

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет
Кафедра: Промислове, цивільне та міське будівництво
Спеціальність: Будівництво та цивільна інженерія – 192
Освітньо-професійна програма: Промислове і цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

“ _____ ” _____ 20 _____ р.

ЗАВДАННЯ НА ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТА

Хильченко Олександр Владиславович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах"
затверджена наказом по університету від " _____ " _____ 20 _____ р. № _____
2. Термін здачі студентом закінченої роботи _____
3. Вихідні дані до роботи _____
Місце будівництва – м. Кривий Ріг.
Будівля 3-х прольотна, прольоти по 18 м. Довжина будівлі 96 м. Висота – 13,2 м.
Конструктивна схема будівлі – каркасного типу. Залізобетонні колони і підкранові балки, залізобетонні плити покриття по металевим фермам.
Стінове огородження – навісні сендвіч-панелі.
Фундаменти – монолітні залізобетонні.
Покрівля – рулонна.
4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їх належить розробити): Архітектурно-будівельний розділ (об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі, опис генплану, теплотехнічний розрахунок).
Розрахунково-конструктивний розділ (розрахунок металевої ферми і залізобетонної плити). Основи і фундаменти. Технологія і організація будівництва (порівняння варіантів, технологічна карта на монтаж колон, технологічна карта на монтаж стінового огородження, технологічна карта на монтаж конструкцій покриття, сітьовий графік, будгенплан). Економіка будівництва. Охорона праці і безпека життєдіяльності. Екологія будівництва. Науковий розділ.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): Архітектурно-будівельний розділ (генплан, фасади, плани, розрізи, вузли) – 3 листи. Розрахунково-конструктивний розділ (проектування металевої ферми і залізобетонної плити) – 2 листи. Технологія і організація будівництва (порівняння варіантів, технологічна карта на монтаж колон, технологічна карта на монтаж стінового огороження, технологічна карта на монтаж конструкцій покриття, сітвовий графік, будгенплан) – 6 листів. Науковий розділ - 1 лист.

6. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділів магістерської роботи	Термін виконання розділів роботи	Примітка
1.	Науковий розділ	04.03.25-31.05.25	
2.	Архітектурно-будівельний	02.09.25-22.09.25	
3.	Розрахунково-конструктивний	23.09.25-13.10.25	
4.	Основи та фундаменти	14.10.25-20.10.25	
5.	Технологія та організація	21.10.25-16.11.25	
6.	Економіка будівництва	17.11.25-23.12.25	
7.	Охорона праці та безпека життєдіяльності	24.11.25-30.11.25	
8.	Екологія будівництва	01.12.25-07.12.25	

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

1.1 Вихідні дані для проектування

Тема магістерської роботи: «Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах» розглядається на прикладі зведення промислової будівлі.

Будівля розташована в місті Кривий Ріг. Рельєф майданчика спокійний з нахилом у північному напрямку. Снігове нормативне навантаження 0,5 кПа. Глибина промерзання 0,9м. Середньорічна швидкість вітру в районі м. Кривий Ріг складає 5,0 м/с. Найбільше значення швидкості вітру спостерігається в зимові і весняні місяці (до 5,6-5,8 м/с), найменші - в літні, початок осені (4,1-4,4 м/с). Протягом року в середньому в місті випадає біля 406 мм опадів. Максимальна середня температура повітря в теплий період складає +26,5⁰ С, а мінімальна середня температура -23⁰ С. Вологостійкий режим в середині приміщення нормальний. Зона вологості району будівництва - суха. Ґрунтові води знаходяться на глибині 13,5 м.

1.2. Опис генерального плану

Існуючий рел'єф майданчика характеризується незначним схилом у північному напрямку. Майданчик будівництва прямокутний площею 37,5 га.

На майданчику знаходяться будівлі та споруди: корпус зневаження шламів, компресорна станція, їдальня на 300 місць, цех ліній та підстанцій, побутові приміщення, радіальні згущувачі, радіальні відстійники та повнозбірний мусорний кіоск.

ТЕП генплану:

- площа майданчику – 3,27 га
- площа забудови – 17645 м²
- коефіцієнт використання території – 0,03
- площа озеленення – 16000 м²
- площа асфальтування – 1750 м²

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля одноповерхова, каркасного типу, має прямокутну форму в плані. будівля трьох прольотна, прольоти по 18м. Довжина будівлі 90 м, Висота - 13,2 м.

Техніко-економічні показники будівлі

Найменування показників	Од. вим.	К-ть
Будівельний об'єм	м ³	68520
Загальна площа	м ²	5200
Корисна площа	м ²	5150
Площа забудови	м ²	5450

1.4 Конструктивне рішення будівлі і її елементів

Будівля каркасного типу. Каркас будівлі складається зі збірних залізобетонних: фундаментів, колон, металевих ферм, підкранових балок, плит покриття та в'язів.

Фундаменти прийняті ступінчасті, монолітні, стовбчастого типу.

Колони прямокутної форми. Марка колони крайнього ряду: КП-1-7. Серія 1.424.1-9, видання 0, друга частина. Марка колони середнього ряду: КП-1-9. Серія 1.424.1-9, видання 0, друга частина. Колони фахверкові металеві КФ-12. Прольоти будівлі перекриваються фермами з паралельними поясами довжиною 18 м. Ферми металеві довжиною 18 м. Плити покриття збірні залізобетонні ребристі 3х6 м. Марка плити 1ПГ6-4А. Підкранові балки прольотом 6 м марки БКНВ 6-3с.

Водопровід організований внутрішній. Поли в будівлі асфальтні.

1.5 Теплотехнічний розрахунок стінової огорожі

Зовнішня стіна прийнята з сендвіч-панелей товщиною 300 мм.

Вихідні дані:

- теплопровідність матеріала стінової панелі- $\lambda = 0,4 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{С}^0)$;
- розрахунковий коефіцієнт теплосвоєння- $S = 0,3 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{С}^0)$;
- температура внутрішнього повітря- $t_e = 18^0 \text{ С}$;
- відносна вологість внутрішнього повітря- $\varphi_e = 55\%$;
- вологістний режим в середині будівлі нормальний;
- зона вологості району будівництва суха;
- умови експлуатації огорожуючої конструкції- А;
- нормативний температурний перепад- $\Delta t_n = 6^0 \text{ С}$;
- коефіцієнт який враховує розташування конструкцій- $n = 1$;
- коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкції- $\lambda_e = 8,7$;
- зовнішньої поверхні- $\lambda_n = 23$;
- прийняте значення теплової інерції - $D = 5$;
- розрахункова температура зовнішнього повітря- $24,5^0 \text{ С}$.

Визначаємо опір теплопередачі:

$$R = \frac{\delta}{\lambda} = \frac{0,3}{0,4} = 0,75 \text{ м}^2 \cdot \text{С} / \text{Вт} ;$$

Визначаємо теплову енергію огорожі:

$$P = R \cdot S = 0,75 \cdot 0,3 = 0,225;$$

Температура найбільш холодної п'ятиднівки -23^0 С , температура найбільш холодної доби -16^0 С :

$$t_n = \frac{-26 - 23}{2} = -24,5^0 \text{ С} ;$$

Визначаємо потрібний опір теплопередачі:

$$R_0 = \frac{1}{26} + R_k + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{26} + 0,75 + \frac{1}{0,4} = 3,36; R_k = R;$$

Визначаємо значення мінімального підвищуючого коефіцієнта $\varepsilon_{\text{эф}}$ до R_0^{Tp} : $\varepsilon_{\text{эф}} = 1,8$.

Визначаємо значення $R_{0,\text{эф}}^{Tp}$ з урахуванням підвищуючого коефіцієнта:

$$R_{0,\text{эф}}^{Tp} = R_0^{Tp} \cdot \varepsilon_{\text{эф}}$$
$$R_{0,\text{эф}}^{Tp} = 0,78 \cdot 1,8 = 1,404 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}.$$

Умова $R_0 > R_{0,\text{эф}}^{Tp}$; $3,36 > 1,404$. - виконується.

1.6 Теплотехнічний розрахунок покриття

Визначення товщини утеплювача багат шарової огорожуючої конструкції .

Вихідні дані:

1. Район будівництва- м. Кривий Ріг.

2. Матеріали шарів та їх щільність:

- залізобетонна ребриста плита $\gamma = 2400 \text{ кг} / \text{м}^3$;

- рулонна пароізоляція $\gamma = 125 \text{ кг} / \text{м}^3$;

- плитний утеплювач $\gamma = 600 \text{ кг} / \text{м}^3$;

- вирівнююча цементна стяжка $\gamma = 1800 \text{ кг} / \text{м}^3$;

- 4-х шаровий рубуроїдний килим $\gamma = 600 \text{ кг} / \text{м}^3$;

- гравій утоплений у бітум $\gamma = 1400 \text{ кг} / \text{м}^3$;

3. Товщини шарів, теплопровідність λ ; коефіцієнт теплосвоєння S :

- залізобетонна ребриста плита: $0,025 \text{ м}$, $\lambda = 1,51 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$; $S = 16,17 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$;

- рулонна пароізоляція: $\delta = 0,5 \text{ см}$; $\lambda = 0,056 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$; $S = 0,73 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$;

- плитний утеплювач: $\lambda = 0,17 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$; $S = 3,53 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$;

- вирівнююча цементна стяжка: $\delta = 0,02 \text{ см}$; $\lambda = 0,58 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$; $S = 9,6 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$;

- 4-х шаровий рубуроїдний килим: $\delta = 1,6 \text{ см}$; $\lambda = 0,17 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$; $S = 3,53 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}$;

- - гравій утолнений у бітум: $\delta = 1\text{см}; \lambda = 0,27 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}; S = 6,8 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}};$

4. Розрахункові параметри внутрішнього повітря: $t_g = 16^\circ\text{С}; \varphi_g = 55\%$.
5. Вологістний режим всередині приміщення нормальний.
6. Зона вологості району будівництва- 3 (суха).
7. Умови експлуатації огорожуючої конструкції- А.
8. Нормативний температурний перепад- $\Delta t^H = 4$.
9. Коефіцієнт, що враховує розташування конструкції- $n = 1$.
10. Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні- $\alpha_g = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}$.
11. Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні- $\alpha_n = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}$.
12. Розрахункова температура зовнішнього повітря – $24,5^\circ\text{С}$.

Опір тепловіддачі:

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,025}{1,51} = 0,0175 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}};$$

$$R_4 = \frac{0,02}{1,58} = 0,034 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}};$$

$$R_5 = \frac{0,016}{0,17} = 0,094 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}};$$

$$R_6 = \frac{0,01}{0,27} = 0,037 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}}.$$

Необхідний опір тепловіддачі:

$$R_{0.эф}^{Tp} = R_0^{Tp} \cdot r_{эф} = 1,22 \cdot 1,6 = 1,952 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}}.$$

Значення мінімального підвищуючого коефіцієнта- $r_{эф} = 1,6$. Значення

$$R_{0.эф}^{Tp} = 1,952 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}}.$$

Потрібна товщина утеплювача:

$$\delta_{ym} = \left(R_{0.эф}^{Tp} - \frac{1}{\alpha_g} - R_{кc} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_{ym}.$$

$$R_{кc} = 0,0176 + 0,089 + 0,034 + 0,084 + 0,037 = 0,271 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}}.$$

$$\delta_{ym} = \left(1,952 - \frac{1}{8,7} - 0,271 - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,17 = 0,259\text{м}.$$

Приймаємо товщину утеплювача $\delta_{ут} = 0,259 м.$

$$R_3 = \frac{0,26}{0,17} = 1,528 \frac{м^2 \cdot ^\circ C}{Вт}.$$

Значення теплової інерції:

$$D = R_1 \cdot S_1 + R_2 \cdot S_2 + R_3 \cdot S_3 + R_4 \cdot S_4 + R_5 \cdot S_5 + R_6 \cdot S_6 = \\ = 0,0176 \cdot 16,17 + 0,089 \cdot 0,73 + 0,26 \cdot 3,53 + 0,034 \cdot 2,6 + 0,094 \cdot 3,53 + 0,037 \cdot 6,8 = 6,65.$$

Потрібно порівняти отримані значення D з значеннями $D_{\max} = 7$ та $D_{\min} = 4$, визначаємо що умова виконується: $D_{\max} > D > D_{\min}; 7 > 6,65 > 4.$

1.7 Розрахунок природнього освітлення

Будівля має три прольоти по 18 м.

Довжина будівлі 90 м, висота приміщення від пола до низу крокв'яної конструкції 9,6 м.

Пройоми вікон приймаються заповненими подвійними сталевими перепльотами глухими, ліхтарі- однорамні, заскління з матового скла (у ліхтарях армоване).

Місто будівництва Кривий Ріг.

Прольоти будівлі довжиною 18 м освітлюються за допомогою світлоаераційних ліхтарів та боковими пройомами.

$$e_n = e_n^{III} \cdot m \cdot e = 4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 2,52;$$

Площа світлових пройомів при верхньому освітленні:

$$100 \cdot \frac{S_\phi}{S_{II}} = \frac{e_n \cdot K_3 \cdot \eta_\phi}{\tau_0 \cdot r_2 \cdot K_\phi};$$

$$\text{де: } S_\phi = 2 \cdot 12 \cdot 36 = 864 м^2; \frac{l_n}{l_1} = \frac{90}{18} = 5; S_{II} = 18 \cdot 90 = 1620 м^2$$

$$\frac{H_\phi}{l_1} = \frac{9,6}{18} = 0,55 \quad \eta_\phi = 4; K_\phi = 1,2.$$

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5;$$

де: τ_1 - коефіцієнт світлопроникнення = 0,8;

τ_2 - Коефіцієнт враховуючий втрати світла у перепльотах світлопройому = 0,8;

τ_3 - Коефіцієнт враховуючий втрати світла в несучих конструкціях = 0,8:

τ_5 - коефіцієнт враховуючий втрати світла в захисній сітці, яка влаштована під фонарем = 0,9.

$$\tau_0 = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 0,46.$$

Середньозважений коефіцієнт відраження стелі, підлоги та стін:

$$\rho_{cp} = \frac{0,5 \cdot \rho_1 + \rho_2 \cdot S_2 + \rho_3 \cdot S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = \frac{0,5 \cdot 0,7 + 10200 + 0,5 \cdot 7608 + 0,3 \cdot 8540}{10200 + 7608 + 8540} = 0,38.$$

$$r_2 = 1,05; K_3 = 1,5.$$

$$S_{\phi}^n = \frac{S_n \cdot l_n \cdot K_3 \cdot \eta_{\phi}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_2 \cdot K_{\phi}} = \frac{1620 \cdot 4 \cdot 1,5 \cdot 2,52}{100 \cdot 0,46 \cdot 1,05 \cdot 1,2} = 700 \text{ м}^2$$

Освітлення задовільняє наступні вимоги: $S_{\phi} > S_{\phi}^n; 864 \text{ м}^2 > 700 \text{ м}^2$.

2.1. Розрахунок та конструювання кроквяних ферм

2.1.1. Розрахунок кроквяної ферми з поясами з широкополочних таврів
Матеріал стержнів – приймаю марку сталі С245, оскільки ферми слід віднести до 2-ї групи конструкцій, при товщині 2...20 мм, $R_y = 240$ МПа.

Матеріал фасонки – приймаю марку сталі С255, оскільки фасонку ферми слід віднести до 1-ї групи конструкцій, при товщині 4...20 мм, $R_y = 240$ МПа.

Пояси ферми з таврів з паралельними поясами, решітка ферми з кутників.

Визначення навантажень, що впливають на ферму.

а) Постійне навантаження:

$$q = q_{нок} = 1,79 \frac{\kappa H}{m^2}.$$

Вузлове навантаження від ваги конструкцій покриття:

$$F_{q,1} = F_{q,2} = F_{q,3} = F_{q,4} = F_{q,5} = F_{q,6} = F_{q,7} = q \cdot b_{\phi} \cdot d = 1,79 \cdot 12 \cdot 3 = 64,44 \kappa H$$

d – ширина площі навантаження, яка припадає на вузол (відстань між вузлами).

Сили $F_{q,0}, F_{q,8}$, які прикладені до колони, при розрахунку ферми не враховуються.

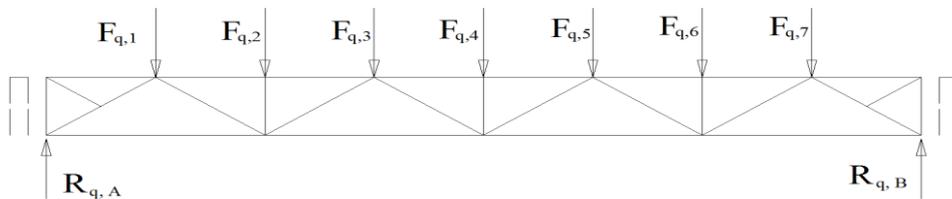


Рис.1. Схема навантаження ферми вагою покриття.

Опорні реакції ферми:

$$R_{q,A} = R_{q,B} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{2} = \frac{7 \cdot F_q}{2} = 3,5 \cdot 64,44 = 225,54 \kappa H$$

б) Снігове навантаження.:

$$q_s = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot S_0 \cdot \mu = 1,1 \cdot 1,04 \cdot 1,11 \cdot 3 = 1,995 \frac{\kappa H}{m^2}$$

Вузлове навантаження від ваги снігу:

$$F_{s,1} = F_{s,2} = F_{s,3} = F_{s,4} = F_{s,5} = F_{s,6} = F_{s,7} = q_s \cdot b_{\phi} \cdot d = 1,995 \cdot 12 \cdot 3 = 71,82 \kappa H$$

Опорні реакції ферми:

$$R_{s,A} = R_{s,B} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{2} = \frac{7 \cdot F_q}{2} = 3,5 \cdot 71,82 = 251,37 \kappa H$$

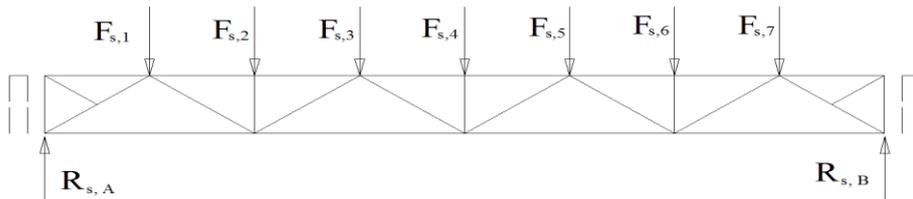


Рис.2. Схема навантаження ферми вагою снігу.

в) Навантаження від рамних моментів:

1-а комбінація:

Перша комбінація.

$$M_{1max} = -1097,02 \text{ кНм (сполучення 1, 2, 3^*, 4^*, 5^*)};$$

$$M_{2відп} = -402,76 \text{ кНм (сполучення 1, 2, 3, 4, 5)};$$

2-а комбінація.

Друга комбінація.

$$M_1 = -1097,02 - (-326,88) = -770,14 \text{ кНм}$$

$$M_{2відп} = -402,76 - (-326,88) = -75,88 \text{ кНм}$$

г) Навантаження від розпору рами:

1-а комбінація:

$$H_1 = -28,1 + 0,9 \cdot (-25,9 - 53,7 - 30 - 4,1 + 4,1) = -126,74 \text{ кН}$$

$$H_2 = -28,1 + 0,9 \cdot (-25,9 - 53,7 - 30 - 4,1 + 4,1) = -126,74 \text{ кН}$$

2-а комбінація:

$$H_1^* = -28,1 + 0,9 \cdot (-53,7 - 30 - 4,1 + 4,1) = -103,43 \text{ кН}$$

$$H_2^* = -28,1 + 0,9 \cdot (-53,7 - 30 - 4,1 + 4,1) = -103,43 \text{ кН}$$

2.1.2. Визначення розрахункових зусиль в стержнях ферми

Для побудови діаграми одиничний момент замінюється парою сил з плечем, яке дорівнює розрахунковій висоті ферми на опорі:

$$H = \frac{M}{h_{розр}} = \frac{M}{h - z_0} = \frac{1}{2,25 - 0,1} \approx 0,46$$

$2,25 - 0,1 = 2,15 \text{ м}$ – відстань між центрами тяжіння поясів.

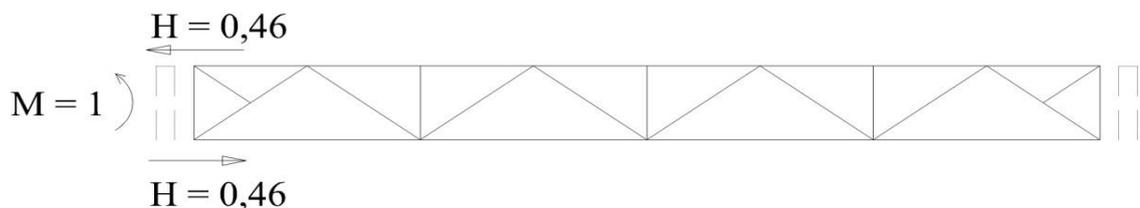


Рис.3. Схема дії на ферму одиничного моменту.

Розрахункова схема для визначення зусиль від одиничного моменту прикладеного до лівої опори:

Зусилля в стержнях ферми визначаю окремо для кожного типу навантаження на ЕОМ за допомогою програми FERMA. Розрахунки зводимо до таблиці 3. Розбиваємо ферму на вузли, стержні, опорні стержні та визначимо їх координати.

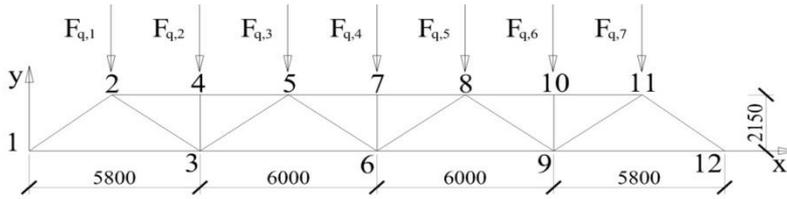


Рис.4. Розрахункова схема для визначення зусиль в стержнях ферми від дії постійного навантаження.

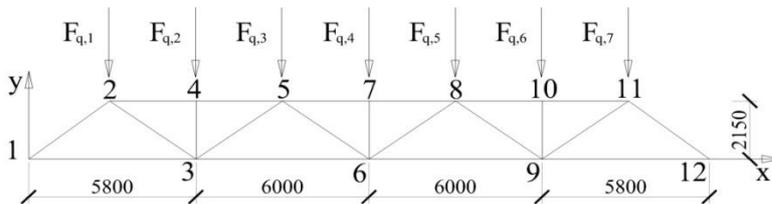


Рис.5. Розрахункова схема для визначення зусиль в стержнях ферми від дії снігового навантаження.

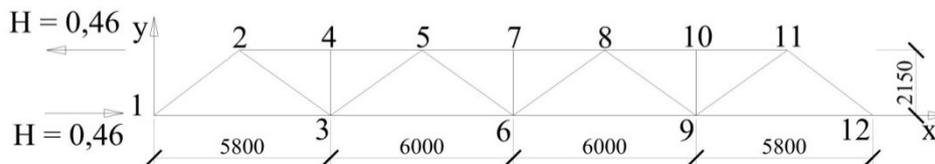


Рис.6. Розрахункова схема для визначення зусиль в стержнях ферми від дії розпору рами.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛОСКОЙ ФЕРМЫ

Имя задачи: 24m.dan 17:42:54 12-29-2017

Исходные данные задачи:

Количество узлов фермы - 12

Количество стержней фермы - 21

Количество опорных связей - 3

Координаты узлов, узловые нагрузки, опорные стержни
(м, кН, град)

NU	X	Y	Rx	Ry	NU	BETA
1	0.00	0.00	0.46	0.00	1	90.0
2	2.80	2.25	-0.46	0.00	1	0.0
3	5.80	0.00	0.00	0.00	12	90.0
4	5.80	2.25	0.00	0.00		
5	8.80	2.25	0.00	0.00		
6	11.80	0.00	0.00	0.00		
7	11.80	2.25	0.00	0.00		
8	14.80	2.25	0.00	0.00		
9	17.80	0.00	0.00	0.00		
10	17.80	2.25	0.00	0.00		
11	20.80	2.25	0.00	0.00		
12	23.60	0.00	0.00	0.00		

Информация о стержнях фермы.

102 103 203 204 304 305 306 405 506 507
607 608 609 708 809 810 910 911 912 1011
1112

Усилия в стержнях фермы, кН.

Опорные реакции, кН

1. Ст. 1 - 2 N = 0.070
2. Ст. 1 - 3 N = 0.405
3. Ст. 2 - 3 N = -0.073
4. Ст. 2 - 4 N = -0.347
5. Ст. 3 - 4 N = 0.000
6. Ст. 3 - 5 N = 0.073
7. Ст. 3 - 6 N = 0.288
8. Ст. 4 - 5 N = -0.347
9. Ст. 5 - 6 N = -0.073
10. Ст. 5 - 7 N = -0.230
11. Ст. 6 - 7 N = 0.000
12. Ст. 6 - 8 N = 0.073
13. Ст. 6 - 9 N = 0.172
14. Ст. 7 - 8 N = -0.230
15. Ст. 8 - 9 N = -0.073
16. Ст. 8 -10 N = -0.113
17. Ст. 9 -10 N = 0.000
18. Ст. 9 -11 N = 0.073
19. Ст. 9 -12 N = 0.055
20. Ст. 10 -11 N = -0.113
21. Ст. 11 -12 N = -0.070

R 1 = -0.044
R 2 = -0.000
R 3 = 0.044

Примечания:

1. Растягивающие усилия в стержнях считаются положительными.

