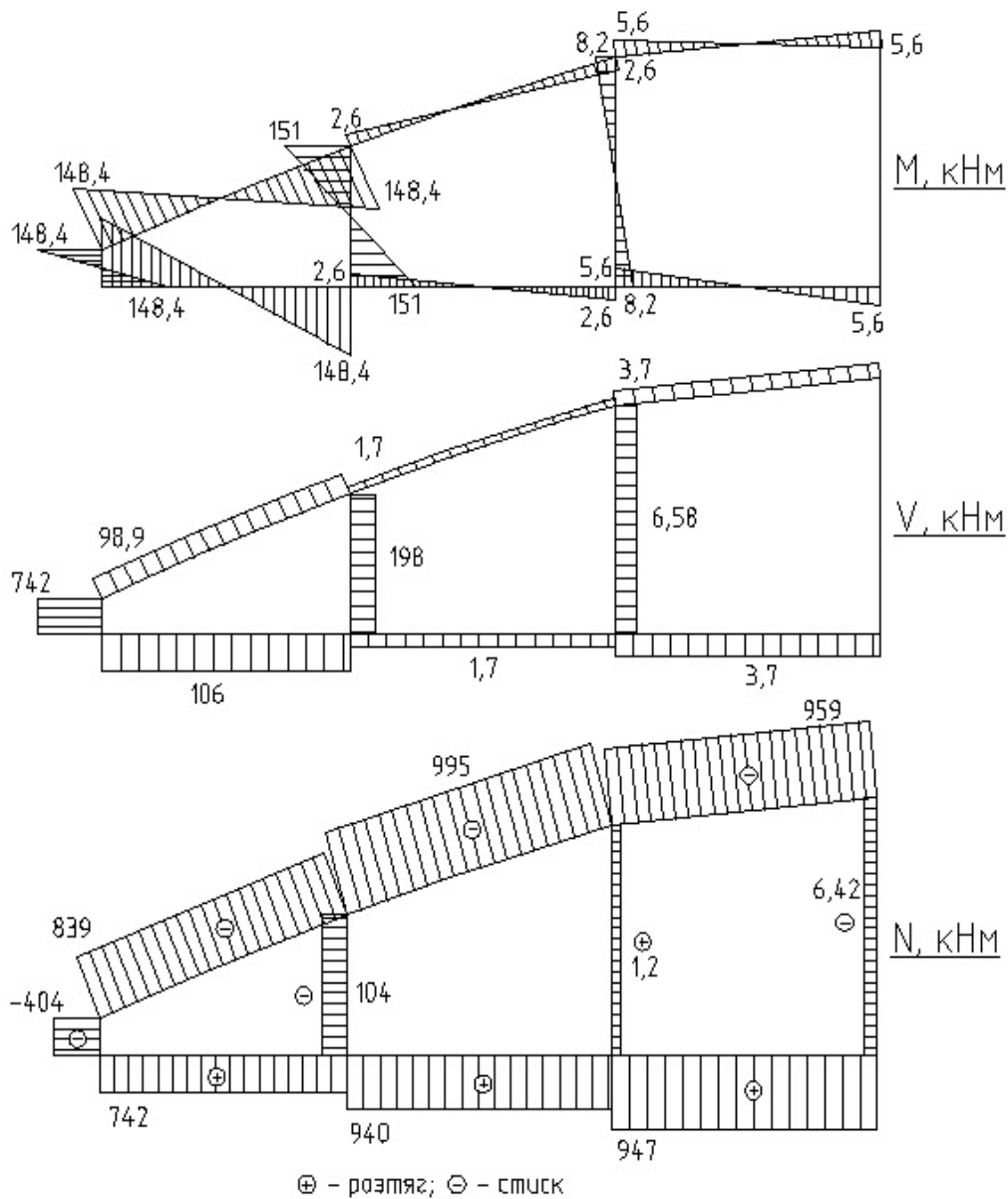


Рисунок 7

Стиснута зона відсутня.

Панель 3` - 4`

$M = 5,6$ кНм; $N = 946,6$ кН; $e_0 = 5,6 / 946,6 = 0,0059$ м = 0,6 см;
 $e = 0,6 + 11 - 5 = 6,6$ см.

$$A_{sp} = A_{sp}^I = \frac{946,6 \cdot 6,6}{63,5(17 - 5)} = 8,2 \text{ см}^2.$$

Остаточно приймаємо симетричне армування $8\text{Ø}32\text{A}800$ ($2 \times 32,17 \text{ см}^2$).
 Схема армування ферми зображена на рис. 8.