2. Реакции считаются положительными, если они направлены к опорному узлу фермы.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛОСКОЙ ФЕРМЫ

Имя задачи: 24m.dan 17:49:46 12-29-2017

Исходные данные задачи:

Количество узлов фермы - 12

Количество стержней фермы - 21

Количество опорных связей - 3

Координаты узлов, узловые нагрузки, опорные стержни
(м, кН, град)

NU	X	Y	Rx	Ry	NU	BETA
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1	90.0
2	2.80	2.25	0.00	64.44	1	0.0
3	5.80	0.00	0.00	0.00	12	90.0
4	5.80	2.25	0.00	64.44		
5	8.80	2.25	0.00	64.44		
6	11.80	0.00	0.00	0.00		
7	11.80	2.25	0.00	64.44		
8	14.80	2.25	0.00	64.44		
9	17.80	0.00	0.00	0.00		
10	17.80	2.25	0.00	64.44		
11	20.80	2.25	0.00	64.44		
12	23.60	0.00	0.00	0.00		

Информация о стержнях фермы.

102 103 203 204 304 305 306 405 506 507
607 608 609 708 809 810 910 911 912 1011
1112

Усилия в стержнях фермы, кН.

Опорные реакции, кН

1. Ст. 1 - 2	N = -360.063	R 1 = 225.540
2. Ст. 1 - 3	N = 280.672	R 2 = -0.000
3. Ст. 2 - 3	N = 268.500	R 3 = 225.540
4. Ст. 2 - 4	N = -495.472	
5. Ст. 3 - 4	N = -64.440	
6. Ст. 3 - 5	N = -161.100	
7. Ст. 3 - 6	N = 624.352	
8. Ст. 4 - 5	N = -495.472	
9. Ст. 5 - 6	N = 53.700	
10. Ст. 5 - 7	N = -667.312	
11. Ст. 6 - 7	N = -64.440	
12. Ст. 6 - 8	N = 53.700	
13. Ст. 6 - 9	N = 624.352	
14. Ст. 7 - 8	N = -667.312	
15. Ст. 8 - 9	N = -161.100	
16. Ст. 8 -10	N = -495.472	
17. Ст. 9 -10	N = -64.440	
18. Ст. 9 -11	N = 268.500	
19. Ст. 9 -12	N = 280.672	
20. Ст. 10 -11	N = -495.472	
21. Ст. 11 -12	N = -360.063	

Примечания:

1. Растягивающие усилия в стержнях считаются положительными.

2. Реакции считаются положительными, если они направлены к опорному узлу фермы.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛОСКОЙ ФЕРМЫ

Имя задачи: 24m.dan 17:52:17 12-29-2017

Исходные данные задачи:
 Количество узлов фермы - 12
 Количество стержней фермы - 21
 Количество опорных связей - 3

Координаты узлов, узловые нагрузки, опорные стержни
 (м, кН, град)

NU	X	Y	Rx	Ry	NU	BETA
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1	90.0
2	2.80	2.25	0.00	71.82	1	0.0
3	5.80	0.00	0.00	0.00	12	90.0
4	5.80	2.25	0.00	71.82		
5	8.80	2.25	0.00	71.82		
6	11.80	0.00	0.00	0.00		
7	11.80	2.25	0.00	71.82		
8	14.80	2.25	0.00	71.82		
9	17.80	0.00	0.00	0.00		
10	17.80	2.25	0.00	71.82		
11	20.80	2.25	0.00	71.82		
12	23.60	0.00	0.00	0.00		

Информация о стержнях фермы.

102 103 203 204 304 305 306 405 506 507
 607 608 609 708 809 810 910 911 912 1011
 1112

Усилия в стержнях фермы, кН.

Опорные реакции, кН

1. Ст. 1 - 2	N = -401.299	R 1 = 251.370
2. Ст. 1 - 3	N = 312.816	R 2 = -0.000
3. Ст. 2 - 3	N = 299.250	R 3 = 251.370
4. Ст. 2 - 4	N = -552.216	
5. Ст. 3 - 4	N = -71.820	
6. Ст. 3 - 5	N = -179.550	
7. Ст. 3 - 6	N = 695.856	
8. Ст. 4 - 5	N = -552.216	
9. Ст. 5 - 6	N = 59.850	
10. Ст. 5 - 7	N = -743.736	
11. Ст. 6 - 7	N = -71.820	
12. Ст. 6 - 8	N = 59.850	
13. Ст. 6 - 9	N = 695.856	
14. Ст. 7 - 8	N = -743.736	
15. Ст. 8 - 9	N = -179.550	
16. Ст. 8 -10	N = -552.216	
17. Ст. 9 -10	N = -71.820	
18. Ст. 9 -11	N = 299.250	
19. Ст. 9 -12	N = 312.816	
20. Ст. 10 -11	N = -552.216	
21. Ст. 11 -12	N = -401.299	

Примечания:

1. Растягивающие усилия в стержнях считаются положительными.
2. Реакции считаются положительными, если они направлены к опорному узлу фермы.

Розрахункові зусилля в стержнях ферми (табл. 1)

Елемент	№ стержня	Зусилля від дії сталого навантаження	Зусилля від дії навантаження від ваги снігу		Зусилля від опорних моментів				Зусилля від розпору рами	Розрахункові зусилля			
			$\psi=1$	$\psi=0,9$	S1 від M1=1	S2 від M2=1	S1·M1 M1=-1097,02 (-770,14)	S2·M2 M2=-402,76 (-75,88)		№ навантаження	Розтягнення (+)	№ навантаження	Стискання (-)
			1	2a	26			3		4	5		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Верхній пояс	2-4	-518,517	-577,900	-520,11	-0,347	-0,113	380,666	45,512	0			1+2a	-1096,417
	4-5												
	5-7	-698,350	-778,328	-700,495	-0,23	-0,23	252,315	92,635				1+2a	-1476,678
	7-8												
	8-10	-518,517	-577,900	-520,11	-0,113	-0,347	123,963	139,758				1+2a	-1096,417
	10-11												
Нижній пояс	1-3	293,727	327,366	294,629	0,405	0,055	-444,293	-22,152	-103,43*	1+2a	621,093	1+3+4+5	-276,148
	3-6	653,392	728,221	655,399	0,288	0,172	-315,942	-69,275		1+2a	1381,613		
	6-9	653,392	728,221	655,399	0,172	0,288	-188,687	-115,995		1+2a	1381,613		
	9-12	293,727	327,366	294,629	0,055	0,405	-60,336	-163,118		1+2a	621,093	1+3+4+5	-33,157
Розкоси	1-2	-370,329	-412,741	-371,467	0,069	-0,069	-75,694	27,790	0			1+26+3+4	-789,700
	2-3	276,558	308,23	277,407	-0,072	0,072	78,985	-28,999		1+26+3+4	603,952		
	3-5	-165,934	-184,938	-166,444	0,072	-0,072	-78,985	28,999				1+26+3+4	-382,365
	5-6	55,312	61,646	55,481	-0,072	0,072	78,985	-28,999		1+26+3+4	160,780		
	6-8	55,312	61,646	55,481	0,072	-0,072	-78,985	28,999		1+26+3+4	60,807		
	8-9	-165,934	-184,938	-166,444	-0,072	0,072	78,985	-28,999				1+26+3+4	-282,391
	9-11	276,558	308,23	277,407	0,072	-0,072	-78,985	28,999		1+2a	584,788		
	11-12	-370,329	-412,741	-371,467	-0,069	0,069	75,694	-27,790				1+26+3+4	-693,892
Стояки	3-4	-64,44	-71,82	-64,638	0	0	0	0	0			1+2a	-136,26
	6-7												
	9-10												

* - за другою комбінацією моментів і розпорів

2.3.3. Підбір і перевірка перерізів стержнів ферми

Табл. 4

Елемент	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН		Переріз	Площа А, см ²	l_x/l_y	i_x/i_y	λ_x/λ_y	[λ]	φ_{min}	γ_c	Перевірка перерізу, МПа	
		Розтягання (+)	Стискання (-)									міцність $\frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$	стійкість $\frac{N}{\varphi_{min} A} \leq R_y \gamma_c$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Верхній пояс	5-7 7-8	-	-1476,678	Т25ШТ2	79,9	$\frac{300}{300}$	$\frac{6,62}{7,08}$	$\frac{45,32}{42,37}$	120	0,872	0,95	-	211,9 < 228
	2-4 4-5 8-10 10-11	-	-1096,417	Т20ШТ1	61,8	$\frac{300}{300}$	$\frac{5,13}{7,19}$	$\frac{58,48}{41,72}$	120	0,812	0,95	-	218,5 < 228
	В стадії монтажу $l_y = 1180$ см; $i_{y,cp} = \frac{7,19 \cdot 880 + 7,08 \cdot 300}{1180} = 7,16$; $\lambda_y = \frac{1180}{7,16} = 164,8 < [\lambda] = 220$												
Нижній пояс	3-6 6-9	1381,613	-	Т20ШТ1	61,8	$\frac{600}{1200}$	$\frac{5,13}{7,19}$	$\frac{116,96}{166,9}$	400	-	0,95	223,6 < 228	-
	1-3 9-12	621,093	-	Т15ШТ3	43,5	$\frac{580}{580}$	$\frac{3,89}{4,80}$	$\frac{175,23}{133,64}$	400	-	0,95	143 < 228	-
	1-3	-	-276,148	Т15ШТ3	43,5	$\frac{580}{580}$	$\frac{3,89}{4,80}$	$\frac{175,23}{133,64}$	120	0,28	0,95	-	226,7 < 228
	9-12	-	-33,157	Т15ШТ3	43,5	$\frac{580}{580}$	$\frac{3,89}{4,80}$	$\frac{175,23}{133,64}$	120	0,28	0,95	-	27,2 < 228
Розкоси	1-2	-	-789,700	Т17 160×100×9	45,8	$\frac{176,5}{353}$	$\frac{7,67}{10,3}$	$\frac{23}{34,3}$	120	0,916	0,95	-	188,2 < 228
	2-3	603,952	-	Л 100×8	31,2	$\frac{295}{369}$	$\frac{6,14}{4,62}$	$\frac{48}{82,5}$	400	-	0,95	193,5 < 228	-
	3-5	-	-382,365	Л 100×8	31,2	$\frac{295}{369}$	$\frac{6,14}{4,62}$	$\frac{48}{82,5}$	150	0,664	0,8	-	144,6 < 192
	5-6	160,780	-	Л 100×8	31,2	$\frac{295}{369}$	$\frac{6,14}{4,62}$	$\frac{48}{82,5}$	400	-	0,95	51,5 < 228	-
	6-8	60,807	-	Л 50×5	9,6	$\frac{295}{369}$	$\frac{3,06}{2,45}$	$\frac{96,4}{150,6}$	400	-	0,95	63,3 < 228	-
	8-9	-	-282,391	Л 100×8	31,2	$\frac{295}{369}$	$\frac{6,14}{4,62}$	$\frac{48}{82,5}$	150	0,664	0,8	-	136,3 < 192
	9-11	584,788	-	Л 100×8	31,2	$\frac{295}{369}$	$\frac{6,14}{4,62}$	$\frac{48}{82,5}$	400	-	0,95	187,4 < 228	-

	11-12	-	-693,892	 160×100×9	45,8	$\frac{176,5}{353}$	$\frac{7,67}{10,3}$	$\frac{23}{34,3}$	120	0,916	0,95	-	165,4 < 228
Стойки	3-4 6-7 9-10	-	-136,26	 63×5	12,26	$\frac{172}{215}$	$\frac{3,88}{2,96}$	$\frac{44,33}{72,6}$	150	0,734	0,8	-	151,4 < 192

2.1.2. Розрахунок зварних швів кріплення розкосів і стояків до фасонки і поясів ферми

Для зварювання вузлів ферми застосовуємо напівавтоматичне зварювання проволокою СВ-08Г2С, $\varnothing = 1,4...2$ мм. Максимальний катет шва $k_f = 5$ мм; $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$.

Збільшую катет шва на максимальний $1,2t$ (t – менша із товщини з'єднаних елементів). Визначимо випадок розрахунку:

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} = 0,55 \frac{490}{1,025} = 215,6 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}.$$

Оскільки:

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 215,6 = 194 \text{ МПа} = 19,4 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 = 175 \text{ МПа} = 17,5 \text{ кН/см}^2 - \text{розрахунок ведемо за металом межі сплавлення.}$$

Довжину зварних швів визначаємо за формулою:

$$l_w = \frac{N}{2k_f\beta_z \cdot R_{wz}} + 1 \text{ см}$$

Результати розрахунку заносимо в таблицю 2.

Таблиця 2

№ стержня	Переріз	N, кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			N _{об} , кН	k _f , мм	l _w , см	N _п , кН	k _f , мм	l _w , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-2	$\Gamma \Gamma$ 160×100× 9	789,70 0	0,75N = 592,27	8	23	0,25N = 197,42	7	10
2-3	$\Gamma \Gamma$ 100×8	603,95 2	0,7N = 422,77	8	17	0,3N = 181,18	6	10
3-5	$\Gamma \Gamma$ 100×8	382,36 5	0,7N = 267,65	8	11	0,3N = 114,71	6	7
5-6	$\Gamma \Gamma$ 100×8	160,78 0	0,7N = 112,55	7	6	0,3N = 48,23	6	4
6-8	$\Gamma \Gamma$ 50×5	60,807	0,7N = 42,56	7	4	0,3N = 18,24	6	4
8-9	$\Gamma \Gamma$ 100×8	282,39 1	0,7N = 197,67	7	9	0,3N = 84,72	6	5
9-11	$\Gamma \Gamma$ 100×8	584,78 8	0,7N = 409,35	7	18	0,3N = 175,44	6	10
11-12	$\Gamma \Gamma$ 160×100× 9	693,89 2	0,75N = 520,42	8	20	0,25N = 173,47	7	8
3-4 6-7	$\Gamma \Gamma$ 63×5	136,26	0,7N = 95,38	6	6	0,3N = 40,88	6	4

Кутові шви коротше 4 см застосовувати не можна.

2.1.3. Розрахунок та конструювання вузлів ферми

Проміжний вузол ферми з заводським стиком верхнього поясу.

Зварні шви, якими розкоси прикріплюються до стінки тавра розраховані в таблиці 5. Розміри вузлового розширення (фасонки) визначаємо безпосередньо з малюнку за допомогою масштабу, а інші розміри підраховуємо, використовуючи залежності для прямокутних трикутників.

Стик поясу зміщений в панель з меншим зусиллям; при цьому величину зміщення приймаємо не менше 500 мм.

Полиці перекриваємо однією накладкою, а стінки поєднуємо вертикальною вставкою з листа товщиною, яка дорівнює меншій з товщин стінок таврів, що поєднуються. Верхній край стінки розміщується на рівні полиць таврів, а нижній має ухил 1:5.

Відстань між таврами:

$$l = 5 \cdot (24,1 - 19,05) = 25,25 \text{ см. Приймаю } 26 \text{ см.}$$

де 24,1 см, 19,05 см – висоти таврів, які поєднуються.

Розрахункова площа поперечного перерізу горизонтальної накладки:

$$A_p = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{1096,417 \cdot 10^3}{240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 4,56 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 45,6 \text{ см}^2$$

Призначаємо ширину горизонтальної накладки:

$$b_n = b_f + 2 \cdot 30 = 300 + 60 = 360 \text{ мм. Приймаю } b_n = 36 \text{ см.}$$

Товщина накладки:

$$t_n = \frac{A_p}{b_n} = \frac{45,6}{36} = 1,26 \text{ см} = 12,6 \text{ мм. Приймаю } t_n = 1,4 \text{ см.}$$

Остаточню приймаємо площу поперечного перерізу горизонтальної накладки:

$$t_n \times b_n = 1,4 \times 36 \text{ см}; A_n = 50,4 \text{ см}^2 > A_p = 45,6 \text{ см}^2$$

Довжина зварних швів, які прикріплюють накладку до поясів:

$$l_w = \frac{N_n}{2k_f \beta_f \cdot R_{wf}} = \frac{1209,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,7 \cdot 10^{-2} \cdot 0,9 \cdot 215,6 \cdot 10^6} = 0,445 \text{ м} = 44,5 \text{ см}$$

$N_n = A_n \cdot R_y = 50,4 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 = 12096 \cdot 10^2 \text{ Н} = 1209,6 \text{ кН}$ – несуча здатність накладки.

Приймаю 45 см.

Довжина накладки:

$$l_n = 2 \cdot l_w + l = 2 \cdot 45 + 26 = 116 \text{ см}$$

Кріплення фасонки до стінки тавру розраховуємо на зріз від суми зусиль в примикаючих розкосах, спроектованих на вісь поясу:

$$N_\phi = N_{3-5} \cdot \cos 45^\circ + N_{5-6} \cdot \cos 45^\circ = 382,365 \cdot \cos 45^\circ + 160,780 \cdot \cos 45^\circ = 385,63 \text{ кН}$$

Необхідна довжина стикового шва при фізичному контролі якості:

$$l_\omega = \frac{N_\phi}{t_\phi \cdot R_s} + 2t_\phi = \frac{385,63}{1,4 \cdot 13,86} + 2 \cdot 1,4 = 22,67 \text{ см}$$

Розрахунковий опір прокату на зріз:

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 245}{1,025} = 138,6 \text{ МПа}$$

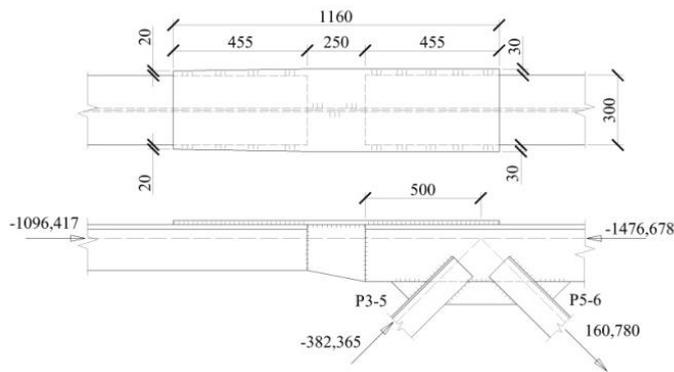


Рис.7. Розрахункова схема вузла поєднання поясів ферми.

Опорний вузол

Визначимо розрахункові зусилля, які передаються колоною на ферму.

Перша комбінація опорного моменту і розпору на лівій колоні:

$$N_I^l = \frac{|M_{1max}|}{h_{розр}} + |H_1| = \frac{|1097,02|}{2,15} + |126,74| = 636,98 \text{ кН}$$

Друга комбінація опорного моменту і розпору на лівій колоні:

$$N_{II}^l = \frac{M_1}{h_{розр}} + H_1^* = \frac{-770,14}{2,15} - 103,43 = -461,63 \text{ кН}$$

Результат розрахунку другої комбінації зусиль вказує на те, що в кріпленні опорного фланця не виникає зусиль відриву. Тому болти кріплення призначаємо з конструктивних міркувань діаметром 20 мм.

Для конструювання вузла визначимо мінімальну довжину стикового шва, яким фасонка прикріплюється до нижнього поясу. Розрахункове зусилля зрізу (проекція зусилля в опорному розкосі на вісь нижнього поясу ферми):

$$N = N_{1-2} \cdot \cos 37,52^\circ = 789,700 \cdot 0,793 = 626,23 \text{ кН}$$

де $\alpha = 37,52^\circ$ – кут між віссю опорного розкосу та віссю нижнього поясу.

Товщину вузлових фасонки приймаю рівною товщині стінки тавра, тобто $t_w = 14 \text{ мм}$.

Товщину опорного фланця приймаю рівною 14 мм.

Мінімально необхідна довжина стикового шва:

$$l_w = \frac{N}{t_w \cdot R_s} = \frac{626,23 \cdot 10^3}{14 \cdot 10^{-2} \cdot 138,6 \cdot 10^6} = 0,323 \text{ м} = 32,3 \text{ см}$$

Для розрахунку кутових швів, якими кріпиться додаток фасонки нижче полиці, визначимо зусилля, що припадає на полицю тавра:

$$N_n = b_n \cdot t_n \cdot R_y = 30 \cdot 10^{-2} \cdot 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot 240 \cdot 10^6 = 10080 \cdot 10^2 \text{ Н} = 1008 \text{ кН}$$

Конструктивно приймаю ширину опорного фланця рівною ширині нижнього поясу ферми $b_\phi = 300 \text{ мм}$.

Зусилля, яке можуть сприйняти зварні шви кріплення полиці до опорного фланця, при $k_f = 0,8 \text{ см}$:

$$N_w = \beta_z \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot l_w \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 55 \cdot 10^{-2} = 7692,3 \cdot 10^2 \text{ Н} = 769,2 \text{ кН}$$

l_w – довжина зварних швів кріплення полиці до опорного фланця.

Мінімально необхідна довжина зварних швів при $k_f = 0,8$ см:

$$l_w = \frac{N_n - N_w}{k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{1008 \cdot 10^3 - 769,2 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^6} = 0,171 \text{ м} = 17,1 \text{ см}$$

що більше ніж рекомендована величина 150 мм. Остаточню приймаємо довжину шва $l_w = 18$ см.

Визначимо вертикальну реакцію ферми, яку сприймає опорний фланець:

$$R = R_{q,A} + R_{s,A} = 225,54 + 251,37 = 476,91 \text{ кН}$$

Напруження зминання в торці опорного фланця:

$$\sigma = \frac{R}{t_\phi \cdot b_\phi} = \frac{476,91 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 10^{-2} \cdot 30 \cdot 10^{-2}} = 11,35 \cdot 10^7 \text{ МПа} = 113,5 \text{ МПа} \leq R_p = 361 \text{ МПа}$$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{370}{1,025} = 361 \text{ МПа} \text{ – розрахунковий опір зминанню торцевої поверхні.}$$

t_ϕ – товщина опорного фланця (приймається конструктивно).

Міцність опорного фланцю забезпечена.

Розрахунок зварних швів кріплення фланця до фасонки виконуємо на зусилля $R, N_i^I, M = N_i^I \cdot e$.

Визначимо напруження в швах при $k_f = 0,8$ см:

$$\tau_w^R = \frac{R}{2\beta_f k_f l_w} = \frac{476,91 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 60 \cdot 10^{-2}} = 47,31 \text{ МПа}$$

де $l_w = h_\phi - 1 \text{ см} = 61 - 1 = 60 \text{ см}$ – загальна довжина вертикально шва між опорним фланцем та поясом з фасонками.

$$\tau_w^N = \frac{N}{2\beta_f k_f l_w} = \frac{1381,613 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 60 \cdot 10^{-2}} = 1,370 \cdot 10^7 \text{ Па} = 13,70 \text{ МПа}$$

$$\tau_w^M = \frac{6 \cdot N \cdot e}{2\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 1381,613 \cdot 10^3 \cdot 10 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 0,6^2} = 1,37 \cdot 10^7 \text{ Па} = 13,7 \text{ МПа}$$

$$e = \frac{h_\phi}{2} - 20 = \frac{60}{2} - 20 = 10 \text{ см}$$

Міцність шва на умовний зріз:

$$\tau_w = \sqrt{(\tau_w^R)^2 + (\tau_w^N + \tau_w^M)^2} = \sqrt{(47,31)^2 + (13,70 + 13,7)^2} = 54,67 \text{ МПа} \leq R_{wz} = 166,5 \text{ МПа}$$

Для розрахунку опорного стільчика приймаю його товщину $t_{ст} = 30$ мм, ширину

$$b_{ст} = b_\phi + 20 \text{ мм} = 300 + 20 = 320 \text{ мм}$$

Висоту стільчика визначимо за відсутності лобового шва на зусилля $2R/3$ при $k_f = 0,7$ см:

$$l_w = \frac{\left(\frac{2 \cdot R}{3}\right)}{k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{\left(\frac{2 \cdot 476,91 \cdot 10^3}{3}\right)}{1,05 \cdot 0,7 \cdot 10^{-2} \cdot 166,5 \cdot 10^6} = 0,260 \text{ м} = 26 \text{ см}$$

Остання величина не перевищує граничної довжини зварного шва:

$$[l_w] = 85 k_f \cdot \beta_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,5 \text{ см}$$

$$h_{ст} = 26 + 1 \text{ см} = 27 \text{ см}$$

Остаточню приймаю стільчик висотою $h_{ст} = 270$ мм

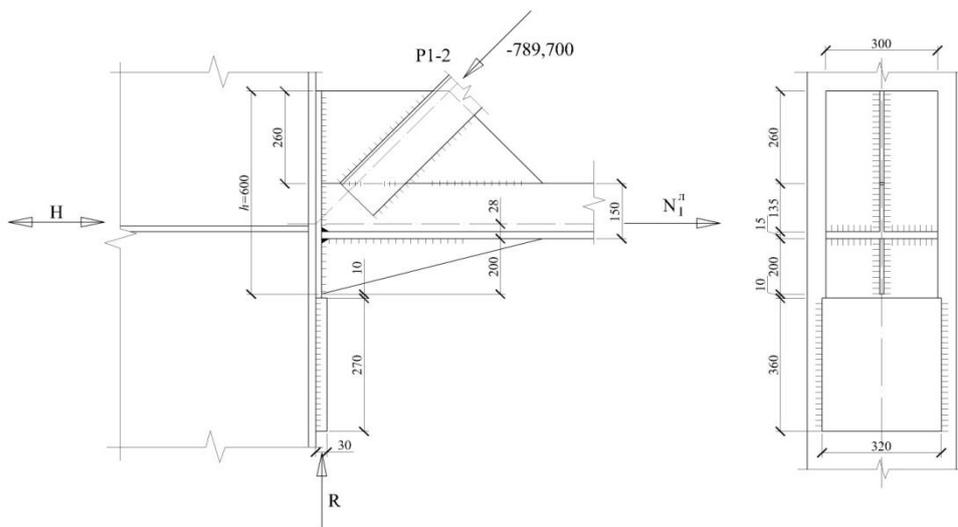


Рис.8. Розрахункова схема опорного вузла ферми.

Монтажний вузол

Необхідна площа горизонтальної накладки найбільш навантаженого тавра (Т25ШТ2):

$$A_p = b_n \cdot t = 30 \cdot 1,75 = 52,5 \text{ см}^2$$

t –товщина полиці тавра 25ШТ2

Ширину накладки приймемо з урахування можливості розміщення зварних швів:

$$b_n = b_n + 3 \text{ см} = 30 + 3 \text{ см} = 33 \text{ см}$$

Товщина накладки:

$$t_n = \frac{A_p}{b_n} = \frac{52,5}{33} = 1,59 \text{ см}$$

$$A_n = 33 \times 1,6 = 52,8 \text{ см}^2 > A_p = 52,5 \text{ см}^2$$

Зварні шви кріплення горизонтальної накладки до поясу розраховуємо на зусилля, яке може сприйняти накладка (зварювання ручне електродом Э46, $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$):

$$N_n = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c = 52,8 \cdot 10^{-4} \cdot 1,6 \cdot 10^2 \cdot 240 \cdot 10^6 = 2027,52 \text{ кН}$$

$$l_w = \frac{N_n}{k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 4 \cdot 1 \text{ см} = \frac{2027,52}{0,7 \cdot 1,2 \cdot 20} + 4 = 124,68 \text{ см}$$

Приймаємо довжину швів вздовж накладки 61 см.

При типовому рішенні монтажного вузла пояс з'єднується двома окремими накладками.

Призначаю ширину накладок з урахуванням розміщення зварних швів $b_n = 14 \text{ см}$.

Товщина накладки:

$$t_n = \frac{A_n}{2 \cdot b_n} = \frac{52,8}{2 \cdot 14} = 1,88 \text{ см}$$

Приймаю розміри накладки 140×20 мм (2 шт.).

Необхідна площа вертикальних накладок за умови рівномірності їх стінці тавру:

$$A_{\text{ВН}} = \frac{A - A_{\text{Н}}}{2} = \frac{87,81 - 56}{2} = 15,91 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{Н}} = 14 \cdot 2 \cdot 2 = 56 \text{ см}^2$$

При конструктивній висоті накладки $h_{\text{ВН}} = 10$ см товщина накладки:

$$t_{\text{ВН}} = \frac{A_{\text{ВН}}}{h_{\text{ВН}}} = \frac{15,91}{10} = 1,59 \text{ см}$$

Приймаю розмір накладки 100×16 мм.

Необхідну довжину зварних швів кріплення накладки з однієї сторони розраховуємо на зусилля в накладці:

$$N_{\text{ВН}} = A_{\text{ВН}} \cdot \gamma_c \cdot R_y = 15,91 \cdot 0,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 = 22,910 \text{ кН}$$

$$l_w = \frac{N_{\text{ВН}}}{k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{22,910}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 20} + 1 = 3,73 \text{ см}$$

Приймаю довжину швів 4 см і розміщуємо їх вздовж скосу накладки.

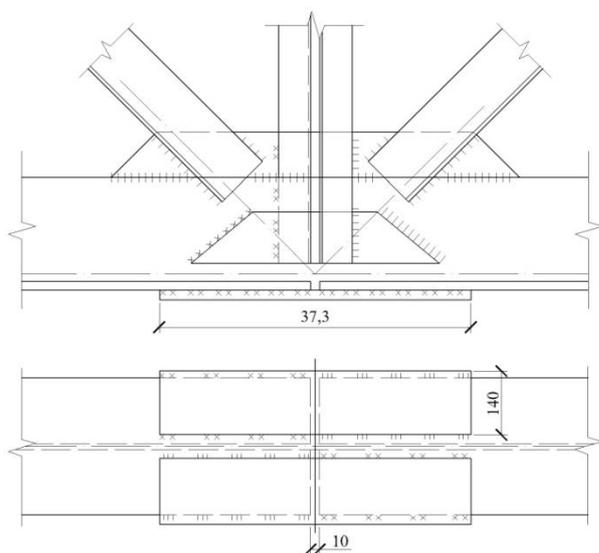


Рис.9. Розрахункова схема монтажного вузла ферми.

2.2. Розрахунок та конструювання ребристої панелі розміром 3х6м.

2.2.1 Вихідні дані

Проектуванню підлягає ребриста панель 3х6м.

Клас бетону за міцністю на стиск В30. Бетон важкий, що підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску, $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа} = 0,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;

$R_b = 17 \text{ МПа} = 1,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа} = 0,12 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; $E_b = 29000 \text{ МПа} = 2900 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (табл. П.І.1-

П.І.3); коефіцієнти умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$.

З урахуванням коефіцієнта γ_{b2} розрахункові опори бетону рівні:

$$R_b \cdot \gamma_{b2} = 1,7 \cdot 0,9 = 1,53 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ; R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 0,12 \cdot 0,9 = 0,11 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} .$$

Напружувана арматура – стержньова термічно зміцнена арматура класу Ат-IVС, $R_{s,n} = 590 \text{МПа} = 59 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; $R_s = 510 \text{МПа} = 51 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;

$E_s = 190000 \text{МПа} = 19000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (табл.П.2.1., П.2.3., П.2.5.). Не напружувана

стержньова арматура класу А-I, $R_s = 225 \text{МПа} = 22,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ та холоднотгнута

арматурна проволока періодичного профілю класу Вр-I діаметром 5мм,

$R_s = 360 \text{МПа} = 36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; поперечна арматура з проволоки Вр-I діаметром 3мм,

$R_{sw} = 270 \text{МПа} = 27 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ (табл.П.2.1., П.2.2., П.2.4.).

Спуск натягу арматури виробляється при міцності бетону

$R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{МПа} = 2,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, де В- прийнятий клас бетону. Напряга для

стержньової арматури, яка контролюється, приймаємо рівним

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot R_{s,n} = 0,9 \cdot 59 = 53,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} .$$

Рибриста панель відноситься до II категорії вимог до тріщинно стійкості конструкцій.

Гранично допустимий прогин для елементів покриття при прольотах, m^2 $6 < l \leq 7,5$; $[f]=3 \text{см}$.

Будівля зводиться у V районі по сніговому покриву $S_n = 1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ і відноситься до другого класу надійності за призначенням будівлі, $\gamma_n = 0,95$ (1).

2.2.2 Призначення розмірів панелі

Номінальні розміри панелі 3х6м. Конструктивні розміри з урахуванням товщини швів для заливки розчином 2,98х5,97м. Товщина полиці

уніфікованої збірної панелі $h'_f = 25 \text{мм}$. Висота панелі $h \geq \frac{l}{20} = \frac{6000}{20} = 300 \text{мм}$.

Приймаємо $h=300 \text{мм}$. Попередньо призначаємо ширину середніх поперечних ребер: внизу-50мм, вгорі-100мм. Висота середніх поперечних ребер-150мм. Висота торцевих поперечних ребер-200мм. Ширина поздовжніх ребер: внизу-75мм, вгорі-105мм. Приведена ширина поздовжнього ребра-80мм, а двох ребер $b=160 \text{мм}$.

Розміри збірної панелі приведені на кресленнях.

2.2.3 Розрахунок полиці.

Розрахункове навантаження на $1 m^2$ полиці (табл.3).

Таблиця 3.

Вид навантаження	Нормативне, $\frac{\kappa H}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове, $\frac{\kappa H}{\text{м}^2}$
Постійне			
- трьохшаровий руберойдний килим на мастиці	0,15	1,2	0,18
- цементна стяжка 2см, $\gamma = 20 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$ $0,02 \cdot 20 = 0,4$	0,4	1,3	0,52
-утеплювач- пінобетонні плити 16см, $\gamma = 5 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$ $0,16 \cdot 5 = 0,8$	0,8	1,2	0,96
- пароізоляція - 2 шари пергаменту на мастиці	0,1	1,2	0,12
- ребриста панель з приведеною товщиною 5,3см, $\gamma = 25 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$ $0,053 \cdot 25 = 1,33$	1,33	1,1	1,46
Разом	2,78	-	-
Тимчасове від снігу			
- довготривале	1,2	1,4	1,68
- короткочасне	0,8	1,4	1,12
Пил	0,2	1,3	0,26
Усього	$P_n = 4,98$	-	$P = 6,30$

Постійне:

$$\text{від ваги покриття} - g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,96 + 0,12 = 1,78 \frac{\kappa H}{\text{м}^2};$$

$$\text{від ваги полиці панелі товщиною 2,5см} \left(\gamma = 25 \frac{\kappa H}{\text{м}^3} \right) -$$

$$g_2 = \delta \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 0,025 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,69 \frac{\kappa H}{\text{м}^2};$$

$$\text{снігове навантаження} - s = 1,68 + 1,12 = 2,8 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}.$$

Повне навантаження на полицю панелі:

$$P_1 = g_1 + g_2 + s + V_{\text{пилу}} = 1,78 + 0,69 + 2,8 + 0,26 = 5,53 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}.$$

Полицю плити розглядаємо, як багатопрогонну нерозрізну балку і в розрахунку враховуємо перерозподіл зусиль від розвитку пластичних деформацій.

Згинальний момент з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$:

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{5,53 \cdot 0,88^2 \cdot 0,95}{11} = 0,3698 \text{кН} \cdot \text{м} = 36,98 \text{кН} \cdot \text{см},$$

де l_0 - відстань в світу між поперечними ребрами.

$$\text{Корисна площа полиці плити } h_0 = h - a = \frac{h'_f}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{см}.$$

Визначаємо коефіцієнт α_0 при $b=100\text{см}$:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{36,98}{1,53 \cdot 100 \cdot 1,25^2} = 0,155$$

де $R_b = 1,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (див. вихідні дані).

За табл.П.4.1. знаходимо $\eta = 0,915$.

Площа перерізу арматури класу Вр-I на смугу шириною 1м:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{36,98}{36 \cdot 1,25 \cdot 0,915} = 0,90 \text{см}^2.$$

Приймаємо зварну сітку $\frac{5Bp-I-(\delta 200)+100}{4Bp-I-(x250)+100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{c_1}{20}$ (табл.П.2.10) з

площею перерізу поздовжньої арматури на 1м при кроці стержнів 200мм

$A_s = 5 \cdot 0,196 = 0,98 \text{см}^2$, де 0,196 – площа перерізу стержня $\varnothing 5\text{мм}$.

2.2.4 Розрахунок поздовжніх ребер.

Поздовжні ребра запроектовані з кроком $l_1 = 98\text{см}$. Ребро розраховуємо як балку таврового перерізу з защемленою опорою.

Постійне розрахункове навантаження з урахуванням ваги 1м ребра:

$$g = (g_1 + g_2) \cdot l_1 + g_3 \cdot \gamma_f = (1,78 + 0,69) \cdot 0,98 + \left[\frac{(0,1 + 0,05)}{2} \right] \cdot (0,15 - 0,025) \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,68 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$\text{Снігове навантаження - } s = 1,4 \cdot 1,12 = 1,57 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$\text{Повне навантаження - } P_2 = g + s + V_{\text{муш}} = 2,68 + 2,8 + 0,26 = 5,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Згинальні моменти в прольоті і на опорі:

$$M = \frac{P_2 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{16} = \frac{5,74 \cdot 2,9^2 \cdot 0,95}{16} = 286,62 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

$$\text{Поперечна сила: } Q = \frac{P_2 \cdot l_0 \cdot \gamma_n}{2} = \frac{5,74 \cdot 2,9 \cdot 0,95}{2} = 7,91 \text{кН}.$$

Корисна висота перерізу ребра $h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5\text{см}$.

Розрахунковий переріз поперечного ребра – тавровий з полицею в стиснутій зоні : $b'_f = 98\text{см} < b_p + 2\left(\frac{l}{6}\right) = 10 + 2\left(\frac{290}{6}\right) = 107\text{см}$.

$$\text{Коефіцієнт } \alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{286,62}{1,53 \cdot 98 \cdot 1,25^2} = 0,01.$$

За табл. П.4.1. приймаємо $\eta = 0,995$ і $\xi = 0,01$. Уточнюємо:
 $x = \xi \cdot h_0 = 0,01 \cdot 12,5 = 0,13 \text{ см} < h'_f = 2,5 \text{ см}$.

Нейтральна вісь проходить в полиці. Потрібна площа перерізу робочої арматури класу А-I: $A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{286,62}{22,5 \cdot 12,5 \cdot 0,995} = 1,02 \text{ см}^2$.

Приймаємо 1 Ø 12 А-I, $A_s = 1,131 \text{ см}^2$.

При рівності опорних та прольотних моментів верхній стержень каркасу КР2 приймаємо, як нижній, тобто 1 Ø 12 А-I, $A_s = 1,131 \text{ см}^2$.

Перевіряємо несучу здатність перерізу ребра на поперечну силу з умов роботи бетону на розтяг: $0,6R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,11 \cdot \left(\frac{5+10}{2}\right) \cdot 12,5 = 6,19 \text{ кН} > Q = 7,91 \text{ кН}$
; тобто, розрахунок поперечної арматури не потрібен. Встановлюємо конструктивно поперечні стержні Ø3 Вр-I з кроком 150мм.

2.2.5 Розрахунок поздовжніх ребер.

Розрахунковий проліт панелі при ширині опори 10см:

$$l_0 = l - \frac{10}{2} \cdot 2 = 597 - 10 = 587 \text{ см}.$$

Повне розрахункове навантаження (див. табл. 1) $P = 6,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Приведена ширина двох поздовжніх ребер $b=16 \text{ см}$.

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу (рис.10)

$$b'_f = \frac{l_0}{6} \cdot 2 + b = \frac{587}{6} \cdot 2 + 16 = 212 \text{ см}.$$

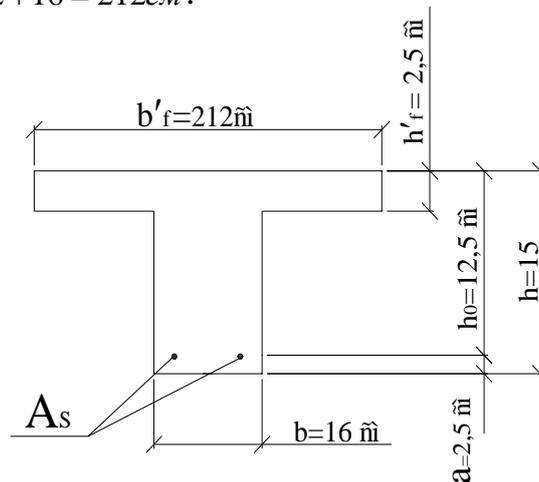


Рис.10.Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{P \cdot l_0^2 \cdot b_n \cdot \gamma_n}{8} = \frac{6,3 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 0,95}{8} = 77,33 \text{ кН} \cdot \text{м} = 7733 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

де b_n - номінальна ширина панелі.

Робоча висота ребра $h_0 = h - a = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$.

Розрахунковий випадок таврового перерізу: $M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$,
 $M = 7733 \text{ кН} \cdot \text{см} < 1,53 \cdot 212 \cdot 2,5 \cdot (26,5 - 0,5 \cdot 2,5) = 20475 \text{ кН} \cdot \text{см}$;
 тобто, умова виконується . Нейтральна вісь проходить у межах полиці,
 тобто $x < h'_f$.

Розраховуємо коефіцієнт α_0 , як для елемента прямокутного перерізу
 шириною b'_f : $\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7733}{1,53 \cdot 212 \cdot 26,5^2} = 0,034$.

За табл.П.4.1. знаходимо $\xi = 0,034$.

Потрібна площа перерізу напруженої арматури класу Ат-IVС ($R_s = 51 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$) при $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$: $A_{sp} = \frac{\xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,034 \cdot 212 \cdot 26,5 \cdot 1,53}{1,2 \cdot 51} = 4,78 \text{ см}^2$.

За сортаментом (табл.П.2.6.,П.2.7) приймаємо 2 Ø 18 Ат-IVС ,
 $A_{sp} = 5,09 \text{ см}^2$ і розміщуємо по одному стержню в кожному ребрі.

Коефіцієнт армування $\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{5,09}{16 \cdot 26,5} = 0,012$.

Процент армування $\mu\% = \mu \cdot 100 = 0,012 \cdot 100 = 1,2\% > 0,05\%$.

Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до поздовжньої осі.

Поперечна сила в опорних перерізах поздовжніх ребер панелі:

$Q = 0,5 \cdot b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 3 \cdot 6,3 \cdot 5,87 \cdot 0,95 = 52,7 \text{ кН}$.

Вплив звисив стиснутої полиці:

$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h'_f) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot 2,5) \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,03 < 0,5$.

Розраховуємо

$B = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot (1 + 0,03) \cdot 0,11 \cdot 16 \cdot 26,5^2 = 2546,08 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

У розрахунковому нахиленому перерізі $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$, звідки

$C = \frac{B}{0,5 \cdot Q} = \frac{2546,08}{0,5 \cdot 52,7} = 96,63 \text{ см} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 26,5 = 53 \text{ см}$. Приймаємо $C = 53 \text{ см}$. Тоді

$Q_b = \frac{B}{C} = \frac{2546,08}{53} = 48,04 \text{ кН} > Q = 39,98 \text{ см}$; тобто, поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

При $h \leq 450 \text{ мм}$ на приопорних ділянках поздовжніх ребер, які дорівнюють $\frac{1}{4}$ прольоту, поперечні стержні встановлюємо конструктивно d3 Вр-І з кроком $S_1 = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см}$ ($S_1 \leq 15 \text{ см}$).

На останній частині прольоту $S_2 = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 30 = 22,5 \text{ см}$.

Приймаємо $S_1 = 15 \text{ см}$; $S_2 = 20 \text{ см}$. Поперечні стержні об'єднуємо у каркас КРІ спеціальними монтажними поздовжніми стержнями 2 Ø8А-І.

2.2.6 Розрахунок панелі за утворенням тріщин.

Геометричні характеристики зведеного перерізу.

Коефіцієнт приведення для напруженої арматури

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 19000/2900 = 6,55.$$

Площа зведеного перерізу (рис.2)

$$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha \cdot A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 6,55 \cdot 5,09 = 1003 \text{ см}^3.$$

Статистичний момент зведеного відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha \cdot S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 6,55 \cdot 5,09 \cdot 3,5 = 21404 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21404}{1003} = 21 \text{ см}.$$

Відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги:

$$y'_0 = h - y_0 = 30 - 21 = 9 \text{ см}.$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot (y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,75^2 + \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,25^2 + 6,55 \cdot 5,09 \cdot 17,5^2 = 93176,06 \text{ см}^4$$

Ексцентриситет прикладення сили обтиску: $e_{op} = y_0 - a = 21 - 3,5 = 17,5 \text{ см}.$

Визначення втрат попередньо напруженої арматури.

Перші втрати напруги:

- від релаксації напруги в арматурі $\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 53,1 = 1,59 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ - для панелі.

- від різниці температур напруженої арматури та натяжних приладів (при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$) $\sigma_2 = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа} = 8,13 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$

- від деформації анкерів (при $\lambda = 2 \text{ мм}$) $\sigma_3 = E_s \cdot \frac{\lambda}{l} = \frac{19000 \cdot 0,2}{700} = 5,43 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, де

$l = 700 \text{ мм}$ - довжина напруженого стержня;

- від гнучкості, яка швидко натікає

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 5,09 \cdot (53,1 - 1,59 - 8,13 - 5,43) = 193,17 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{193,17}{1003} = 0,19 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,19}{2,1} = 0,09 < \alpha = 0,78, \text{ де}$$

R_{bp} - передаточна міцність бетону (див. вихідні дані);

$$\alpha = 0,25 + 0,25 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 2,1 = 0,78; \sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,09 = 0,31 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

(при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha$).

Перші втрати складають:

$$\sigma_{l_0 s_1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 1,59 + 8,13 + 5,43 + 0,31 = 15,46 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Другі втрати:

- від усадки бетону класу В30 $\sigma_8 = 35 \text{ МПа} = 3,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$

- від повзучості бетону $P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{l_{0s_1}}) = 5,09 \cdot (53,1 - 15,46) = 191,59 \text{ кН}$;

$$\sigma_{sp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{191,59}{1003} = 0,19 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,19}{2,1} = 0,09 < 0,75; \alpha = 0,85.$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,09 = 11,475 \text{ МПа} = 1,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Другі втрати складають: $\sigma_{l_{0s_1}} = \sigma_8 + \sigma_9 = 3,5 + 1,15 = 4,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Повні втрати: $\sigma_{los} = \sigma_{l_{0s_1}} + \sigma_{l_{0s_2}} = 15,46 + 4,65 = 20,11 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Сила обтиску при $\gamma_{sp} = 1$: $P = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 5,09 \cdot (53,1 - 20,11) = 167,92 \text{ кН}$.

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{93176,06}{21} = 4436,96 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, яка найбільш віддалена від розтягнутої зони, до центру ваги зведеного перерізу: $r_y = 0,85 \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \cdot \frac{4436,96}{1003} = 3,8 \text{ см}$.

Пружно-пластичний момент опору перерізу з полицею у стиснутій зоні: $W_{pl} = 1,75 \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 4436,96 = 7764,68 \text{ см}^3$.

Згинальний момент в утворенні тріщин: $M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{red} + W_{rp}$, де

$$M_{rp} = P \cdot (l_{0p} + r_y) = 167,92 \cdot (17,5 + 3,8) = 3576,7 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$M_{crc} = 0,18 \cdot 7764,68 + 3576,7 = 4974,34 \text{ кН} \cdot \text{см} = 49,74 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{P_n \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n \cdot b_n}{8} = \frac{4,98 \cdot 5,87^2 \cdot 0,95 \cdot 3}{8} = 6113 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Якщо $M_{crc} = 49,74 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_n = 61,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тоді у нижній частині панелі тріщини утворюються. Значить виконуємо розрахунок панелі з розкриттям тріщин.

Розраховуємо момент від довготривалого нормативного навантаження:

$$P_{ln} = 2,78 + 1,2 = 3,98 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$M_n = \frac{P_n \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n \cdot b_n}{8} = \frac{3,98 \cdot 5,87^2 \cdot 0,95 \cdot 3}{8} = 48,86 \text{ кН} \cdot \text{м} = 4886 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Прирошення напруг в розтягнутій арматурі від дії повного

навантаження: $\sigma_{s1} = \frac{M_n - P \cdot (z_1 - e_{sw})}{W_s}$, де $z_1 = h_0 - 0,5 \cdot h'_f = 26,5 - 0,5 \cdot 2,5 = 25,25 \text{ см}$;

$$e_{sw} = 0; W_s = A_{sp} \cdot z_1 = 5,09 \cdot 25,25 = 128,52 \text{ см}^3; \sigma_{s1} = \frac{6113 - 167,92 \cdot 25,25}{128,52} = 14,57 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

від дії довготривалого навантаження:

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{ln} - P_{z_1}}{W_s} = \frac{4886 - 167,92 \cdot 25,25}{128,52} = 5,03 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,012) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{14,57}{19000} \cdot \sqrt[3]{18} = 0,092 \text{ мм}$$

$$a_{crc2} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,012) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{5,03}{19000} \cdot \sqrt[3]{18} = 0,012 \text{ мм}$$

де $\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0}$; $\sigma = \eta = \varphi_l = 1$; d - діаметр напружуваної арматури, мм.

Ширина розкриття тріщин від постійного та тимчасового тривалого навантаження:

$$a_{crc3} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,012) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{5,03}{19000} \cdot \sqrt[3]{18} = 0,048 \text{ мм}$$

Нетривала ширина розкриття тріщин: $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq 0,3 \text{ мм}$;
 $a_{crc} = 0,092 - 0,012 + 0,048 = 0,128 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$.

Тривала ширина розкриття тріщин: $a_{crc} = a_{crc3} = 0,048 \text{ мм} < 0,1 \dots 0,3 \text{ мм}$.

2.2.7 Розрахунок панелі за прогином.

$$M_{in} = M = 4886 \text{ кН} \cdot \text{см}; P = N_{tot} = 167,92 \text{ кН}; z_1 = 25,25 \text{ см}; R_{bt,ser} = 0,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$E_b = 2900 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; E_s = 19000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; l_0 = 587 \text{ см}; M_{rp} = 3576,7 \text{ кН} \cdot \text{см}; \gamma_{sp} = 1;$$

$$W_{pl} = 7764,68 \text{ см}^3; e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{4886}{167,92} = 29,1 \text{ см}.$$

$$\text{Значення коефіцієнта } \varphi_m: \varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{0,18 \cdot 7764,68}{4886 - 3576,7} = 1,07 > 1.$$

Приймаємо $\varphi_m = 1$.

Коефіцієнт, який характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої зони на ділянці між тріщинами: $\varphi_s = 1,25 - \varphi_l \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot e_{s,tot}} = 0,45 < 1$.

$\varphi_l = 0,8$ - при довготривалій дії навантажень.