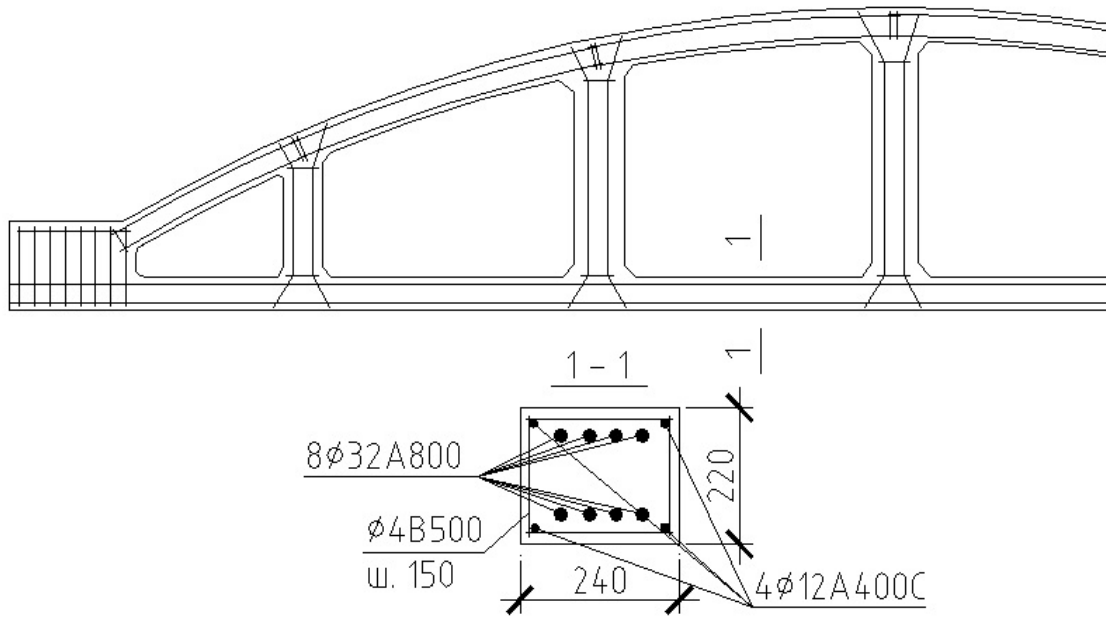


Рисунок 8

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.

Розрахункова довжина l_0 колон одноповерхових промислових будівель з мостовими кранами

Характеристика будівель і колон			при розрахунку		
			у площині рами	з площини рами	
				при наявності в'язів	при відсутності в'язів
при врахуванні навантаження	підкран. частина колон при підкр. балках	розрізних	$1.5H_1$	$0.8H_1$	$1.2H_1$
		нерозрізних	$1.2H_1$	$0.8H_1$	$0.8H_1$
	надкр. частина колон при підкр. балках	розрізних	$2H_2$	$1.5H_2$	$2H_2$
		нерозрізних	$2H_2$	$1.5H_2$	$1.5H_2$
без врахування навантаження від кранів	підкр. частина колон будівель	однопролітн.	$1.5H$	$0.8H_1$	$1.2H_1$
		багатопрот.	$1.2H$	$0.8H_1$	$1.2H_1$
	надкр. частина колон при підкр. балках	розрізних	$2.5H_2$	$1.5H_2$	$2H_2$
		нерозрізних	$2H_2$	$1.5H_2$	$1.5H_2$

**Опори бетону при осьовому стиску й розтягу;
модуль пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Характеристичне значення міцності, $f_{ck, cube}$, МПа	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за I групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_{cm} \cdot 10^3$, МПа	Примітка
		при стиску f_{cd}	при розтягу f_{ctd}		
C8/10	10	6,0	0,53	18,0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
C12/15	15	8,5	0,73	23,0	
C16/20	20	11,5	0,87	27,0	
C20/25	25	14,5	1,0	30,0	
C25/30	30	17,0	1,2	32,5	
C30/35	35	19,5	1,33	34,5	
C32/40	40	22,0	1,4	36,0	
C35/45	45	25,0	1,47	37,5	
C40/50	50	27,5	1,67	39,0	
C45/55	55	30,0	1,8	39,5	
C50/60	60	33,0	2,0	40	

Розрахункові опори ненапруженої арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$, МПа
	при розтягу		при стиску, f_{yd}'	
	в поздовжньому напрямку, f_{yd}	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів, f_{vwd}		
A240C	225	170	225	21
A400C	365	285	365	21
A500C				
Ø8...22	435	300	435	21
Ø25...40	415	300	415	
B500	415	300	375	19

Значення опору попередньо напруженої арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Характеристичне значення опору арматури розтягу, f_{pk} , МПа	Характеристичне значення умовної межі текучості 0,1%, $f_{p0,1k}$, МПа	Коефіцієнт надійності, γ_s	Розрахунковий опір розтягу, f_{pd} , МПа	Модуль пружності, $E_p \cdot 10^4$, МПа
A600, A600C, A600K	630	575	1,2	480	19
A800, A800K, A800CK	840	765	1,2	635	19
A1000	1050	955	1,2	795	19
Bp1200	1260	1145	1,25	915	19
Bp1300	1365	1240	1,25	990	19
Bp1400	1470	1335	1,25	1065	19
Bp1500	1575	1430	1,25	1145	19
K1400(K-7)	1470	1335	1,2	1110	18
K1500(K-7)	1575	1430	1,2	1190	18
K1500(K-19)	1575	1430	1,2	1190	18

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B500	Bp1200 - Bp1500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	-	-	-

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

Значення граничного коефіцієнта α_R

Клас арматури	Клас важкого бетону		
	C12/15	C16/20	C20/25
A240C	0.423	0.420	0.418
A400C	0.387	0.385	0.381
A500C	0.370	0.367	0.363
B500	0.361	0.358	0.354

Сортамент канатів

Види канатів	Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ²	Теоретична вага 1 п.м., кг
К1400 (К7)	Ø6	0,227	0,173
	Ø9	0,51	0,402
	Ø12	0,906	0,714
	Ø15	1,416	1,116
К1500 (К19)	Ø14	1,287	1,02

Навчальне видання

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 2,
практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для студентів 4–5 курсів денної і заочної форм навчання
напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво»,
а також слухачів другої вищої освіти
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **СТОЯНОВ** Євген Геннадійович
ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*
За авторською редакцією
Комп'ютерне верстання: *Н. О. Псурцева*

План 2015, поз. 5М

Підп. до друку 24 .02.2015	Формат 60×84/16
Друк на різнографі.	Ум. друк. арк. 1
Тираж 50 пр.	Зам. №

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.