Кривизна осі при згині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z_1} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b \cdot E_b \cdot A_b} \right] - \frac{N_{tot} \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_{sp}} = \frac{4886}{26,5 \cdot 25,25} \cdot \left[\frac{0,45}{19000 \cdot 5,09} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 2900 \cdot 530} \right] - \frac{167,92 \cdot 0,45}{26,5 \cdot 19000 \cdot 5,09} = 33 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}$$

$A_b = b'_f \cdot h'_f = 212 \cdot 2,5 = 530 \text{ см}^2$; $\psi_b = 0,9$; $\lambda_b = 0,15$ - тривала дія навантаження.

Прогин панелі без врахування вигину від повзучості обтиску, який зменшує прогин: $f = \frac{5}{48} \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 33 \cdot 10^{-6} = 1,18 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см}$.

2.2.8 Перевірка панелі на монтажні навантаження.

Панель має чотири монтажні петлі із сталі класу А-І. Встановлюють їх в поздовжніх ребрах на відстані 0,8м від торця панелі. На тій же відстані $l_0 = 0,8 \text{ м}$ укладають підкладки при перевезенні. З врахуванням коефіцієнта динамічності $\gamma_l = 1,5$ розрахункове навантаження від власної ваги панелі дорівнює: $g = 1,46 \cdot \gamma_l \cdot b_k = 1,46 \cdot 1,5 \cdot 2,98 = 6,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$, де b_k - конструктивна ширина панелі.

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{2} = \frac{6,53 \cdot 0,8^2}{2} = 2,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Цей момент сприймається поздовжньою монтажною арматурою каркасів-2 Ø8 А-І. При $z_1 = 0,9 \cdot h_0$ потрібна площа перерізу даної арматури складає: $A_s = \frac{M}{r_1 \cdot R_s} = \frac{2090}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 225} = 0,39 \text{ см}^2$, що значно менше прийнятої конструктивно арматури 2 Ø 8 А-І, $A_s = 1,01 \text{ см}^2$.

Розрахунок підйомних петель. При підйомі панелі вага її може бути передана на дві петлі. Тоді зусилля на одну петлю:

$$N = \frac{g \cdot l_k}{2} = \frac{6,53 \cdot 5,97}{2} = 19,49 \text{ кН}, \text{ де } l_k - \text{ конструктивна довжина панелі.}$$

$$\text{Площа перерізу арматури петлі класу А-І: } A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19490}{225 \cdot (100)} = 0,87 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стержні Ø 12мм, $A_s = 1,13 \text{ см}^2$.

2.2.9 Конструювання панелі.

При розрахунку полиці панелі підібрана зварна сітка марки

$$\frac{5Br - I - (x200) + 100}{4Br - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \cdot \frac{C_1}{20}.$$

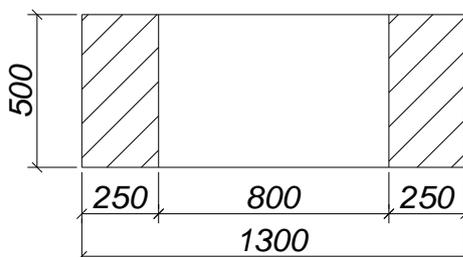
Конструкція сітки представлена в кресленнях.

В середніх поперечних ребрах підібрана робоча та монтажна арматура – стержні діаметром 12мм класу А-І; поперечні стержні прийняті конструктивно діаметром 3мм класу Вр-І з кроком 150мм. Стержні об'єднані у плоский зварний каркас Кр2. Крайні поперечні ребра не розраховувались. Робочу, монтажну і поперечну арматуру приймаємо аналогічно середнім поперечним ребрам (каркас Кр3).

Із розрахунку міцності поздовжніх ребер по перерізам, нахиленим до поздовжньої осі, поперечні стержні прийняті конструктивно $d=3 \text{ мм}$ Вр-І з кроком на приопорних ділянках $S_1 = 15 \text{ см}$, в середній частині прольоту - $S_2 = 20 \text{ см}$; монтажні поздовжні стержні прийняті $d=8 \text{ мм}$ класу А-І. Стержні об'єднані в каркас Кр1.

3.1 Вихідні дані для проектування окремого стовбчастого фундаменту одноповерхової промислової будівлі

Район будівництва: м. Кривий Ріг.
 Потужність рослинного шару: 0,25 м.
 Рівень підземних вод: 4,9 м.
 Переріз колони:



Навантаження на фундамент

Таблиця 3.1

Комбінація	Зусилля	Нормативні	Розрахункові
N1	M	550	605
	N	1520	1670
	Q	14,2	15,6
N2	M	-580	-635
	N	1270	1390
	Q	12,8	14,1
N3	M	535	590
	N	1590	1750
	Q	13,9	15,3

Потужність шарів та фізико-механічні характеристики ґрунтів

Таблиця 3.2

Назва ґрунту	Потужність шару h, м	Щільність ґрунту ρ_s , т/м ³	Абсолютна щільність ρ_s , т/м ³	Вагова вологість			Коефіцієнт стисливості i мб, МПа
				W	W _L	W _P	
Суглинок алювіальний	2,6	1,94	2,69	0,072	0,22	0,10	0,41
Суглинок морений	2,5	1,85	2,68	0,08	0,16	0,12	0,30
Пісок пилуватий делювіальний	4,0	1,70	2,68	0,12	-	-	0,05

Інженерно-геологічний переріз М 1:100

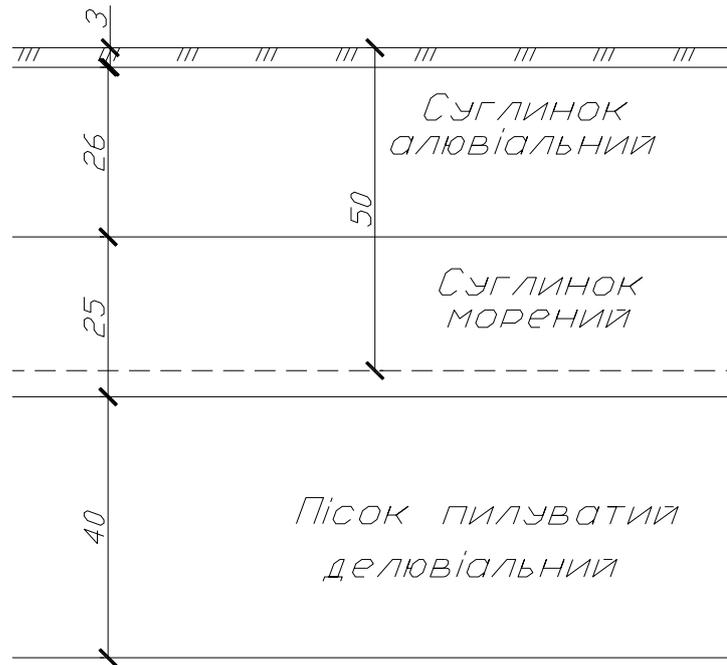


Рис. 3.1 Інженерно геологічний переріз

Визначення геометричних характеристик ґрунту і оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика:

1) Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_{d1} = \frac{\rho_1}{1+W_1} = \frac{1,94}{1+0,072} = 1,81 \text{ T/м}^3;$$

$$\rho_{d2} = \frac{\rho_2}{1+W_2} = \frac{1,85}{1+0,08} = 1,71 \text{ T/м}^3;$$

$$\rho_{d3} = \frac{\rho_3}{1+W_3} = \frac{1,70}{1+0,12} = 1,52 \text{ T/м}^3.$$

2) Питома вага ґрунту у природному стані:

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 1,94 \cdot 9,81 = 19,03 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 1,85 \cdot 9,81 = 18,15 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 1,70 \cdot 9,81 = 16,68 \text{ кН/м}^3.$$

3) Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_{d1} = \rho_{d1} \cdot g = 1,81 \cdot 9,81 = 17,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{d2} = \rho_{d2} \cdot g = 1,71 \cdot 9,81 = 16,78 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{d3} = \rho_{d3} \cdot g = 1,52 \cdot 9,81 = 14,91 \text{ кН/м}^3.$$

4) Питома вага мінеральних часток:

$$\gamma_{s1} = \rho_{s1} \cdot g = 2,69 \cdot 9,81 = 26,39 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{s2} = \rho_{s2} \cdot g = 2,68 \cdot 9,81 = 26,29 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{s3} = \rho_{s3} \cdot g = 2,68 \cdot 9,81 = 26,29 \text{ кН/м}^3.$$

5) Пористість:

$$n_1 = 1 - \frac{\rho_{d1}}{\rho_{s1}} = 1 - \frac{1,81}{2,69} = 0,33;$$

$$n_2 = 1 - \frac{\rho_{d2}}{\rho_{s2}} = 1 - \frac{1,71}{2,68} = 0,36;$$

$$n_3 = 1 - \frac{\rho_{d3}}{\rho_{s3}} = 1 - \frac{1,52}{2,68} = 0,43.$$

6) Коефіцієнт пористості:

$$l_1 = \frac{\rho_{s1}}{\rho_{d1}} - 1 = \frac{2,69}{1,81} - 1 = 0,486;$$

$$l_2 = \frac{\rho_{s2}}{\rho_{d2}} - 1 = \frac{2,68}{1,71} - 1 = 0,567;$$

$$l_3 = \frac{\rho_{s3}}{\rho_{d3}} - 1 = \frac{2,68}{1,52} - 1 = 0,763.$$

Уточнюємо назву ґрунту: пісок пилюватий делювіальний середньої щільності ($e=0,763; 0,600 < 0,763 < 0,800$):

7) Ступінь вологості:

$$S_{r1} = \frac{W_1 \cdot \rho_{s1}}{l_1 \cdot \rho_w} = \frac{0,072 \cdot 2,69}{0,486 \cdot 1} = 0,40;$$

$$S_{r2} = \frac{W_2 \cdot \rho_{s2}}{l_2 \cdot \rho_w} = \frac{0,08 \cdot 2,68}{0,567 \cdot 1} = 0,38;$$

$$S_{r3} = \frac{W_3 \cdot \rho_{s3}}{l_3 \cdot \rho_w} = \frac{0,12 \cdot 2,68}{0,763 \cdot 1} = 0,42.$$

8) Число пластичності:

$$I_{p1} = 0,22 - 0,10 = 0,12;$$

$$I_{p2} = 0,16 - 0,12 = 0,04.$$

Сугленки легкі ($I_{pi} \leq 0,12$).

9) Показник консистенції:

$$I_{L1} = \frac{W_1 - W_{p1}}{W_{L1} - W_{p1}} = \frac{0,072 - 0,10}{0,22 - 0,10} = -0,233;$$

$$I_{L2} = \frac{W_2 - W_{p2}}{W_{L2} - W_{p2}} = \frac{0,08 - 0,10}{0,16 - 0,10} = -1,00.$$

Сугленки тверді ($I_{Li} < 0$).

10) Лабораторний модуль деформацій:

$$E_{OL_1} = \frac{1+l_1}{m_{v_1}} \cdot \beta_1 = \frac{1+0,486}{0,41} \cdot 0,62 = 2,25 \text{ МПа};$$

$$E_{OL_2} = \frac{1+l_2}{m_{v_2}} \cdot \beta_2 = \frac{1+0,567}{0,3} \cdot 0,62 = 3,24 \text{ МПа};$$

$$E_{OL_3} = \frac{1+l_3}{m_{v_3}} \cdot \beta_3 = \frac{1+0,763}{0,05} \cdot 0,8 = 28,21 \text{ МПа}.$$

де $\beta = 0,62$ – для суглинкув; $\beta = 0,8$ – для пісків.

Суглинки середньостислеві ($0,1 < m_v < 0,6$).

Пісок слабостислевий ($m_v < 0,1$).

11) Приведений модуль деформації (табл. 3.1[6]):

$$m_{k_1} = 5; m_{k_2} = 4,915; m_{k_3} = 1.$$

$$E_{01} = E_{OL_1} \cdot m_{k_1} = 2,25 \cdot 5 = 11,25 \text{ МПа}.$$

$$E_{02} = E_{OL_2} \cdot m_{k_2} = 3,24 \cdot 4,915 = 15,92 \text{ МПа}.$$

$$E_{03} = E_{OL_3} \cdot m_{k_3} = 28,21 \cdot 1 = 28,21 \text{ МПа}.$$

12) Для ґрунтів, що залягають нижче рівня підземних вод питома вага ґрунту визначається з урахуванням виважуючої дії води: $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$:

$$\gamma_{sw_2} = \frac{\gamma_{s_2} - \gamma_w}{1+l_2} = \frac{26,29 - 10}{1+0,567} = 10,40 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sw_3} = \frac{\gamma_{s_3} - \gamma_w}{1+l_3} = \frac{26,29 - 10}{1+0,763} = 9,24 \text{ кН/м}^3;$$

13) Нормативні значення пимого значення C_n та кута внутрішнього тертя φ_n визначається по таблиці 1 [6]. Використовуючи інтерполяцію.

$$\text{При } l_1 = 0,486: \varphi_{n1} = 26 + \frac{25 - 26}{0,55 - 0,45} \cdot (0,486 - 0,45) = 25,64^\circ,$$

$$C_{n1} = 47 + \frac{37 - 47}{0,55 - 0,45} \cdot (0,486 - 0,45) = 43,4 \text{ кПа}.$$

$$\text{При } l_2 = 0,567: \varphi_{n2} = 25 + \frac{24 - 25}{0,65 - 0,55} \cdot (0,567 - 0,55) = 24,83^\circ,$$

$$C_{n2} = 37 + \frac{31 - 37}{0,65 - 0,55} \cdot (0,567 - 0,55) = 36 \text{ кПа}.$$

$$\text{При } l_3 = 0,763; C_{n3} = 2 \text{ кПа}; \varphi_{n3} = 26^\circ.$$

Використовуючи таблицю 2 та 3 додатка 3 [6] знаходимо розрахунковий опір ґрунтів R_0 :

- суглинок алювіальний: $R_0 = 300 \text{ кПа}$;
- суглинок моренний: $R_0 = 283 \text{ кПа}$;
- пісок пилуватий делювіальний маловологий середньої щільності: $R_0 = 250 \text{ кПа}$.

Додаткові характеристики ґрунту

Таблиця 3.3

Назва ґрунту	$\rho_d,$ T/M^3	$\gamma,$ $кН/M^3$	$\gamma_d,$ $кН/M^3$	$\gamma_s,$ $кН/M^3$	n	e	I_p	I_L	S_r	$E_{ол},$ МПа	$E_o,$ МПа	$\gamma_{sw},$ $кН/M^3$	$C_n,$ кПа	$\varphi_n,$ 0	$R_0,$ кПа
Суглинок алювіальний легкий твердий середньостислевий	1,81	19,03	17,76	26,39	0,33	0,486	0,12	-0,23	0,4	2,25	11,25	-	43,4	25,64	300
Суглинок морений легкий твердий середньостислевий	1,71	18,15	16,78	26,29	0,36	0,567	0,04	-1	0,38	3,24	15,92	10,4	36	24,83	283
Пісок пілуватий делювіальний середньої щільності маловологий слабостислевий	1,52	16,68	14,91	26,29	0,43	0,763	-	-	0,42	28,21	28,21	9,24	2	26	250

Оцінка придатності: усі шари ґрунту придатні бути природною підвалиною.

3.2 Визначення глибини закладання фундаменту

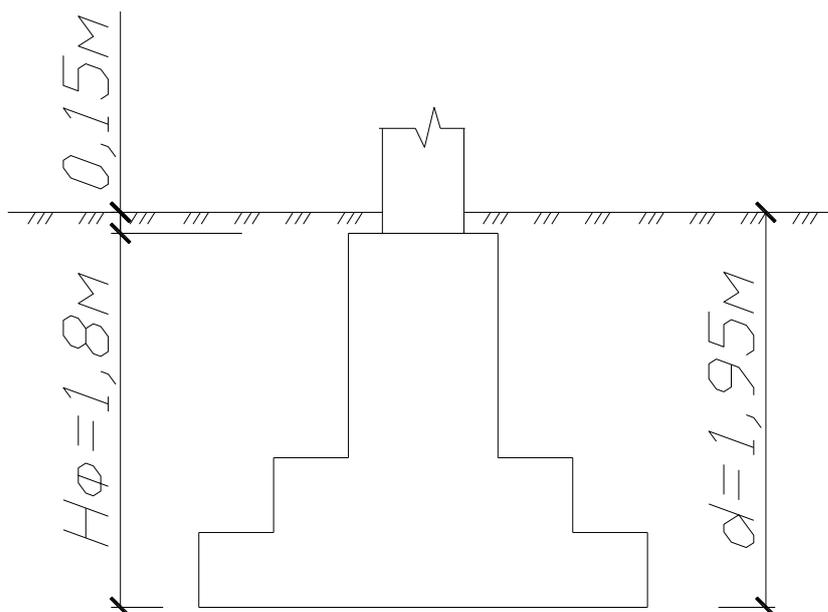


Рис. 3.2 Для визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту повинна бути (п. 3.126 [6]):

- нижче рівня промерзання ґрунтів. Для м. Кривий Ріг глибина промерзання ґрунта $h_{пр} = 0,9\text{м}$;
- вище рівня ґрунтових вод $h_{гр.в} = 4,9\text{м}$;
- повинен спиратися на ґрунт, який придатен бути підваленою. Суглинок алювіальний повинен бути природною підваленою;
- з конструктивних міркувань. Глибина повинна дорівнювати $H_{\phi} + 0,15\text{м}$. висота повинна бути H_{ϕ} кратною 300 мм;
- зазначена з конструктивних особливостей будівлі. Глибина закладання $d = 1,95\text{м}$ є достатньою для закладання підземних комунікацій та фундаментів під обладнання.

3.3 Визначення розмірів фундаменту за розрахунковим опором ґрунту

Розміри фундаменту в плані попередньо приймаються з умови $n = l/b = 1,5$, так як маємо значний момент. Для розрахунків приймаємо комбінацію зусиль №3 (нормативні):

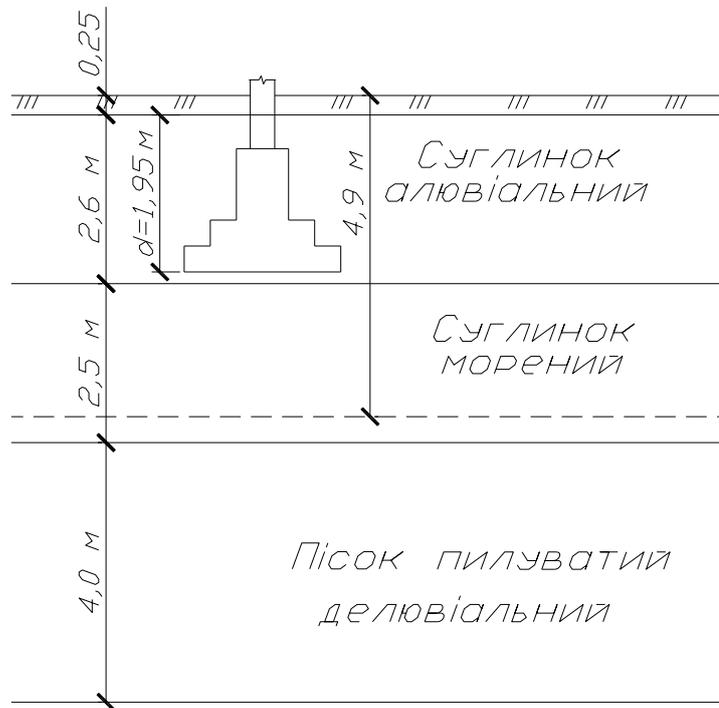


Рис. 3.3 До визначення розмірів фундаменту

$M = 535 \text{кН} \cdot \text{м}; N = 1590 \text{кН}; Q = 13,9 \text{кН}.$

1) Площа підшви фундаменту:

$$A_0 = \frac{N}{R_0 - \gamma_{sp} d} = \frac{1590}{300 - 20 \cdot 1,95} = 6,09 \text{м}^2.$$

Ширина фундаменту: $b_0 = \sqrt{\frac{A_0}{n}} = \sqrt{\frac{6,09}{1,5}} = 2,02 \text{м}.$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою (7) [6]:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c_1} \cdot \gamma_{c_2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_2 \cdot b_0 \cdot \gamma_n + M_q \cdot d \cdot \gamma'_n + M_c \cdot C_n)$$

де $\gamma_{c_1} = 1,2$ при $I_{L_1} = -0,233$;

$\gamma_{c_2} = 1,0$ при $I_{L_1} = -0,233$ та $L/H = 60/13,2 = 4,5 > 4$;

$k = 1,1$ (без безпосередніх випробувань); $k_7 = 1$ при $b < 10 \text{м}; b_0 = 2,02 \text{м}; d = 1,95 \text{м};$

$$\gamma_n = \frac{19,03 \cdot 0,65 + 18,15 \cdot 2,05 + 10,4 \cdot 0,45 + 9,24 \cdot 4}{7,15} = 12,758 \text{кН/м}^3;$$

$$\gamma'_n = \frac{16 \cdot 0,25 + 19,03 \cdot 1,95}{2,2} = 18,686 \text{кН/м}^3.$$

При $\varphi_n = \varphi_{n_1} = 25,64^\circ : M_\gamma = 0,818; M_g = 4,276; M_c = 6,814; C_n = C_{n_1} = 43,4 \text{кПа}.$

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,818 \cdot 1 \cdot 2,02 \cdot 12,758 + 4,276 \cdot 1,95 \cdot 18,686 + 6,814 \cdot 43,4) = 515,6 \text{кПа};$$

2) Площа підшви фундаменту при $R_1 = 515,6 \text{кПа} :$

$$A_1 = 1590 / 515,6 - 20 \cdot 1,95 = 3,22 \text{ м}^2;$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{3,22}{1,5}} = 1,47 \text{ м};$$

$$b_0 - b_1 = 2,02 - 1,47 = 0,55 \text{ м} > 0,1 \text{ м} - \text{невиконується};$$

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,818 \cdot 1 \cdot 1,47 \cdot 12,758 + 4,276 \cdot 1,95 \cdot 18,686 + 6,814 \cdot 43,4) = 509,3 \text{ кПа};$$

3) Площа підшви фундамента при $R_2 = 509,3 \text{ кПа}$;

$$A_2 = 1590 / 509,3 - 20 \cdot 1,95 = 3,38 \text{ м}^2;$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{3,38}{1,5}} = 1,5 \text{ м};$$

$$b_2 - b_1 = 1,5 - 1,47 = 0,03 \text{ м} < 0,1 \text{ м} - \text{виконується};$$

Так як попереднє значення площі визначалося без урахування згинаючого моменту і поперечної сили, а в даному випадку згинаючий момент по відношенню до повздовжньої сили значний, тому виходячі з умов виконання крену збільшуємо площу підшви фундамента на 130%.

$$A = 2,3 \cdot A_2 = 2,3 \cdot 3,38 = 7,77 \text{ м}^2,$$

тоді ширина фундамента: $b = \sqrt{\frac{A}{1,5}} = \sqrt{\frac{7,77}{1,5}} = 2,28 \text{ м}$.

Виходячі з умов стандарту приймаємо $b=2,4 \text{ м}$. Уточнене значення R при $b=2,4 \text{ м}$:

$$R_{\text{ум.}} = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,818 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 12,758 + 4,276 \cdot 1,95 \cdot 18,686 + 6,814 \cdot 43,4) = 519,9 \text{ кПа};$$

Визначаємо довжину фундамента:

$$l = 1,5b = 1,5 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ м}.$$

Приймаємо $l = 3,6 \text{ м}$.

Площа підшви фундамента:

$$A = lb = 3,6 \cdot 2,4 = 8,64 \text{ м}^2.$$

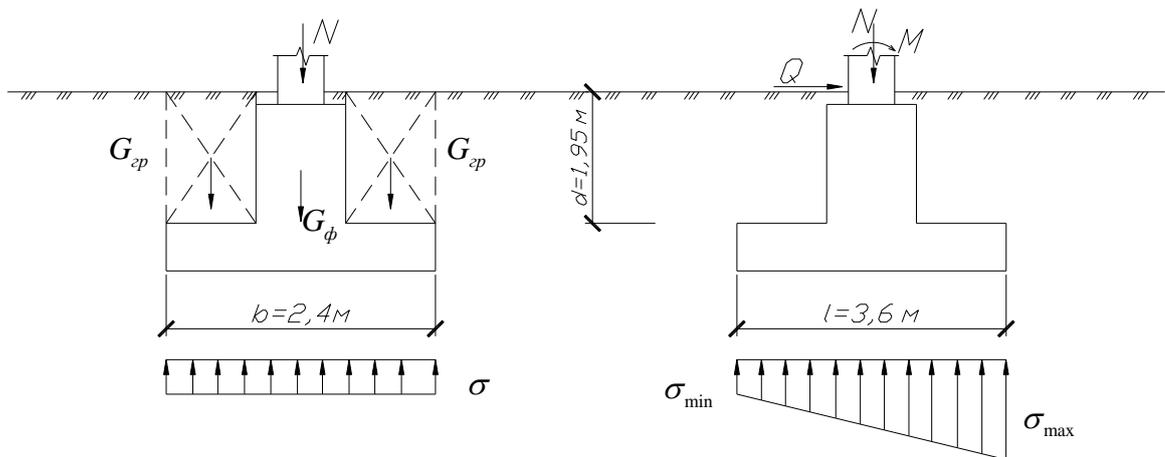


Рис. 3.4 До визначення фактичного тиску

Визначаємо фактичний тиск під подошвою:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{A} + g,$$

де $g = 20 \text{кПа}$; $A = 8,64 \text{ см}^2$;

$$\sum N = N + G = N + d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{\text{сеп.}} = 1590 \cdot 2,4 \cdot 3,6 \cdot 20 = 1927 \text{кН};$$

$$\sum M = M + Q \cdot d = 535 + 13,9 \cdot 1,95 = 562,1 \text{кН};$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{1927}{8,64} \pm \frac{562,1}{5,184} + 20 = (243 \pm 108,43) \text{кПа}.$$

Перевіряємо виконання умови:

- а) $P_{\max} \leq 1,2 R_{\text{ум.}}$;
 $P_{\max} = 351,43 \text{кПа} < 1,2 \cdot 519,9 = 623,88 \text{кПа}.$
- б) $P_{\text{сеп.}} \leq R_{\text{ум.}}$; $P_{\text{сеп.}} = 243 \text{кПа} < R_{\text{ум.}} = 519,9 \text{кПа}.$
- в) $P_{\min} > 0$; $P_{\min} = 134,57 \text{кПа} > 0.$

Таким чином, розміри фундаменту визначено вірно.

Нижче першого шару суглинків, розташований міцний ґрунт – пісок. Але у зв'язку з тим, що шар пісків залягає глибоко та середній фактичний тиск під подошвою має не велике значення, то перевірку міцності підстиляючого шару можна невиконувати.

3.4 Побудуємо епюри природного та додаткових тисків та визначимо осідання підвалини за методом пошарового підсумування

Визначаємо додатковий вертикальний тиск на ґрунт по подошві фундаменту:

$$\sigma_{z_{g_0}} = \gamma_{\text{р.ш.}} \cdot h_{\text{р.ш.}} + \gamma_1 \cdot d = 16 \cdot 0,25 + 19,03 \cdot 1,95 = 41,1 \text{кПа};$$

$$P_o = P_{\text{сеп.}} - \sigma_{z_{g_0}} = 243 - 41,1 = 201,9 \text{кПа}.$$

Ґрунтову товщину розіб'ємо на елементарні шари товщиною:

$$h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{м};$$

$$n = l/b = 1,5.$$

Розрахунок осідання виконуємо на ЕОМ.

№ Пп	h, м	z, м	m=2z/b	a	Gzg, кПа	Gzp, кПа	Gzp', кПа	E, кПа	S, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	0	0	1.000	Шап 1 41.1	201.9			
2	0.65	0.65	0.54	0.940	53.5	189.9	195.9	11250	0.0091
3	0.96	1.61	1.34	0.638	Шап 2 70.9	128.9	159.4	15920	0.0077
4	0.96	2.57	2.14	0.394	88.3	79.5	104.2	15920	0.0050
5	0.13	2.70	2.25	0.369	90.7	74.6	77.0	15920	0.0005
Рівень ґрунтових вод									
6	0.45	3.15	2.63	0.299	95.4	60.4	67.5	15920	0.0015
7	0.96	4.11	3.42	0.199	Шап 3 104.2	40.1	50.2	28210	0.0014
8	0.96	5.07	4.22	0.139	113.1	28.1	34.1	28210	0.0009
9	0.96	6.03	5.03	0.102	122.0	20.7	24.4	28210	0.0007

За нижню границю товщі, що стискається приймається глибина, для якої виконується умова:

$$\sigma_{zpi} \leq 0,2\sigma_{zgi}.$$

Перевіряємо виконання цієї умови для т. №9:

$$\sigma_{zp9} \leq 0,2\sigma_{zg9},$$

$$\sigma_{zp9} = 20 \text{кПа} < 0,2\sigma_{zg9} = 0,2 \cdot 122 = 24,4 \text{кПа};$$

тобто ми досягли нижньої межі товщі, що стискається.

Для даного типу споруд осідання не повинно перевищувати 8 см.

$$\sum S = 2,7 \text{см} < 8 \text{см}.$$

Побудуємо епюри природного і додаткового тисків у масштабі та визначимо графічно нижню границю товщі, що стискується.

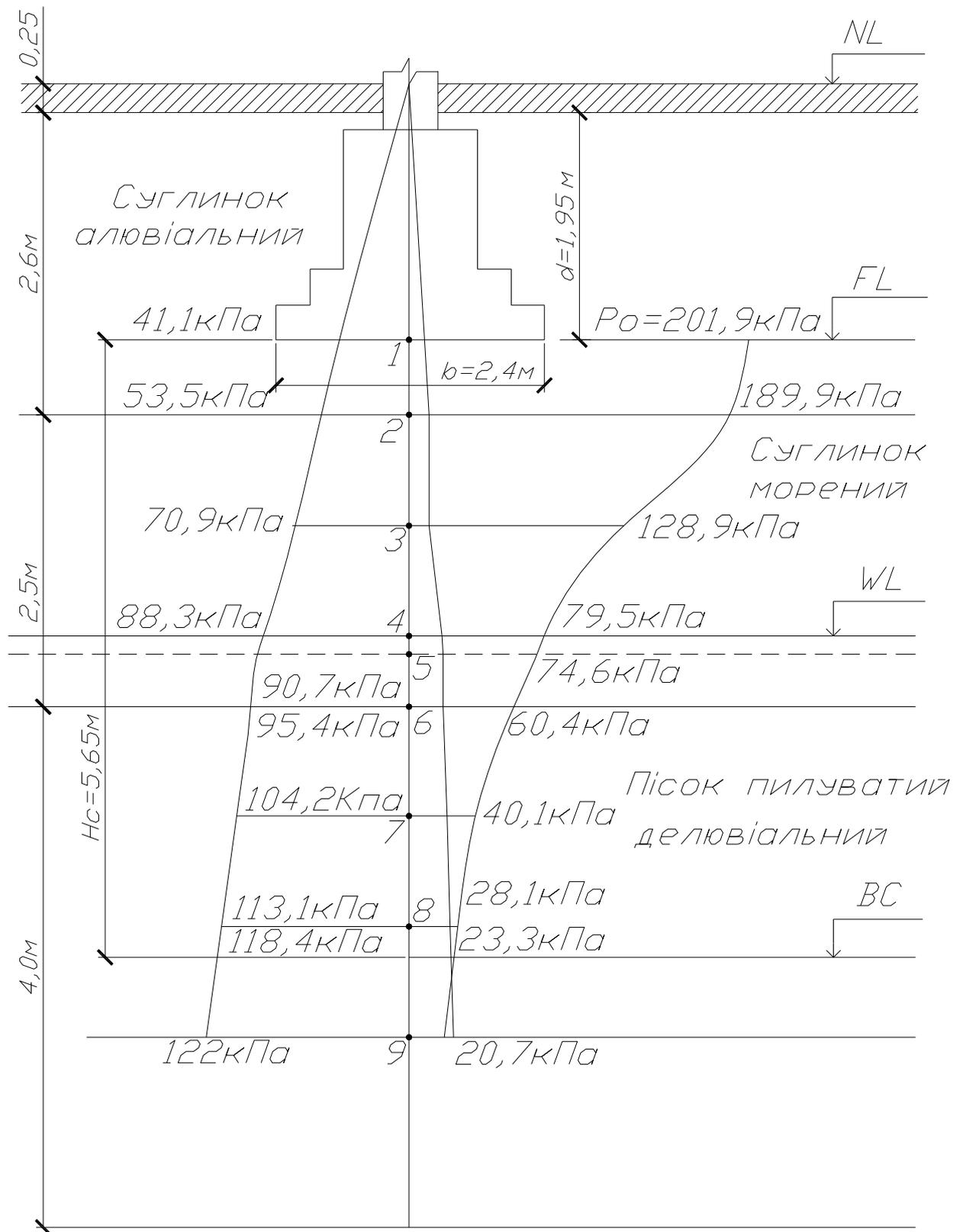


Рис. 3.5 Епюри природного та додаткових тисків

3.5 Визначення крену фундаменту

Крен прямокутного фундаменту у напрямку більшої його сторони „1” (у площині дії моменту), (п. 3.249 [14]):

$$i_e = \frac{1 - v_{cep.}^2}{E_{cep.}} \cdot \kappa_e \cdot \frac{\sum M}{(l/2)},$$

де $\sum M = 562,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$\kappa_e = 0,68$ при $n = 1,5$ та $\varepsilon_p = 4,7$ (табл. 3.34 [6]),

$$v_{cep.} = \frac{\sum v_i \cdot h_i}{H_c} = \frac{0,35 \cdot 3,15 + 0,3 \cdot 2,5}{5,65} = 0,3279,$$

(табл. 3.33 [13]), $v_{cep.} = 0,35$ - для суглинків; $v_{cep.} = 0,3$ - для пісків).

$$E_{cep.} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}} = \frac{439,29}{0,02865} = 15333 \text{ кПа}.$$

$$A_i = \sigma_{zpi} \cdot h_i,$$

$h_1 = 0;$	$A_1 = 0;$	$E_1 = 11250;$	$A_1/E_1 = 0;$
$h_2 = 0,65 \text{ м};$	$A_2 = 123,4 \text{ м};$	$E_2 = 11250;$	$A_2/E_2 = 0,01097;$
$h_3 = 0,96 \text{ м};$	$A_3 = 123,7 \text{ м};$	$E_3 = 15920;$	$A_3/E_3 = 0,00777;$
$h_4 = 0,96 \text{ м};$	$A_4 = 76,3 \text{ м};$	$E_4 = 15920;$	$A_4/E_4 = 0,00479;$
$h_5 = 0,13 \text{ м};$	$A_5 = 9,7 \text{ м};$	$E_5 = 15920;$	$A_5/E_5 = 0,00061;$
$h_6 = 0,45 \text{ м};$	$A_6 = 27,2 \text{ м};$	$E_6 = 15920;$	$A_6/E_6 = 0,00171;$
$h_7 = 0,96 \text{ м};$	$A_7 = 38,5 \text{ м};$	$E_7 = 28210;$	$A_7/E_7 = 0,00136;$
$h_8 = 0,96 \text{ м};$	$A_8 = 26,98 \text{ м};$	$E_8 = 28210;$	$A_8/E_8 = 0,00096;$
$h_9 = 0,58 \text{ м};$	$A_9 = 13,51 \text{ м};$	$E_9 = 28210;$	$A_9/E_9 = 0,00048;$

$$\sum_{i=1}^8 A_i = 439,29; \quad \sum_{i=1}^8 A_i / E_i = 0,02865;$$

Отже крен фундаменту:

$$i_e = \frac{1 - 0,3279^2}{15333} \cdot 0,68 \cdot \frac{562,1}{(3,6/2)} = 0,0038.$$

для даного типу фундаменту крен не повинен перевищувати значення $i_e = 0,004$, що є більше одержаного розрахунком. Таким чином, деформації основи (осідання і крен) не перевищують максимально допустимих значень.

3.6 Визначення геометричних розмірів фундаменту

Запроектуємо монолітний фундамент стовпчатого типу. Зазор між стінками стакана і колони приймаємо: по низу – 50 мм, по верху – 75 мм. Для рихтовки колони глибину стакана d_p приймаємо на 50 мм більшою за глибину закріплення колони в стакан (п. 4.10 [6]).

$$d_p = d_c + 50 \text{ мм};$$

Приймаємо для нашого фундаменту бетон В15 (п. 4. 1 [6]) і арматуру А-III (гарячекатану арматуру періодичного профілю) (п. 4. 2 [6]). Характеристики В15 по [6]: $R_b = 8,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, (табл. 13); $\gamma_{b2} = 0,9; \gamma_{b3} = 0,85; \gamma_{b9} = 0,9$ (табл.15); $R_s = 365 \text{ МПа}$, (табл. 22); $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (табл.29).

Висота фундаменту (п. 4.6 [6]):

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

Товщина стінок стакана (табл. 8 [6]):

$$150 < t = 0,2l_d,$$

$$150 < t = 0,2 \cdot 1300 = 260 \text{ мм},$$

приймаємо $t = 260 \text{ мм}$, а з площини згинаючого моменту $t = 150 \text{ мм}$.

Глибина закладання колони в стакані фундаменту при $l_d = 1,3 > 1,2 \text{ м}$, (п. 4.10 [6]):

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

$$d_c = 0,929 \text{ м} < 1,2 \text{ м},$$

приймаємо $d_c = 1 \text{ м}$,

Тоді глибина стакана $d_p = d_c + 50 = 1000 + 50 = 1050 \text{ мм}$.

Розміри підколонника в плані:

$$l_{cf} = l_c + 2t + 2a = 1300 + 2 \cdot 260 + 2 \cdot 75 = 1970 \text{ мм};$$

$$b_{cf} = b_c + 2t + 2a = 500 + 2 \cdot 150 + 2 \cdot 75 = 950 \text{ мм}.$$

Приймаємо розміри кратні 300 мм (п. 4.4 [6]):

$$l_{cf} = 2100 \text{ мм};$$

$$b_{cf} = 1200 \text{ мм}.$$

Уточнюємо товщину стінок стакана:

$$t_l = (l_{cf} - l_c - 2a) / 2 = (2100 - 1300 - 150) / 2 = 325 \text{ мм};$$

$$t_b = (b_{cf} - l_c - 2a) / 2 = (1200 - 500 - 150) = 275 \text{ мм}.$$

Товщина дна стакана фундаменту (п. 4.13 [6]):

$$h_p = h - d_p = 1800 - 1500 = 750 \text{ мм} > 200 \text{ мм}.$$

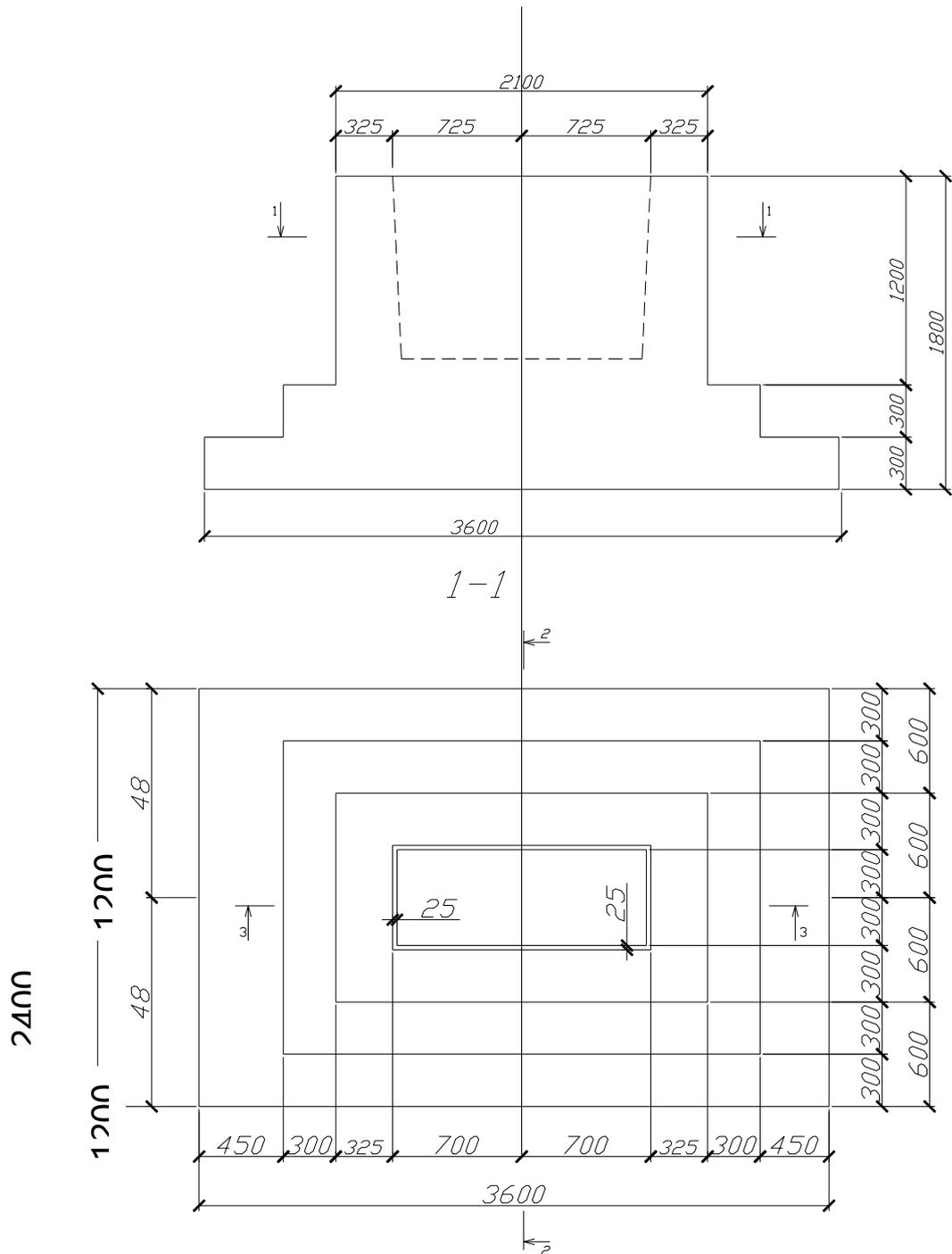


Рис. 3.6 До геометричних розмірів фундаменту

Ширину нижньої ступені визначаємо виходячі з умови $C_1 < 2,4h_{01}$, (дод. 3 [6]), де $h_{01} = 250\text{мм}$.

Приймаємо $C_2 = 300\text{мм}$, тоді:

$$C_1 = (l - l_{cf} - 2C_2) / 2 = (3600 - 2100 - 600) / 2 = 450 \text{ мм};$$

$$C_1 = 450 \text{ мм} < 2,4h_{01} = 2,4 \cdot 250 = 600 \text{ мм}.$$

Висота підколонника:

$$h_{cf} = h - \sum h_{cfi} = 1800 - (300 + 300) = 1200 \text{ мм}.$$

По сороні „b” приймаємо дві ступені:

$$C_1 = 300 \text{ мм}; \quad C_2 = 300 \text{ мм}.$$

3.7 Розрахунок на продавлювання проводимо плитної частини фундаменту

Розрахунок на продавлювання проводимо по схемі 2, оскільки виконується умова [б]:

$$h_{cf} - d_p < 0,5(l_{cf} - l_c);$$

$$1200 - 1050 < 0,5(2100 - 1300);$$

$$150 \text{ мм} < 400 \text{ мм}.$$

Розрахунок виконується від дії тільки розрахункової поздовжньої сили N_c розраховуємо за комбінацією №3. $N = 1750 \text{ кН}$:

$$N_c = \alpha \cdot N;$$

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9}}{N};$$

$$A_c = 2 \cdot (b_c + l_c) \cdot d_c = 2 \cdot (0,5 + 1,3) \cdot 1 = 3,6 \text{ м}^2;$$

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot 750 \cdot 3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9}{1750} = 0,5 < 0,85,$$

приймаємо $\alpha = 0,85$.

$$\text{Отже, } N_c = 0,85 \cdot 1750 = 1488 \text{ кН}.$$

Перевірка на продавлювання колоною від дна стакана виконується з умови:

$$N_c < b \cdot l \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot b_m \cdot h_{0p} / A_0;$$

$$\text{де } b_m = b_p \cdot h_{0p} = 0,6 + 0,7 = 1,3 \text{ м};$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_p - 2 \cdot h_{0p}) - 0,25 \cdot (b - b_p - 2 \cdot h_{0p})^2 = 0,5 \cdot 2,4 \cdot (3,6 - 1,4 - 2 \cdot 0,7) - 0,25 \cdot (2,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,7)^2 = 1 \text{ м}^2.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$1488 \text{ кН} < \frac{2,4 \cdot 3,6 \cdot 750 \cdot 1,3 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 0,85}{1} = 4511 \text{ кН} - \text{умова виконується}.$$

M 1:50

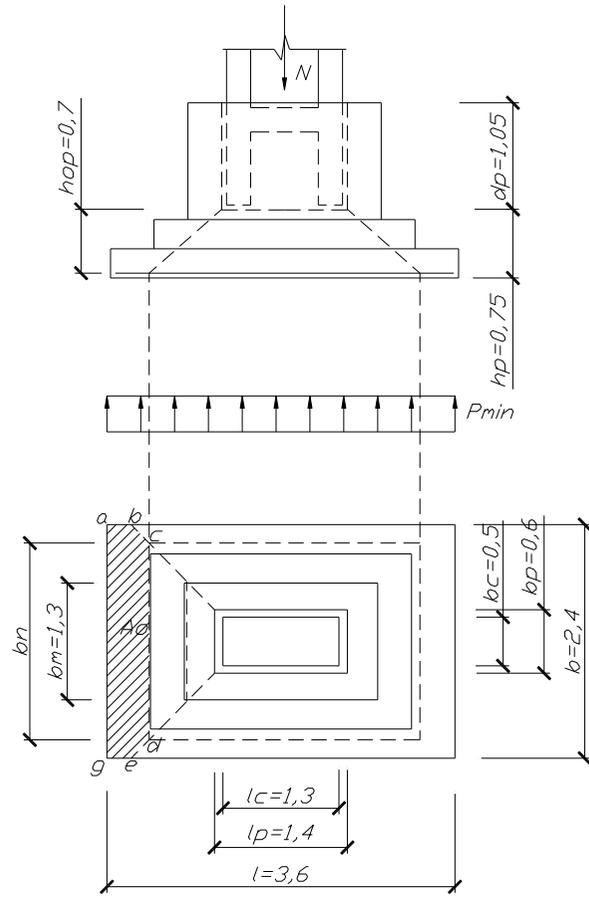


Рис. 3.7 До розрахунку на продавлення

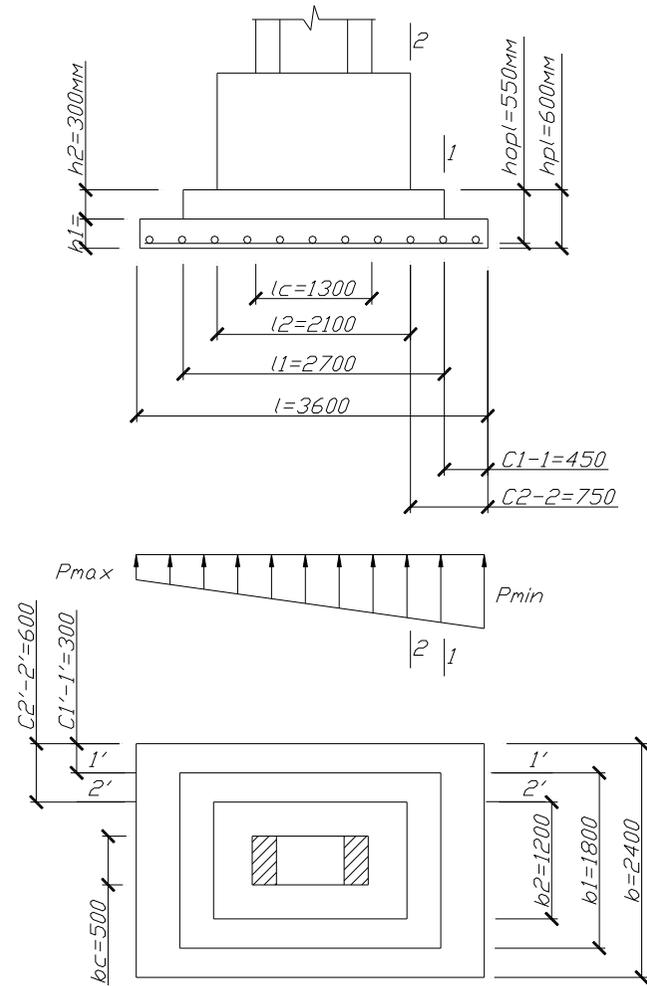


Рис. 3.8 До розрахунку армування підстави

У фундаментах з низьким підколонником проводять перевірку фундаменту з міцності на розколювання його колоною від дії повздовжньої сили N_c , виходячі з умови:

$$\frac{b_c}{l_c} = \frac{0,5}{1,3} = 0,385 < \frac{A_b}{A_c} = \frac{2,044}{2,914} = 0,702;$$

$$N_c < (1 + \frac{b_c}{l_c}) \cdot \mu \cdot \gamma_g \cdot A_l \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3},$$

$$1488 \text{кН} < (1 + \frac{0,5}{1,3}) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,914 \cdot 750 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 2257 \text{кН} -$$

умова виконується.

3.8 Розрахунок армування підшви фундаменту

Розрахункові зусилля на рівні підшви приймаються без урахування ваги фундаменту за визначеним R_{max} .

Сполучення №1:

$$P_1 = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1 + Q_1 \cdot h}{W} = \frac{1670}{8,64} + \frac{605 + 15,6 \cdot 1,8}{5,184} = 315,4 \text{кПа}.$$

Сполучення №2:

$$P_2 = \frac{1390}{8,64} + \frac{1 - 635 + 14,1 \cdot 1,81}{5,184} = 278,5 \text{кПа}.$$

Сполучення №3:

$$P_2 = \frac{1750}{8,64} + \frac{590 + 15,3 \cdot 1,81}{5,184} = 321,7 \text{кПа}.$$

Розрахунок ведемо по сполучення №3.

Визначемо переріз арматури вздовж більшої сторони 1. Переріз 1-1: Максимальний краєвий тиск на ґрунт $\sigma_{max} = P_3 = 321,7 \text{кПа}$.

Тиск на ґрунт в перерізі 1-1:

$$\sigma_{1-1} = \frac{N}{A} + \frac{(M + Q \cdot l)k_{1-1}}{W}$$

$$k_{1-1} = 1 - \frac{2 \cdot C_{1-1}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,45}{3,6} = 0,75;$$

де

$$\sigma_{1-1} = \frac{1750}{8,64} + \frac{617,5 \cdot 0,75}{5,184} = 292 \text{кПа}.$$

Згинаючий момент в перерізі 1-1:

$$M_{1-1} = \frac{C_{1-1}^2 \cdot b}{6} \cdot (2\sigma_{max} + \sigma_{1-1}) = \frac{0,45^2 \cdot 2,4}{6} \cdot (2 \cdot 321,7 + 292) = 75,8 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{1-1}}{R_b \cdot b_{1-1} \cdot h_{01}^2} = \frac{7580000}{8,5(100) \cdot 240 \cdot 25^2} = 0,06; \eta = 0,969;$$

$$A_{s_{1-1}} = \frac{M_{1-1}}{R_s \cdot \eta \cdot h_{01}} = \frac{7580000}{365(100) \cdot 0,969 \cdot 25} = 8,57 \text{см}^2.$$

Переріз 2-2:

$$\sigma_{2-2} = 1 - \frac{2 \cdot C_{2-2}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,75}{3,6} = 0,583;$$

$$\sigma_{2-2} = \frac{1750}{8,64} + \frac{617,5 \cdot 0,583}{5,184} = 272 \text{ кПа.}$$

$$M_{2-2} = \frac{C_{2-2}^2 \cdot b}{6} \cdot (2\sigma_{\max} + \sigma_{2-2}) = \frac{0,75^2 \cdot 2,4}{6} \cdot (2 \cdot 321,7 + 272) = 206 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$\alpha_m = \frac{M_{2-2}}{R_b \cdot b_{2-2} \cdot h_{01}^2} = \frac{20600000}{8,5(100) \cdot 180 \cdot (30 + 25)^2} = 0,045; \eta = 0,977;$$

$$A_{s_{2-2}} = \frac{M_{2-2}}{R_s \cdot \eta \cdot h_{01}} = \frac{20600000}{365(100) \cdot 0,977 \cdot (30 + 25)} = 10,5 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за максимальне значення A_{sc} та виходячі з умов армування 14 стрижнів арматури діаметром 10 мм А-III з $A_s = 10,99 \text{ см}^2$.

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{10,99}{12600} = 0,00087 > \mu_{\min} = 0,0008.$$

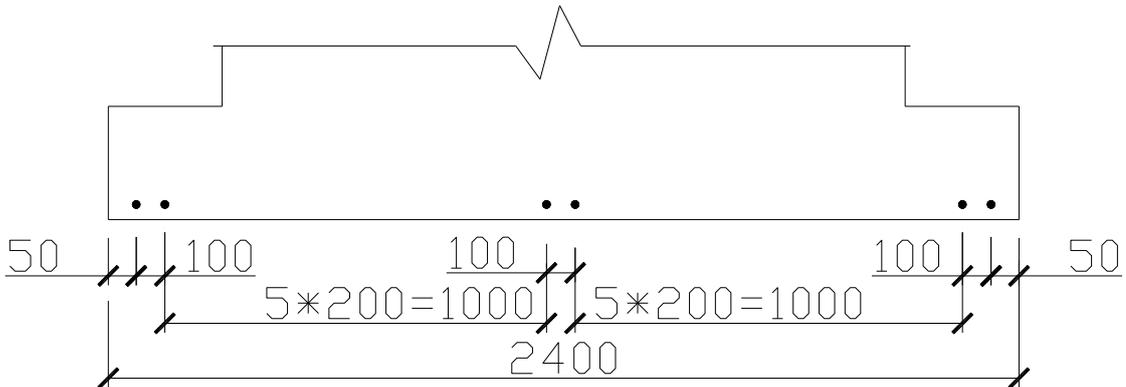


Рис. 3.7 Розташування повздовжньої арматури С-2

Визначим переріз арматури вздовж меншої сторони „b”

Переріз 1'-1':

$$\sigma_{1'-1'} = \frac{1750}{8,64} = 202,5 \text{ кПа.}$$

$$M_{1'-1'} = \frac{0,3^2 \cdot 3,6}{6} \cdot (2 \cdot 202,5 + 202,5) = 32,81 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$\alpha_m = \frac{3281000}{8,5(100) \cdot 360 \cdot 25^2} = 0,017; \eta = 0,9915;$$

$$A_{s_{1'-1'}} = \frac{3281000}{365(100) \cdot 0,9915 \cdot 25} = 3,63 \text{ см}^2.$$

Переріз 2'-2':

$$M_{2'-2'} = \frac{0,6^2 \cdot 3,6}{6} \cdot (2 \cdot 202,5 + 202,5) = 131,22 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$\alpha_m = \frac{13122000}{8,5(100) \cdot 270 \cdot (30 + 25)^2} = 0,019; \eta = 0,9905;$$

$$A_{s_{2'-2'}} = \frac{13122000}{365(100) \cdot 0,9905 \cdot (30 + 25)} = 6,6 \text{ см}^2.$$

Приймаємо площу перерізу арматури $A_{s_{2'-2'}} = 6,6\text{см}^2$, отже, 9 стержнів арматури діаметром 10 А-IIIз $A_s = 7,065\text{см}^2$.

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_e} = \frac{7,065}{18900} = 0,00037 > \mu_{\min} = 0,0008.$$

Приймаємо армування вздовж меншої сторони фундаменту конструктивно виходячі з мінімального відсотку армування:

$$A_s > A_e \cdot 0,0008 = 18900 \cdot 0,0008 = 15,12\text{см}^2.$$

Приймаємо 20 стержнів діаметром 10 А-III з $A_s = 15,7\text{см}^2$, та кроками 100 і 200 мм.

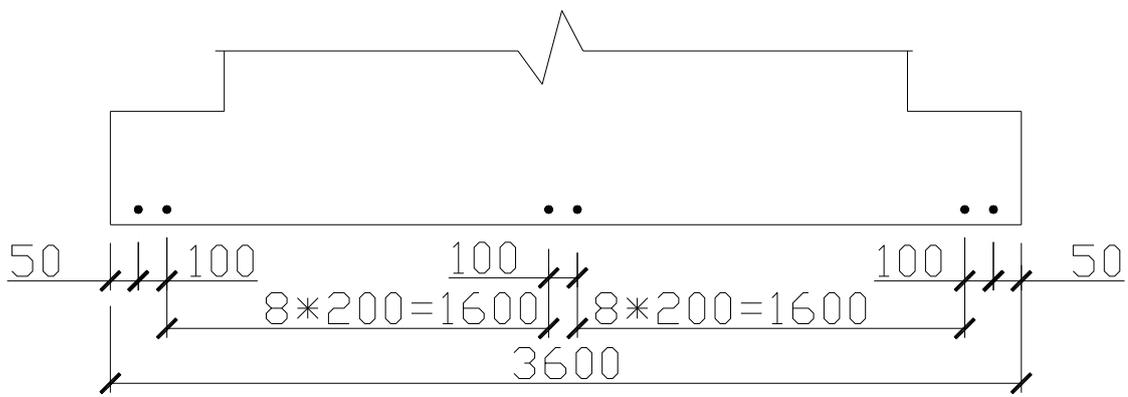


Рис. 3.8 Розташування поперечної арматури С-2

3.9 Розрахунок повздовжнього армування підколонника

3.9.1 Розрахунок прямокутного перерізу підколонника

Визначимо площу перерізу арматури для прямокутного перерізу. Первісно перевіримо його міцність як позакентровано стиснутого бетонного перерізу. Висота стиснутої зони $x = l_{cf} - 2e_x$.

Загальний ексцентриситет:

$$N1: N = 1670\text{кН}; \sum M_x = 623,72\text{кН} \cdot \text{м};$$

$$e_x = \frac{2M_x}{N} + \frac{l_{cf}}{30} \Rightarrow N2: N = 1390\text{кН}; \sum M_x = -618\text{кН} \cdot \text{м};$$

$$N3: N = 1750\text{кН}; \sum M_x = 608,36\text{кН} \cdot \text{м};$$

Розрахунок ведемо по комбінації №2 та №3:

$$e_{x,2} = \frac{618}{1390} + \frac{2,1}{30} = 0,515\text{м}; \quad e_{x,3} = \frac{608,36}{1750} + \frac{2,1}{30} = 0,418\text{м};$$

$$e_{x,2} = 2,1 - 2 \cdot 0,515 = 1,07\text{м}; \quad e_{x,2} = 2,1 - 2 \cdot 0,418 = 1,264\text{м};$$

Так як:

$$\frac{h_{cf}}{b_{cf}} = \frac{1,2}{1,2} = 1 < 6, \text{ отже } \eta = 1.$$

Площа перерізу стиснутої зони:

$$A_b = \eta \cdot b_{cf} \cdot x; \begin{cases} A_{b2} = 1 \cdot 1,2 \cdot 1,07 = 1,284 \text{ м}^2; \\ A_b = 1 \cdot 1,2 \cdot 1,264 = 1,517 \text{ м}^2; \end{cases}$$

Переріз розглянемо з урахуванням коефіцієнтів умов роботи γ_{b3} та γ_{b9} , а також α_1 - для важкого бетону.

Перевіряємо виконання умови:

$$N \leq \alpha \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_b \cdot A_b :$$

$$N_2 = 1390 \text{ кН} < 1 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 8500 \cdot 1,284 = 8350 \text{ кН};$$

$$N_3 = 1750 \text{ кН} < 1 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 8500 \cdot 1,517 = 9860 \text{ кН}.$$

Приймаємо армування підколонника конструктивно, виходічі з умови:

$$A_s = A'_s > 0,0002 \cdot l_{cf} \cdot b_{cf} = 0,0002 \cdot 210 \cdot 120 = 5,04 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз арматури 6 діаметрів 12 А-III з $A_s = 6,79 \text{ см}^2 > 5,04 \text{ см}^2$.

3.9.2 Розрахунок коробчатого перерізу підколонника

Визначимо площу перерізу арматури для коробчатого перерізу по комбінації №2.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{618}{1390} = 0,445 \text{ м}.$$

Так як: $\frac{l_c}{2} = 1,3/2 = 0,65 \text{ м} > l_c = 0,445 \text{ м} > \frac{l_c}{6} = 1,3/6 = 0,217 \text{ м}$, то момент M_{kx} визначається за формулою:

$$M_{kx} = M_x + Q_x \cdot d_p - 0,7 \cdot N \cdot e_x = 618 - 0,7 \cdot 1390 \cdot 0,445 = 185 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{kx}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{18500000}{0,9 \cdot 0,85(100) \cdot 120 \cdot 105} = 0,018; \eta = 0,991;$$

$$A_s = A'_s = \frac{M_{kx}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{18500000}{365(100) \cdot 0,991 \cdot 105} = 4,87 \text{ см}^2.$$

Тобто прийнятого перерізу арматури 6 діаметрів 12 А-III достатньо.

3.10 Розрахунок поперечного армування підколонника

Для комбінації №2: $e_0 = \frac{M_x}{N} = 0,4454 \text{ м} > \frac{l_c}{2} = 0,65 \text{ м}$, тобто розташування сіток горизонтального армування прийнято як для випадку малих ексцентриситетів та їх кількість при глибині стакана 1050 мм, дорівнює 5.

Потрібна площа стрижнів однієї сітки:

$$A_s^{tr} = \frac{M_x}{R_s \cdot \sum_{i=1}^n Z_i} = \frac{18500000}{365(100) \cdot (95 + 90 + 85 + 75 + 55)} = 1,27 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 діаметра 8 А-III з $A_s = 2,01\text{см}^2 > 1,27\text{см}^2$.

Убиремо другу сітку зверху, отже:

$$A_s^{tr} = \frac{18500000}{365(100) \cdot (95 + 85 + 75 + 55)} = 1,64\text{см}^2.$$

Приймаємо 4 сітки з 4 діаметра 8 А-III з $A_s = 2,01\text{см}^2$.

3.11 Розрахунок підколонника на місцеве стискання

Визначимо необхідність установки сіток, для чого перевіримо міцність бетонного перерізу по умові (п. 2.48 [6]):

$$N_c < \psi_{loc} \cdot R_{b,loc} \cdot A_{loc,1},$$

де $N_c = 1488\text{кН}$ – дивись розрахунок на продавлювання.

Так як: $e_x = 608,36 / 1750 = 0,348\text{м} > l_c / 6 = 1,3 / 6 = 0,217\text{м}$, то $\psi_{loc} = 0,75$.

Розрахунковий опір бетону стисненню:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9},$$

де $\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} = \sqrt[3]{\frac{2,1 \cdot 1,2}{0,25 \cdot 0,5}} = 2,72 > 2,5$, приймаємо $\varphi_b = 2,5$.

Тоді:

$$R_{b,loc} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 8,500 \cdot 2,5 = 17212,5\text{кПа}.$$

Умова міцності приймає вид:

$$N_c = 1488\text{кН} < 0,675 \cdot 17212,5 \cdot 0,125\text{кН}.$$

Отже, бетонний переріз по міцності проходить і установлення сіток не прямого армування не потрібне.

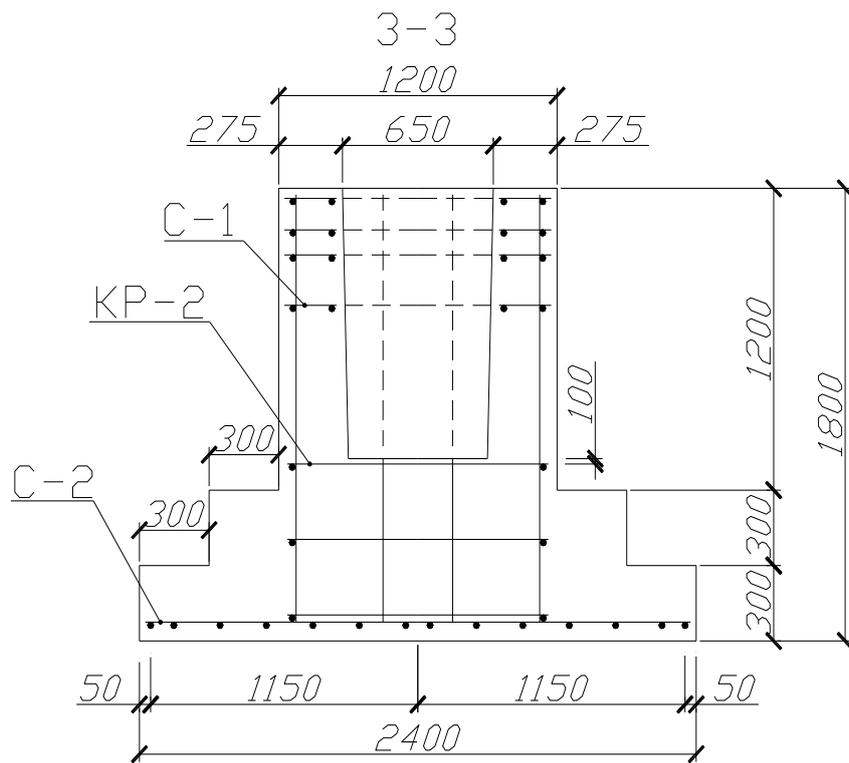
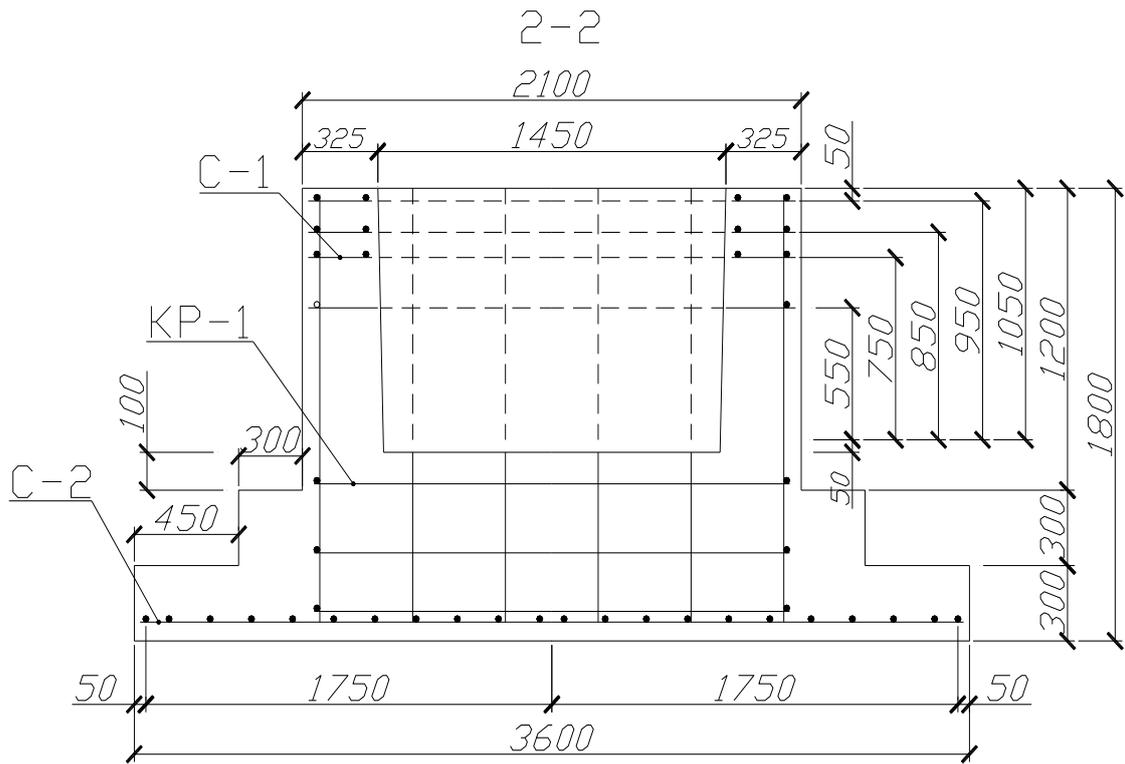


Рис. 3.11 Армування фундаменту

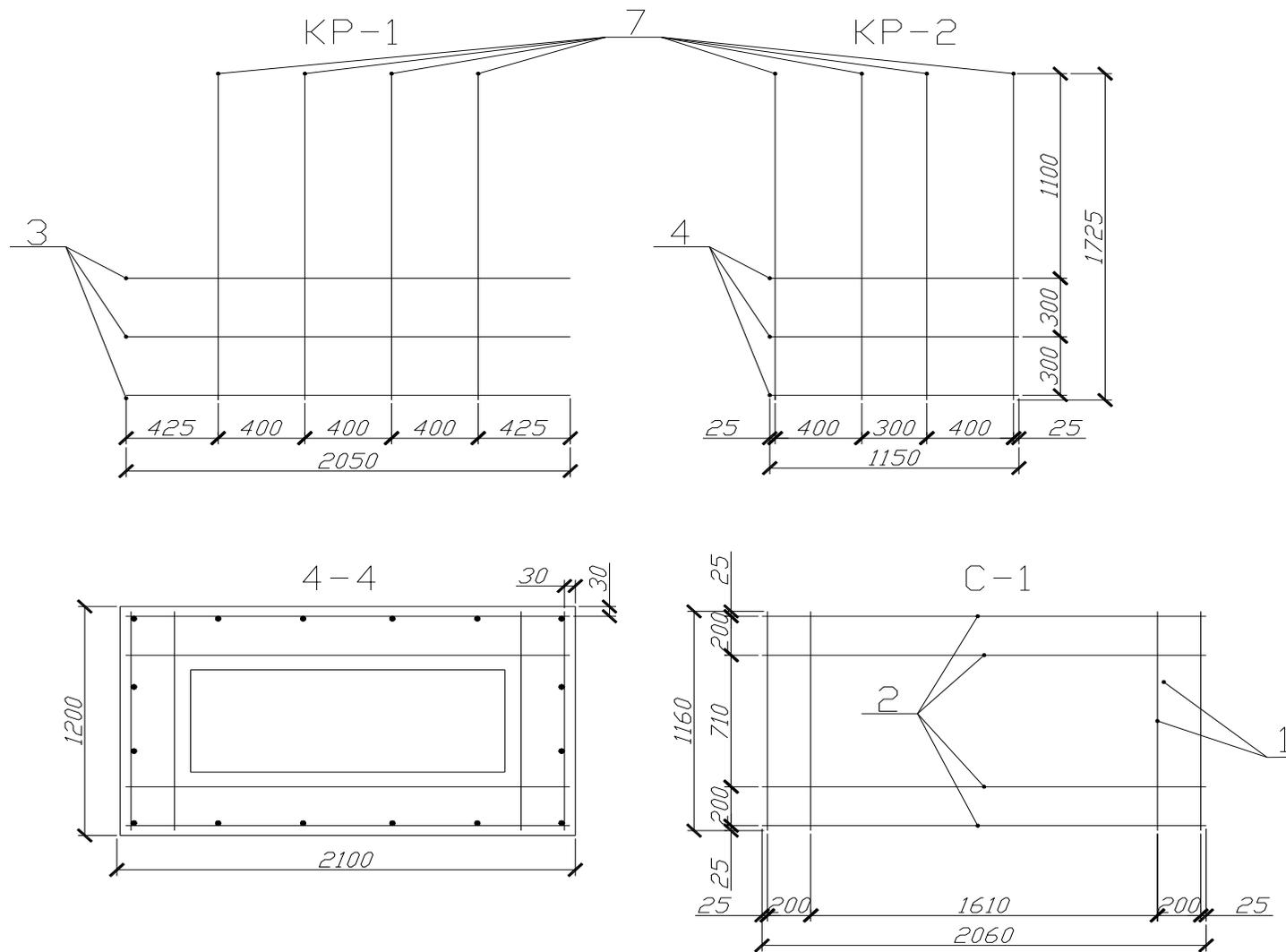


Рис. 3.12 Арматурні каркаси КР- 1 та КР-2 і сітка С-1; розріз 4-4

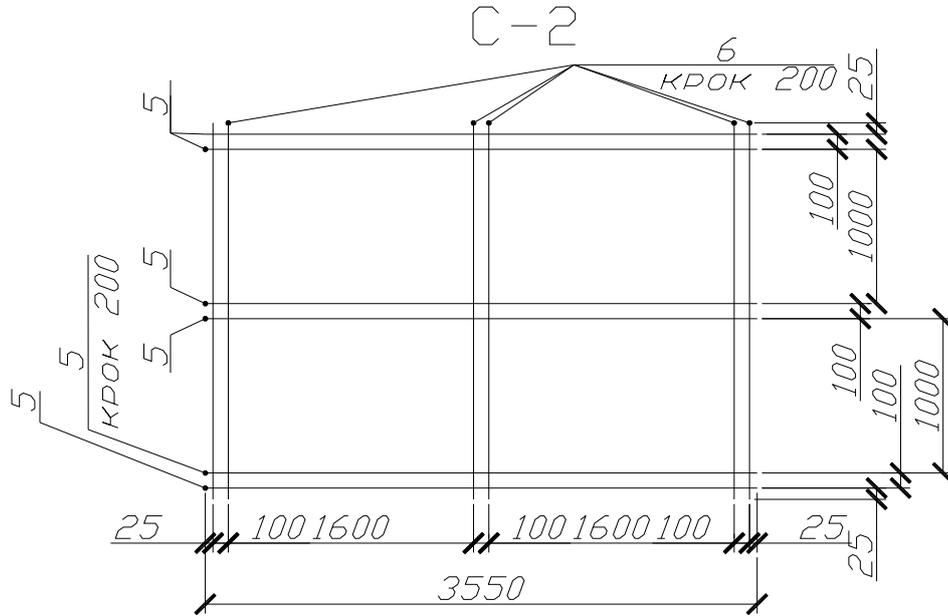


Рис. 3.13 Арматурна сітка С-2

3.12 Спецефікацію фундаменту

Таблиця 3.5

Формат	Зона	Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітки
				Фундамент ФМ-1	1	
				Збірні одиниці		
				Сітки арматурні		
				С-1	4	
				С-2	1	
				Каркаси плоскі		
				КР-1	2	
				КР-2	2	
				Деталі		
				Ø 8 А-III		
				l = 1160	16	
				l = 2060	16	
				l = 2050	6	
				l = 1150	6	
				Ø 10 А-III		
				l = 2350	20	
				l = 3550	14	
				Ø 12 А-III		
				l = 1725	16	
				Матеріали		
				Бетон класа В15		

4.1 Порівняння варіантів

Табл. 4.1

Специфікація збірних елементів

Елемент	Марка	К-ть	Розміри мм			Елемент		Загальна	
			b	h	l	вага т	об'єм м ³	вага т	об'єм м ³
Колона крайнього ряду	КП1-7	34	400	800	10600	7,1	2,83	211,4	96,22
Колона середнього ряду	КП1-9	34	400	800	10600	9,2	3,67	312,8	124,78
Колона фахверкова	КФ-12	12	500	500	10500	6,6	2,60	79,2	31,2
Підкранова балка	БКНВ6-3С	90	600	1000	5950	4,2	1,66	378	149,4
Кроквяна ферма	СФ-1	51	240	3000	18000	8,0	3,2	408,0	163,2
Плити покриття	ПП-1	270	2980	300	5970	2,3	0,93	621,0	251,1
Фундаментна балка	ФБ6-41	48	200	300	5050	0,7	0,27	29,4	11,24
Сендвіч-панель	СП-1	388	300	1200	6000	1,7	1,27	661,0	419,1

Відомість обсягів робіт

Табл. 4.2

№ п/п	РОБОТА	ОДИН. ВИМІРУ	ОБСЯГ
1	2	3	4
1	Розвантаження колон а) фахверкових б) крайнього ряду в) середнього ряду	100т	0,792 2,114 3,128
2	Монтаж колон а) фахверкових б) крайнього ряду в) середнього ряду	шт.	12 34 34
3	Замурівка стиків колон з фундаментами	шт.	80,0
4	Розвантаження кроквяних ферм прольотом 18м	100т	4,08
5	Монтаж кроквяних ферм прольотом 18м	шт.	51
6	Зварювання стику колон з кроквяною фермою	1м	61,2
7	Розвантаження підкранових балок	100т	3,78
8	Монтаж підкранових балок	шт.	90
9	Зварювання стиків підкранових балок з колонами	1м	117,3
10	Розвантаження плит покриття	100т	6,21
11	Монтаж плит покриття	шт.	270
12	Зварювання стиків плит з кроквяною фермою	1м	81
13	Замурівка стиків плит покриття бетоном	100м	22,86
14	Розвантаження фундаментних балок	100т	0,294
15	Монтаж фундаментних балок	шт.	42
16	Розвантаження стінових панелей а) 6*1,2м б) 6*1,8м	100т	5,61 1,08
17	Монтаж стінових панелей а) 6*1,2м б) 6*1,8м	шт.	330 48
18	Зварювання стиків з колоною стінових панелей	1м	37,8
19	Заробка стиків стінових панелей	1м	1486

Калькуляція трудових та грошових витрат
на монтаж каркасу

Табл. 4.3

№ п/п	Робота	ЕНіР	Один виміру	Обсяг роботи	На одиницю		На обсяг		Склад ланки
					люд.год./маш.год.	зарплата	люд.год./маш.год.	зарплата	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон: а) вагою до 8т	Е1-5 т.2,10	100т	2,9	$\frac{3.4}{1.7}$	2-18	$\frac{10.0}{5.0}$	6-32	машиніст 6р-1 такелажник 2р-2
	б) вагою до 10т	Е1-5 т.2,11	100т	3,13	$\frac{3.2}{1.6}$	2-05	$\frac{10.0}{5.0}$	6-42	
2	Установка навісних люльок вручну	Е5-1-2 7	шт.	80	$\frac{0.51}{0}$	0-35,7	$\frac{40.8}{0}$	28-56	монтажник 3р-1
3	Установка драбин навісних вручну	Е5-1-2 11	шт.	80	$\frac{1.6}{0}$	1-12	$\frac{128}{0}$	89-60	монтажник 3р-1
4	Монтаж колон: а) вагою до 8т	Е4-1-4 т.2 6,а	шт.	46	$\frac{4.9}{0.49}$	3-67	$\frac{225.4}{22.5}$	168-82	машиніст 6р-1 монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1
	б) вагою до 10т	Е4-1-4 т.2 7,а	шт.	34	$\frac{5.7}{0.57}$	4-26	$\frac{193.8}{19.4}$	144-84	
5	Замурівка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші з кузова автосамоскида до поворотної бад'ї	Е1-22	1т	30,0	$\frac{0.45}{0}$	0-26,6	$\frac{13.5}{0}$	7-98	підсобник 1р-1
	б) подача бетонної суміші до місця укладання	Е1-6 т.2 11,а,б	м ³	12,4	$\frac{0.6}{0}$	0-38,4	$\frac{7.44}{0}$	4-76	такелажник 2р-2
	в) замурівка стиків колон з фундаментами	Е4-1-25 т.1 1	шт.	80	$\frac{0.81}{0}$	0-60,3	$\frac{64.8}{0}$	48-24	монтажник 5р-1 4р-1
6	Розвантаження підкранових балок прольотом 6м	Е1-5 т.2 7,а,б	100т	3,78	$\frac{4.2}{2.1}$	2,69	$\frac{17.01}{8.5}$	10-17	машиніст 6р-1 такелажник 2р-2
7	Монтаж підкранових балок	Е4-1-6 т.3 3,в,г	шт.	90	$\frac{6.5}{1.3}$	4-86	$\frac{585}{117}$	437-40	машиніст 5р-1 монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1
8	Електрозвар-ня стику підкранової балки з колоною	Е22-1-6	10м	11,73	1,7	1-55	19,34	18-18	зварюв-ник 5р-1

9	Розвантаження кроквяних ферм вагою 8т	E1-5 т.2 11	100т	4,08	$\frac{3.2}{1.6}$	2-05	$\frac{13.06}{6.53}$	8-36	машиніст бр-1 такелажник 2р-2
10	Монтаж ферм прольотом 18м	E5-1-6 т.4 3	шт.	51	$\frac{8.00}{1.6}$	6-56	$\frac{408}{81.6}$	334-56	МОНТАЖНИК бр-1 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст бр-1
11	Зварювання стиків колон з фермами	E22-1-6	10м	6,12	1,7	1-55	10,40	9-49	зварюв-ник 5р-1
12	Розвантаження плит покриття 3*6м	E1-5 т.2 4	100т	6,21	$\frac{5.4}{2.7}$	3-46	$\frac{33.53}{16.76}$	21-49	машиніст бр-1 такелажник 2р-2
13	Монтаж плит покриття 3*6м	E4-1-7 11	шт.	270	$\frac{1.2}{0.3}$	0-84,9	$\frac{324}{81}$	229-23	МОНТАЖНИК 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст бр-1
14	Зварювання плит покриття з фермами	E22-1-6	10м	8,1	1,7	1-55	13,77	12-56	зварюв-ник 5р-1
15	Замоноличувався стиків між плитами покриття а) приймання бетонної суміші з автосамоскида до поворотної бад'ї	E1-22 3	1т	56,0	$\frac{0.45}{0}$	0-26,6	$\frac{25.2}{0}$	14-90	підсобник 1р-1
	б) подача бетонної суміші до місця укладання	E1-6 т.2 3	1 м ³	22,8	$\frac{0.88}{0.44}$	0-56,4	$\frac{20.1}{10.0}$	12-86	машиніст бр-1 такелажник 2р-2
	в) укладання бетонної суміші в стики	E4-1-26 3	100м	22,86	$\frac{6.4}{0}$	4-77	$\frac{146.3}{0}$	109-04	МОНТАЖНИК 4р-1 3р-1
16	Розвантаження фундаментних балок	E1-5 т.2 6,а,б	100т	0,294	$\frac{3.8}{1.9}$	2-43	$\frac{1.12}{0.56}$	0-71	машиніст бр-1 такелажник 2р-2
17	Монтаж фундаментних балок	E4-1-6 т.3	шт.	48	$\frac{1.1}{0.22}$	0-82,3	$\frac{52.8}{10.56}$	34-57	МОНТАЖНИК 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст бр-1
18	Розвантаження стінових панелей	E1-5 т.2 6,а,б	100т	3,34	$\frac{3.8}{1.9}$	2-43	$\frac{25.4}{12.7}$	16-26	машиніст бр-1 такелажник 2р-2

19	Монтаж стінових панелей а) висотою 1,2м	Е5-1-9 т.2 2	шт.	388	$\frac{3}{0.75}$	2-28	$\frac{1164}{291}$	752-40	монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст 6р-1
20	Електрозв'яз стінових панелей з колонами	Е22-1-6	10м	3,78	1,7	1-55	6,43	5-86	зварюв-ник 5р-1
21	Замазка швів між стіновими панелями а) подача буд. матеріалу в робочу зону	Е1-16 т.2 10,а,б	100 м ³	0,06	$\frac{98}{49}$	62-72	$\frac{4.9}{2.5}$	3-14	машиніст 4р-1 такелажник 2р-2
	б) ізоляція вертикальних швів бутил каучуковою стрічкою	Е4-1-27 1	10м	44,8	0,78	34,9	34,9	26-03	монтажник 4р-1 3р-1
	в) конопатка стиків цементним розчином з внутрішньої сторони	Е4-1-28 6	10м	148,6	0,62	0-49	92,13	72-81	монтажник 4р-1

$$\frac{4673.64}{842.05} 3501,16$$

Вибір оптимальних варіантів монтажних механізмів

Монтажні механізми вибираємо за допомогою комп'ютерної програми "KРАН".

Для порівняння варіантів вибираємо два варіанти монтажу будівлі:

I – й варіант: будівля ділиться на три монтажні зони:

- 1 – монтаж колон і підкранових балок;
- 2 – монтаж кроквяних ферм та плит покриття;
- 3 – монтаж стінових панелей.

II – й варіант: 2 монтажні зони:

- 1 – монтаж колон, підкранових балок і стінових панелей;
- 2 – монтаж кроквяних ферм та плит покриття.

Розрахунок необхідних параметрів стрілового самохідного крану

- H_k – висота підйому крюка

$$H_k = h_o + h_z + h_e + h_{ст}$$

де h_o – проектна висота підйому

h_z – висота заземлення

h_e – висота монтуемого елемента

$h_{ст}$ – висота строповки

- L_c – довжина стріли

$$L_c = \frac{H_k + h_n + h_c}{\sin \alpha}$$

де h_n – висота поліспасти

h_c – відстань від осі кріплення стріли до рівня стоянки крана

α – кут нахилу стріли ($\alpha = 70^\circ$)

- L_k – вильот крюка

$$L_k = L_c \cdot \cos \alpha + d$$

де d – відстань від осі обертання крана до осі кріплення стріли.

- Q – вантажопідємність крана

$$Q = Q_e + Q_o$$

де Q_e – маса монтуемого елемента

Q_o – маса такелажної оснастки

при монтажі підкранових балок:

$h_o = 5,8 \text{ м}$

$h_z = 0,5 \text{ м}$

$h_e = 1,0 \text{ м}$

$h_{ст} = 2,8 \text{ м}$

$h_n = 2 \text{ м}$

$h_c = 1 \text{ м}$

$\alpha = 70^\circ$

$d = 1,5 \text{ м}$

$$H_k = 5,8 + 0,5 + 1,0 + 2,8 = 10,1 \text{ м}$$

$$L_c = \frac{10,1 + 2 - 1}{\sin 70} = 11,8 \text{ м}$$

$$L_k = 11,8 \cdot \cos 70 + 1,5 = 5,5 \text{ м}$$

$$Q = 4,2 + 0,4 = 4,6 \text{ т}$$

при монтажі кроквяних ферм:

$$h_o=9,6\text{м}$$

$$h_z=0,5\text{м}$$

$$h_e=3,2\text{м}$$

$$h_{CT}=3,6\text{м}$$

$$h_{II}=2\text{м}$$

$$h_c=1\text{м}$$

$$\alpha=70$$

$$d=1,5\text{м}$$

$$H_k=9,6+0,5+3,2+3,6=16,9\text{м}$$

$$L_c=\frac{16,9+2-1}{\sin 70}=19,0\text{м}$$

$$L_k=19*\cos 70+1,5=8,0\text{м}$$

$$Q=8,0+0,5=8,5\text{т}$$

при монтажі колон:

$$h_o=0\text{м}$$

$$h_z=0,5\text{м}$$

$$h_e=10,5\text{м}$$

$$h_{CT}=1\text{м}$$

$$h_{II}=2\text{м}$$

$$h_c=1\text{м}$$

$$\alpha=70$$

$$d=1,5\text{м}$$

$$H_k=0+0,5+10,6+1=12,1\text{м}$$

$$L_c=\frac{12,1+2-1}{\sin 70}=13,9\text{м}$$

$$L_k=13,9*\cos 70+1,5=6,0\text{м}$$

$$Q=9,2+0,2=9,4\text{т}$$

при монтажі плит покриття:

$$h_o=12,8\text{м}$$

$$h_z=0,5\text{м}$$

$$h_e=0,3\text{м}$$

$$h_{CT}=0,3\text{м}$$

$$h_{II}=2\text{м}$$

$$h_c=1\text{м}$$

$$\alpha=70$$

$$d=1,5\text{м}$$

$$H_k=12,8+0,5+0,3+0,3=13,9\text{м}$$

$$L_c=\frac{13,9+2-1}{\sin 70}=15,9\text{м}$$

$$L_k=15,9*\cos 70+1,5=6,9\text{м}$$

- визначаємо кут повертання стріли в горизонтальній площині

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{D}{L_k}$$

де D – відстань від середини прольоту будівлі до осі крайньої плити покриття цього прольоту

$$D=10,5\text{м}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{10,5}{6,9}=1,52; \quad \alpha=57$$

- визначаємо вильот стріли крана в повернутому положенні

$$L_k^1 = \frac{L \hat{e}}{\cos \alpha} = \frac{6,9}{\cos 57} = 12,6 \text{ м}$$

- кут нахилу стріли в повернутому положенні:

$$\text{tg}^1 \alpha = \frac{H - h_c - h_{\text{п}}}{L_k} = \frac{13,9 - 1 + 2}{12,6} = 1,06$$

$$\alpha^1 = 46,6$$

- вантажопідємність $Q = 2,3 + 0,4 = 2,7 \text{ т}$

при монтажі колон:

$$h_0 = 12,0 \text{ м}$$

$$h_3 = 0,5 \text{ м}$$

$$h_3 = 1,8 \text{ м}$$

$$h_{\text{сг}} = 2,2 \text{ м}$$

$$h_{\text{п}} = 2 \text{ м}$$

$$h_c = 1 \text{ м}$$

$$\alpha = 70$$

$$d = 1,5 \text{ м}$$

$$H_k = 12,0 + 0,5 + 1,8 + 2,2 = 16,5 \text{ м}$$

$$L_c = \frac{16,5 + 2 - 1}{\sin 70} = 18,6 \text{ м}$$

$$L_k = 18,6 * \cos 70 + 1,5 = 7,9 \text{ м}$$

$$Q = Q_{\text{Г}} + Q_0 = 2,25 + 0,02 = 2,3 \text{ м}$$

Визначені показники заносимо в таблиці і розраховуємо 2 варіанти монтажу:

I варіант

Кількість зон	Lк	Qтр	Hтр	V	Тр	Ч	Г
1	6	9,4	12,1	1402	1390	5	0
2	13	2,7	16,9	1404	908	5	0
3	8	2,3	18,6	795	1397	5	0

Показники економічного порівняння варіантів механізації монтажних робіт по варіанту I

#	1	2	3
С пр.о.	60,9	64,2	66,3
ЗОНА 1	ДЭК-251 (L=20)	МКА-16 М(L=15) НВО	К-225 (L=15) НВО
ЗОНА 2	МКГ-25 БР (L=20)	К-225 (L=25) НВО	МКГ-25 БР (L=25)
ЗОНА 3	МКГ-16 М (L=23)	МКГ-16 М (L=27)	МКГ-16 М (L=30)

II варіант

Кількість зон	Lк	Qтр	Hтр	V	Тр	Ч	Г
1	8	9,4	18,6	2197	2787	5	0
2	13	2,7	16,9	1404	908	5	0

Показники економічного порівняння варіантів механізації монтажних робіт по варіанту II

#	1	2	3
С пр.о.	65,7	66,6	70,2
ЗОНА 1	МКА-16 (L=15) НВО	ДЭК-25Г (L=20)	КТС-5-10
ЗОНА 2	СКГ-25 (L=20)	К-225 (L=25) НВО	СКГ-25 (L=25)

Як видно з порівняння варіантів, варіант I є найбільш ефективним.

Приймаємо схему монтажу каркасу з трьома монтажними зонами;

I-а зона – монтаж колон і підкранових балок краном ДЭК-251.

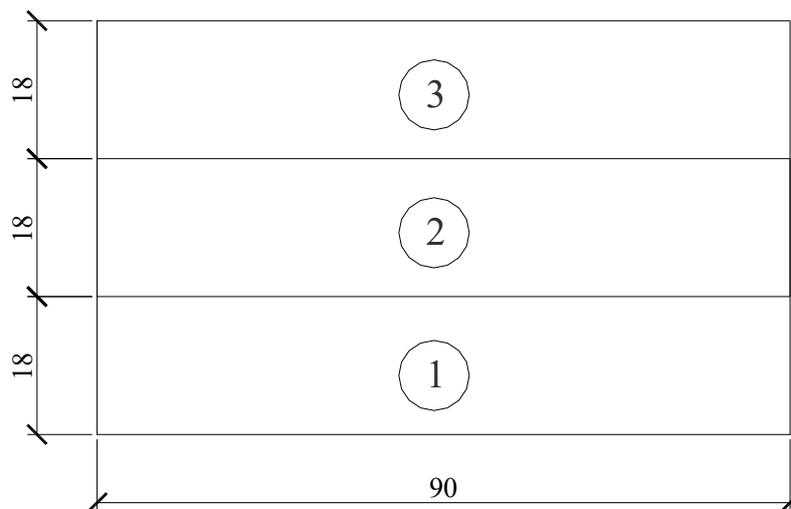
II-а зона – монтаж ферм та плит покриття краном МКГ-25 БР.

III-я зона – монтаж сандвіч-панелей краном МКГ-16 М.

4.2 Технологічна карта на монтаж колон

Технологія монтажу

Монтаж колон і підкранових балок виконуємо поточним методом. Для цього будівлю ділимо на захватки



Монтаж колон і підкранових балок виконуємо одним краном ДЭК-251.

Монтаж колон:

Перед монтажем колон перевіряють геометричні розміри і стан закладних виробів, очищують їх від бетону та бруду. Наносять осьові риски на грань колон в верхньому та нижньому рівнях. На колоні перед монтажем закріплюють необхідне монтажне обладнання: основи кріплення монтажних площадок, розчалки, драбини. Монтаж колон проводять за допомогою траверс. Вивірки колон проводять не звільняючи крюка крана за допомогою клинів. Після вивірки замоноличують стик колони і фундаменту бетоном В 22.5. Клини прибирають після набрання бетоном 70% міцності.

Табл. 4.4 Відомість транспортних засобів

Транспортуєма конструкція	Марка пулупричепа	Вантажо-підйомність т	К-ть конструкцій	Марка тягача
Колони	УПР-1212	12	1	МАЗ-504

Табл. 4.5 Відомість потреби в матеріалах

Необхідний матеріал	Один. виміру	Кількість
Металопрокат L 200*200*30	т	0,51
Електроди Э-42 6мм	кг	428
Дошки	м ³	0,37
Закладні вироби	т	2,21
Бетон В 22.5	м ³	18,03

Калькуляція трудових та грошових витрат
на монтаж каркасу

Табл. 4.6

№ п/п	Робота	ЕНіР	Один виміру	Обсяг роботи	На одиницю		На обсяг		Склад ланки
					люд.год./маш.год.	зарплата	люд.год./маш.год.	зарплата	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон:	E1-5 т.2,10	100т	2,9	$\frac{3.4}{1.7}$	2-18	$\frac{10.0}{5.0}$	6-32	машиніст 6р-1 такелажник 2р-2
	а) вагою до 8т	E1-5 т.2,11			$\frac{3.2}{1.6}$		$\frac{10.0}{5.0}$		
	б) вагою до 10т	E1-5 т.2,11	100т	3,13	$\frac{3.2}{1.6}$	2-05	$\frac{10.0}{5.0}$	6-42	
2	Установка навісних люльок вручну	E5-1-2 7	шт.	80	$\frac{0.51}{0}$	0-35,7	$\frac{40.8}{0}$	28-56	монтажник 3р-1
3	Установка драбин навісних вручну	E5-1-2 11	шт.	80	$\frac{1.6}{0}$	1-12	$\frac{128}{0}$	89-60	монтажник 3р-1
4	Монтаж колон:	E4-1-4 т.2 6,а	шт.	46	$\frac{4.9}{0.49}$	3-67	$\frac{225.4}{22.5}$	168-82	машиніст 6р-1 монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1
	а) вагою до 8т	E4-1-4 т.2 6,а			$\frac{4.9}{0.49}$		$\frac{225.4}{22.5}$		
	б) вагою до 10т	E4-1-4 т.2 7,а	шт.	34	$\frac{5.7}{0.57}$	4-26	$\frac{193.8}{19.4}$	144-84	
5	Замурівка стиків колон з фундаментами:	E1-22	1т	30,0	$\frac{0.45}{0}$	0-26,6	$\frac{13.5}{0}$	7-98	підсобник 1р-1
	а) приймання бетонної суміші з кузова автосамоскида до поворотної бад'ї								
	б) подача бетонної суміші до місця укладання								
	в) замурівка стиків колон з фундаментами	E4-1-25 т.1 1	шт.	80	$\frac{0.81}{0}$	0-60,3	$\frac{64.8}{0}$	48-24	монтажник 5р-1 4р-1

4.3 Технологічна карта на монтаж конструкцій покриття

4.3.1 Визначення обсягів робіт

Відомість розрахунку обсягів робіт

Таблиця 4.7

№	Найменування робіт	Формула підрахунку	Одиниця	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Розвантаження кроквяних ферм і плит покриття	-	100 т	10,3
2	Монтаж ферм	-	шт	51
3	Монтаж плит покриття	-	шт	270
4	Електрозварювання елементів покриття	-	10 п.ш.	14,22

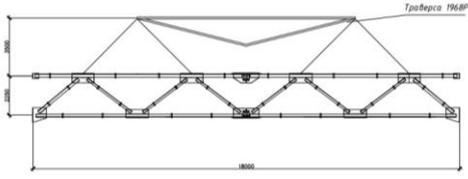
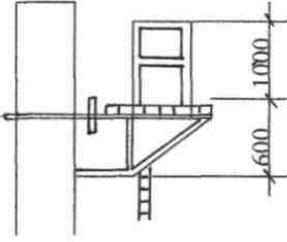
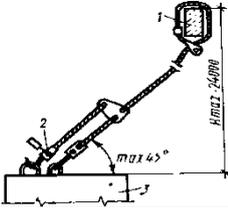
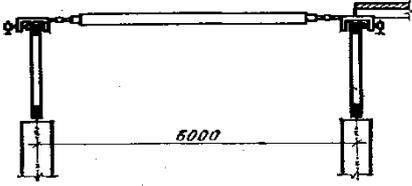
4.3.2 Вибір монтажного обладнання для монтажу конструкцій покриття

Для монтажу кроквяних ферм використовуємо гусеничний кран МКГ-25 БР.
Для стропування ферм довжиною 18 м приймаємо траверсу 1968Р.

Тимчасове кріплення ферм забезпечуємо: для першої ферми двома відтяжками, для наступних тимчасовими розпірками. Для забезпечення робочого місця монтажників на висоті більш 6 м приймаємо монтажні навісні площадки з навісними драбинами. Для забезпечення безпечної роботи на покритті встановлюємо тимчасову огорожу. Прийняті пристрої або пристосування наведені в таблиці 4.8.

Таблиця 4.8

Відомість монтажного та такелажного оснащення

№	Монтуємий елемент	Пристосування	Ескіз	Вантажопідій- ність, т	Вага Q пр., т	Висота строповки, м	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Кроквяні ферми 18	Траверса 1968Р		10	1,75	3,6	1
2	Забезпечення робочого місця на висоті	Навісна площадка з підвісною драбиною. ПК Главсталькон-струкція 22.9		-	0,12	-	2
3	Тимчасове кріплення ферм	Розчалка		-	0,06	-	2
4	Тимчасове кріплення кроквяних ферм	Інвентар розпірка ПИ		-	0,11	-	

7	Забезпечення робочого місця на висоті	Тимчасова огорожа ПИ Промсталько-струкція 4570Р-2		-	-
---	---------------------------------------	---	--	---	---

4.3.3 Визначення транспортних засобів

Для вибору транспортних засобів для монтажу конструкцій покриття приймаємо метод монтажу з приоб'єктного складу, транспортування конструкцій здійснюємо автопоїздами. Дані для розрахунку:

Таблиця 4.9

Таблиця транспортних засобів

Транспортуємий елемент	Вага 1 ел-ту, т	Лінійні розміри, м			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажопідйомність,	Кількість транспортусмих елементів	Загальна вага елементів
		Довжина	Ширина	Товщина					
Кроквяні ферми	6,3	18	2,55	0,2	Фермовоз УПФ-1218	МАЗ-504А	10,6	1	6,3

Таблиця 4.10

Калькуляція трудових та грошових витрат

№	ЕНиР	Назва роботи	Од. вим	Об'єм робіт	На од. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
					Норма часу	Розцінка, грн.	Витрати праці	Заробіт-ня плата	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження кроквяних ферм вагою 8т	Е1-5 т.2 11	100т	4,08	$\frac{3.2}{1.6}$	2-05	$\frac{13.06}{6.53}$	8-36	машиніст бр-1 такелажник 2р-2

2	Монтаж ферм прольотом 18м	E5-1-6 т.4 3	шт.	51	$\frac{8.00}{1.6}$	6-56	$\frac{408}{81.6}$	334-56	монтажники к 6р-1 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст 6р-1
3	Зварювання стиків колон з фермами	E22-1-6	10м	6,12	1,7	1-55	10,40	9-49	зварювальник 5р-1
4	Розвантаження плит покриття 3*6м	E1-5 т.2 4	100т	6,21	$\frac{5.4}{2.7}$	3-46	$\frac{33.53}{16.76}$	21-49	машиніст 6р-1 такелажник 2р-2
5	Монтаж плит покриття 3*6м	E4-1-7 11	шт.	270	$\frac{1.2}{0.3}$	0-84,9	$\frac{324}{81}$	229-23	монтажники к 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст 6р-1
6	Зварювання плит покриття з фермами	E22-1-6	10м	8,1	1,7	1-55	13,77	12-56	зварювальник 5р-1
7	Замонолічувався стик між плитами покриття а) приймання бетонної суміші з автосамоскида до поворотної бад'ї	E1-22 3	1т	56,0	$\frac{0.45}{0}$	0-26,6	$\frac{25.2}{0}$	14-90	підсобник 1р-1
	б) подача бетонної суміші до місця укладання	E1-6 т.2 3	1 м ³	22,8	$\frac{0.88}{0.44}$	0-56,4	$\frac{20.1}{10.0}$	12-86	машиніст 6р-1 такелажник 2р-2
	в) укладання бетонної суміші в стики	E4-1-26 3	100м	22,86	$\frac{6.4}{0}$	4-77	$\frac{146.3}{0}$	109-04	монтажники к 4р-1 3р-1

4.3.4 Вказівки до проведення робіт

Підготовка ферм до монтажу складається з наступних операцій:

- Очищення від іржі та бруду отворів опорних майданчиків;
- Приєднання планок для обпирання плит покриття;
- Закріплення розпірки одним кінцем гвинтовими зажимами до верхнього поясу ферми (в коньковом вузлі) і прив'язування до другого кінця розпірки каната-відтягнення;
- Прикріплення по кінцях ферми двох відтяжок з конопляного каната для утримання ферми від розгойдування при підйомі.

Для стропування ферм застосовують траверси з напівавтоматичними захватами, що забезпечують дистанційну розстроповку. Стропують ферму за верхній пояс, в вузлах де сходяться стійки і розкоси, в двох або чотирьох точках. Монтаж ферм виконує ланка робітників-монтажників з п'яти чоловік. До роботи також залучають електрозварника.

Підйом ферми машиніст крана починає по команді ланкового. При підйомі ферми її положення в просторі регулюють, утримуючи ферму від розгойдування, за допомогою канатів-відтяжок двоє монтажників. Після підйому в зону установки ферму розгортають за допомогою розчалок поперек прольоту два монтажника. На висоті близько 1 м над місцем обпирання ферму приймають двоє інших монтажників (що знаходяться на монтажних майданчиках, прикріплених до колон), наводять її, поєднуючи ризики, здатні фіксувати геометричні осі нижніх поясів ферм, з ризиками осей колон у верхньому перетині або з орієнтованими ризиками в опорному вузлі підкроквяних ферм і встановлюють в проектне положення. У поперечному напрямку ферму при необхідності зміщують ломом без її підйому, а для зсуву ферми в поздовжньому напрямку її попередньо піднімають. Для тимчасового кріплення, вивіряння і регулювання положення ферми на опорі застосовують кондуктори, попередньо встановлені на оголовки колон.

Після підйому, встановлення та вивірки першу ферму розкріпляють розчалками, які закріплюють за колони. Наступні ферми тимчасово розкріпляють, з'єднуючи один з одним розпірками, що мають в осях жорсткий розмір 6 або 12 м. Після установки ферми другий кінець розпірки піднімають і кріплять до раніше змонтованої конструкції. У кожному вузлі деталь ферми приварюють до опорної плити колони. Всі інвентарні розпірки і розчалювання видаляють по мірі укладання і приварки балок і прогонів покриття поверх ферм. Розстропування здійснюють після установки розпірок і приварювання в'язів до верхніх поясів.

4.3.5 Вимоги до якості та приймання

При надходженні конструкцій на будівельний майданчик точність розмірів необхідно перевірити сталевую компарірованою рулеткою. Середньоквадратична похибка контрольних вимірів не повинна перевищувати 10% допустимого відхилення на контрольований параметр.

При монтажі покриття необхідно контролювати:

- 1) Зміщення осей ферм по нижньому поясу щодо геометричних осей колон;
- 2) Якість і розташування монтажних отворів;
- 3) Якість постановки болтів.

Головки і гайки болтів повинні після затягування щільно (без зазорів) стикатися з площинами шайб або елементами конструкції, а стрижень болта повинен виступати з гайки не менше ніж на 3мм. Щільність стягування збірного пакета необхідно перевіряти щупом товщиною 0,3 мм, який в межах зони, обмеженої шайбою, не повинен проходити між зібраними деталями на глибину більше 20мм.

Ферми вивіряються на прямолінійність поясів натягом дроту між опорними вузлами, на вертикальність - за допомогою схилу.

Допустимі відхилення при монтажі ферм:

- зсув ферм з осей на оголовках колон з площини рами не більше 15мм;
- стріла прогину між точками закріплення стислих ділянок пояса ферми не більше 0,0013 довжини закріпленої ділянки;
- відстань між осями ферм по верхніх поясах між точками закріплення: 15мм;
- відстань між прогонами: 5мм;
- відмітка опорних вузлів: 10мм.

При розкружалюванні конструкцій необхідно постійно контролювати напругу в елементах ферм та інтенсивність прогину конструкції (за допомогою прогиномірів) для недопущення різкого зіскоку ферми з наступним ударом.

Виконання і приймання робіт зі зведенню покриття великопролітних будівель необхідно здійснювати відповідно до вимог наступних нормативних документів:

ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва;

ДБН В.1.3-2: 2010 Геодезичні роботи в будівництві

СНиП 3.03.01-87 Несучі та огорожувальні конструкції

**Схема операційного контролю якості монтажних робіт
згідно СНиП 3.03.01-87**

№ п/п	Операції, які підлягають контролю	Контроль якості виконання операцій			
		склад	спосіб	залучені служби	необхідні засоби
1	2	3	4	5	6
1.	Монтаж ферм	установка конструкцій в проектне положення (граничне відхилення в розмірах майданчиків спираючої конструкції, відхилення від суміщення рисок поздовжніх осей)	вимірвальний, кожен елемент	майстер, виконроб, геодезист	рулетка, лінійка, нівелір
		надійність тимчасового кріплення	технічний огляд, лабораторний		
		якість стиків	технічний огляд, лабораторний		

4.3.6 Заходи з техніки безпеки

При виконанні монтажних робіт виникає необхідність у виконанні не тільки власне монтажних, а й багатьох інших процесів і операцій: вантажно-розвантажувальних, електро- і газозварювальних, протикорозійних, бетонних, а також робіт, пов'язаних з пристроєм і експлуатацією лісів, риштування, сходів і інших пристосувань для виконання робіт на висоті, випробуванням змонтованих конструкцій та ін. Для здійснення їх застосовують машини, обладнання, технологічне оснащення, різні пристосування і пристрої. Тому під час проведення монтажних робіт необхідно дотримуватися не тільки загальні, а й спеціальні правила техніки безпеки в залежності від виду виконуваних процесів і операцій і застосовуваних машин і устаткування.

До виконання монтажних робіт можуть бути допущені робітники, що пройшли спеціальний медичний огляд, навчені технології монтажних робіт і правилам техніки безпеки при їх виконанні, які склали іспити і мають посвідчення на право виконання робіт. Монтажні роботи в будівництві є в основному верхолазними. До них відносяться всі роботи, які виконуються на висоті більше 5 м від поверхні ґрунту, перекриття або робочого настилу. До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 і не старше 60 років, які пройшли медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Знову надходять робочі можуть бути допущені до роботи тільки після проходження ними вступного (загального) інструктажу з техніки безпеки і виробничої санітарії; інструктажу з техніки безпеки безпосередньо на робочому місці, який слід проходити при кожному переході на іншу роботу або при зміні умов роботи; робочі комплексних бригад повинні бути проінструктовані і навчені безпечним прийомом по всіх видах робіт, виконуваних ними. Повторний інструктаж слід проводити для всіх робітників не рідше одного разу на три місяці. Проведення інструктажу реєструється в спеціальному журналі.

Для забезпечення безпечних умов праці при монтажі будівель до початку виконання робіт в монтажних організаціях повинні бути: призначені

відповідальні особи за організацію робіт на монтажному майданчику та за безпечну експлуатацію вантажопідіймальних пристосувань відповідно до вимог Правил будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів; видано на руки такелажникам або вивішено в місцях виробництва графічне зображення способів стропування елементів, які монтує; в кабіні кранівника і на крані вивішений перелік переміщуваних елементів із зазначенням їх маси; такелажники і кранівники монтажних кранів проінструктовані про послідовність подачі монтує і порядку подачі сигналів між собою і монтажниками; встановлений порядок профілактичних оглядів та ремонту, що забезпечує утримання вантажозахоплювальних пристроїв у справному стані; встановлено певний порядок навчання та періодичної перевірки знань робітників-монтажників безпечним методам праці при монтажі будівель.

Територія будівельно-монтажного майданчика, щоб уникнути доступу сторонніх осіб повинна бути огорожена парканом висотою не менше 2 м. Забір, розташований на невеликій відстані (8 ... 10 м) від будівлі, що зводиться, будують із захисним козирком. До будівельно-монтажного майданчику забезпечується вільний під'їзд. По всій території майданчика вивішують покажчики проходів та проїздів. На тупикових тимчасових дорогах влаштовують петльові об'їзди або майданчики розміром не менше 12x2 м для розвороту транспортних і пожежних автомобілів. Всі під'їзди до майданчика, дороги і територія майданчика в нічний час повинні бути освітлені.

У зоні робіт повинні бути встановлені попереджувальні і заборонні знаки. Небезпечні зони захищають або виставляють на їхніх кордонах сигнальні знаки. На кордонах небезпечних зон встановлюють знаки і написи, що абсолютно очевидно в денний і нічний час, що попереджають про небезпеку або забороняють рух.

Перед початком монтажних операцій перевірити надійність канатів, блоків, гальмівних пристроїв крана.

Для стропування застосовувати тільки випробувані вантажозахоплювальні пристрої з позначенням вантажопідйомності.

Забороняється перебування людей на елементах під час їх підйому, переміщення і установки. Забороняється залишати підняті елементи у висячому положенні.

Монтажники зобов'язані працювати в захисних касках і мати запобіжні пояси.

4.4 Технологічна карта на монтаж стінового огороження

4.4.1 Визначення обсягів робіт

Відомість розрахунку обсягів робіт

Таблиця 4.12

№	Найменування робіт	Формула підрахунку	Одиниця	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Розвантаження сендвіч-панелей	-	100 т	3,63
2	Монтаж сендвіч-панелей	-	шт	436
3	Електрозварювання стиків	-	10 п.ш.	3,78

4.4.2 Вибір монтажного обладнання для монтажу стінового огороження

Монтаж конструкцій огорожі відбувається за допомогою гусеничного крану МКГ-16 М. Для стропування сендвіч-панелей довжиною 6 м приймаємо двогілковий строп 21059М-28.

Постійне закріплення панелей відбувається за рахунок зварювання. Для забезпечення робочого місця монтажників на висоті використовуємо два автопідйомники. Прийняті пристрої або пристосування наведені в таблиці 4.13.

Відомість монтажного та такелажного оснащення

Таблиця 4.13

№ п / п	Назва улаштування або пристосування, організація креслення	Вантажопід'ємність, т	Маса, Q _{гр} , т	Висота строповки h _{стр} , м	Призначення
1	Строп 21059М-28	1,0	0,05	1,5	Універсальний строп

Таблиця 4.14

Калькуляція трудових та грошових витрат

№	ЄНІР	Назва роботи	Од. вим	Об'єм робіт	На од. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
					Норма часу	Розцінка, грн.	Витрати праці	Заробіт-ня плата	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження фундаментних балок	E1-5 т.2 б,а,б	100т	0,294	$\frac{3.8}{1.9}$	2-43	$\frac{1.12}{0.56}$	0-71	машиніст бр-1 такелажник 2р-2
2	Монтаж фундаментних балок	E4-1-6 т.3	шт.	48	$\frac{1.1}{0.22}$	0-82,3	$\frac{52,8}{10,56}$	34-57	монтажник к 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст бр-1
3	Розвантаження стінових панелей	E1-5 т.2 б,а,б	100т	3,34	$\frac{3.8}{1.9}$	2-43	$\frac{25.4}{12.7}$	16-26	машиніст бр-1 такелажник 2р-2
4	Монтаж стінових панелей а) висотою 1,2м	E5-1-9 т.2 2	шт.	388	$\frac{3}{0.75}$	2-28	$\frac{1164}{291}$	752-40	монтажник к 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 машиніст бр-1
5	Електрозв-ня стінових панелей з колонами	E22-1-6	10м	3,78	1,7	1-55	6,43	5-86	зварювник 5р-1

4.4.3 Вимоги до якості та приймання робіт

При надходженні конструкцій на будівельний майданчик точність розмірів необхідно перевірити сталевію компарірованою рулеткою. Середньоквадратична похибка контрольних вимірів не повинна перевищувати 10% допустимого відхилення на контрольований параметр.

При монтажі огороження необхідно контролювати:

- Зміщення осей панелей щодо геометричних осей колон;
- Якість і розташування монтажних отворів;
- Якість постановки болтів.

Головки і гайки болтів повинні після затягування щільно (без зазорів) стикатися з площинами шайб або елементами конструкції, а стрижень болта

повинен виступати з гайки не менше ніж на 3мм. Щільність стягування збірної пакети необхідно перевіряти щупом товщиною 0,3 мм, який в межах зони, обмеженої шайбою, не повинен проходити між зібраними деталями на глибину більше 20мм.

Нормативні допуски та відхилення згідно СНиП 3.03.01-87:

- від суміщення орієнтирів (рисок геометричних осей, граней) в нижньому перерізі встановлених панелей навісних стін з встановлювальними орієнтирами (рисками геометрических осей або гранями нижчерозташованих елементів, рисками розбивочних осей) - 10 мм;
- від вертикалі верха площини навісних стінових панелей - 12 мм;
- різниці позначок верха стінових панелей в межах вимірювальної ділянки при:
 - встановленні по маякам - 10 мм;
 - контактному встановленні - $(12 + 2n)$ мм, де n - число встановлених по висоті панелей;
 - позначок маяків відносно монтажного горизонту - ± 5 мм.

Виконання і приймання робіт з зведенню покриття великопролітні будівлі необхідно здійснювати відповідно до вимог наступних нормативних документів:

ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва;

ДБН В.1.3-2: 2010 Геодезичні роботи в будівництві

СНиП 3.03.01-87 Несучі та огорожувальні конструкції

**Схема операційного контролю якості монтажних робіт
згідно СНиП 3.03.01-87**

№ п/п	Операції, які підлягають контролю	Контроль якості виконання операцій			
		склад	спосіб	залучені служби	необхідні засоби
1	2	3	4	5	6
1.	Монтаж сандвіч- панелей	установка панелей в проектне положення	вимірювальний, кожен елемент	майстер, виконроб, геодезист	рулетка, лінійка, нівелір
		якість виконання зварювальних робіт	візуальний, вимірювальний		

4.4.4 Заходи з техніки безпеки

При виконанні монтажних робіт виникає необхідність у виконанні не тільки власне монтажних, а й багатьох інших процесів і операцій: вантажно-розвантажувальних, електро- і газозварювальних, протикорозійних, бетонних, а також робіт, пов'язаних з пристроєм і експлуатацією лісів, риштування, сходів і інших пристосувань для виконання робіт на висоті, випробуванням змонтованих конструкцій та ін. Для здійснення їх застосовують машини, обладнання, технологічне оснащення, різні пристосування і пристрої. Тому під час проведення монтажних робіт необхідно дотримуватися не тільки загальні, а й спеціальні правила техніки безпеки в залежності від виду виконуваних процесів і операцій і застосовуваних машин і устаткування.

До виконання монтажних робіт можуть бути допущені робітники, що пройшли спеціальний медичний огляд, навчені технології монтажних робіт і правилам техніки безпеки при їх виконанні, які склали іспити і мають посвідчення на право виконання робіт. Монтажні роботи в будівництві є в основному верхолазними. До них відносяться всі роботи, які виконуються на висоті більше 5 м від поверхні ґрунту, перекриття або робочого настилу. До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 і не старше 60 років, які пройшли медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Знову

надходять робочі можуть бути допущені до роботи тільки після проходження ними вступного (загального) інструктажу з техніки безпеки і виробничої санітарії; інструктажу з техніки безпеки безпосередньо на робочому місці, який слід проходити при кожному переході на іншу роботу або при зміні умов роботи; робочі комплексних бригад повинні бути проінструктовані і навчені безпечним прийомом по всіх видах робіт, виконуваних ними.

Повторний інструктаж слід проводити для всіх робітників не рідше одного разу на три місяці. Проведення інструктажу реєструється в спеціальному журналі.

Для забезпечення безпечних умов праці при монтажі будівель до початку виконання робіт в монтажних організаціях повинні бути: призначені відповідальні особи за організацію робіт на монтажному майданчику та за безпечну експлуатацію вантажопідіймальних пристосувань відповідно до вимог Правил будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів; видано на руки такелажникам або вивішено в місцях виробництва графічне зображення способів стропування елементів, які монтує; в кабіні кранівника і на крані вивішений перелік переміщуваних елементів із зазначенням їх маси; такелажники і кранівники монтажних кранів проінструктовані про послідовність подачі монтує і порядку подачі сигналів між собою і монтажниками; встановлений порядок профілактичних оглядів та ремонту, що забезпечує утримання вантажозахоплювальних пристроїв у справному стані; встановлено певний порядок навчання та періодичної перевірки знань робітників-монтажників безпечним методам праці при монтажі будівель.

Територія будівельно-монтажного майданчика, щоб уникнути доступу сторонніх осіб повинна бути огорожена парканом висотою не менше 2 м. Забір, розташований на невеликій відстані (8 ... 10 м) від будівлі, що зводиться, будують із захисним козирком. До будівельно-монтажному майданчику забезпечується вільний під'їзд. По всій території майданчика вивішують покажчики проходів та проїздів. На тупикових тимчасових дорогах

влаштовують петльові об'їзди або майданчики розміром не менше 12x2 м для розвороту транспортних і пожежних автомобілів. Всі під'їзди до майданчика, дороги і територія майданчика в нічний час повинні бути освітлені.

У зоні робіт повинні бути встановлені попереджувальні і заборонні знаки. Небезпечні зони захищають або виставляють на їхніх кордонах сигнальників. На кордонах небезпечних зон встановлюють знаки і написи, що абсолютно очевидно в денний і нічний час, що попереджають про небезпеку або забороняють рух.

Перед початком монтажних операцій перевірити надійність канатів, блоків, гальмівних пристроїв крана.

Для стропування застосовувати тільки випробувані вантажозахоплювальні пристрої з позначенням вантажопідйомності.

При переміщенні плит перекриття монтажники повинні перебувати поза контуру, встановлюваного елемента, з боку протилежної подачі його краном. Поданий елемент опускати над місцем його установки не більше ніж на 30 см вище проектного положення, після чого наводити його на місце обпирання. Розстропування виробляти лише після міцного і стійкого їх закріплення.

Забороняється перебування людей на елементах під час їх підйому, переміщення і установки. Забороняється залишати підняті елементи у висячому положенні.

Монтажники зобов'язані працювати в захисних касках і мати запобіжні пояси.

4.5 Розрахунок сіткового графіка та буд генплану

Табл. 4.16

Відомість обсягів робіт

№ п/п	Робота	Одиниця виміру	Кількість
1	Зняття рослинного шару бульдозером (0,15 м)	1000м ³	0,97
2	Планування майданчика бульдозером	1000м ²	6,5
3	Розробка котловану екскаватором 0,5 м ³ у відвал	100м ³	109,7
4	Розробка котловану екскаватором 0,5 м ³ з завантаженням ґрунту у самоскиди	100м ³	5,36
5	Занурення з/б паль (12 м) вагою до 2 т	шт.	244
6	Влаштування монолітних фундаментів	100м ³	5,36
7	Вертикальна і горизонтальна обмазувальна гідроізоляція	100м ²	18,6
8	Зворотна засипка ґрунту бульдозером	1000м ³	109,7
9	Монтаж зб колон: а) крайнього ряду б) середнього ряду в) фахверкових	шт.	36 36 12
10	Монтаж зб підкранових балок	шт.	96
11	Монтаж ме кроквяних ферм прольотом 18м	шт./т	54/255,92
12	Монтаж з/б ребристих плит покриття 3*6м	шт.	288
13	Монтаж з/б фундаментних балок вагою до 2 т	шт.	50
14	Монтаж сандвіч панелей 1,2*6 м	шт.	412
15	Влаштування пароізоляції покрівлі	100м ²	51,6
16	Влаштування теплоізоляції з мінераловатних плит (150 мм)	100м ²	51,6
17	Влаштування вирівнюючих стяжок (30мм)	100м ²	51,6
18	Улаштування рулонного килиму у 3 шари	100м ²	51,6
19	Ущільнення ґрунту під підлоги	100м ²	48,4
20	Влаштування чистої асфальтобетонної підлоги	100м ²	48,4
21	Монтаж металевих віконних фрамуг	100м ²	10,4
22	Монтаж ме розпашних воріт 4,2*4,2	шт.	6
23	Обробка ме поверхонь олійними фарбами	100м ²	13,5
24	Влаштування відмостки з асфальтобетону	100м ²	4,7

Відомість трудових витрат
на зведення будівлі

Табл. 4.17

ДБН	Робота	Обсяг	Один. виміру	Витрати праці				Склад ланки
				на один.		на обсяг		
				люд.- год.	маш.- год.	люд.- зм.	маш.- зм.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-17-13	Розробка рослинного шару екскаватором (e=0,65м ³)	0,97	1000 м ³		39,27		5,65	
1-30-3	Планування площадки бульдозером	6,5	1000м ²		0,6		0,60	
1-17-14	Розробка котловану екскаватором (e=0,65м ³)	4,28 3,24 3,24	1000м ³		47,94		25,6 19,42 19,42	
6-1-6	Влаштування монолітних фундаментів	1,8 1,0 1,0	100м ³	688,75		155,0 86,1 86,1		
1-27-2	Зворотня засипка бульдозером	3,98 3,02 3,02	1000м ³		17,67		8,79 6,67 6,67	
1-166-2	Зворотня засипка вручну	1,2 1,2 1,2	100м ³	165,24		24,79 24,79 24,79		
Тех. карта	Монтаж колон	38 21 21	шт.			25,0 13,8 13,8		
Тех. карта	Замурівка стиків колон і фундаментів	38 21 21	шт.			5,08 2,80 2,80		
Тех. карта	Монтаж підкранових балок	30 30 30	шт.			24,4 24,4 24,4		
Тех. карта	Монтаж ферм і плит покриття	17 17 17	шт.			38,3 38,3 38,3		
7-1-15	Монтаж фундаментних балок	0,15 0,06 0,15 0,06	100шт.	543,75		10,2 4,08 10,2 4,08		
7-16-1	Монтаж стінових панелей висотою 1,2м	0,48 1,17 0,48 1,17	100шт.	816,35		49,0 119,39 49,0 119,39		
7-16-3	Монтаж стінових панелей висотою 1,8м	0,15 0,09 0,15 0,09	100шт.	1023,7		19,2 11,5 19,2 11,5		

1	2	3	4	5	6	7	8	9
7-19-2	Герметизація швів між стіновими панелями упругими прокладками	0,75 1,49 0,75 1,49	100м	9,44		0,89 1,76 0,89 1,76		
7-19-3	Герметизація горизонтальних швів мастикою	2,48 4,95 2,48 4,95	100м	23,06		7,15 14,27 7,15 14,27		
7-19-4	Герметизація вертикальних швів мастикою	0,75 1,49 0,75 1,49	100м			2,59 5,14 2,59 5,14		
12-20-1	Влаштування пароізоляції	16,2 16,2 16,2	100м ²	14,69		29,75 29,75 29,75		
12-18-1	Влаштування теплоізоляції	16,2 16,2 16,2	100м ²	47,4		96,0 96,0 96,0		
12-22-1	Влаштування вирівнюючої стяжки	16,2 16,2 16,2	100м ²	30,36		61,48 61,48 61,48		
12-1-1	Гідроізоляція покрівлі	16,2 16,2 16,2	100м ²	30,1		60,95 60,95 60,95		
12-15-1	Обробка покрівельними сталями	1,2 0,4 1,2	100м ²	132,8		19,92 6,64 19,92		
12-17-1	Огорожа перилами	0,9 0,0 0,9	100м	16,8		15,12 0,0 15,12		
11-1-2	Ущільнення ґрунту під підлоги	16,02 16,20 16,02	100м ²	10,76		21,55 21,79 21,55		
11-19-1 11-19-2	Влаштування асфальтної підлоги	16,02 16,20 16,02	100м ²	51,74		103,61 104,77 103,61		
9-44-1	Монтаж металічних віконних блоків	5,85 0 5,85	1т	128,48		93,95 0 93,95		
15-208-1	Осклення сталіх віконних блоків	4,7 0 4,7	100м ²	71,77		42,16 0 42,16		
7-25-1	Влаштування воріт розпашних	0,02 0,02 0,02	100шт.	2581		6,27 6,27 6,27		
15-61-1	Штукатурка поверхонь	6,9 6,9 6,9	100м ²	107,25		92,5 92,5 92,5		

27-14-4	Влаштування підвалин під вимощення	0,26	100м ³	267		8,68		
27-55-1	Влаштування асфальтного покриття вимощення	2,6	100м ²	22,61		7,3		
9-29-1	Монтаж пожежних драбин	1,1	т	46,24		6,3		

Всього

3142,46

	Монтаж технологічного обладнання (5%)					52,4 52,4 52,4		
	Електротехнічні роботи (3%)					31,4 31,4 31,4		
	Сантехнічні роботи (5%)					52,4 52,4 52,4		
	Благоустрій території (3%)					94,3		

Карточка визначник сіткового графіка

Табл. 4.18

№ п/п	Назва робіт	Обсяг	Один. виміру	Витрати праці		Склад ланки	К-ть змін	Тривалість	%
				<i>люд.зм.</i>	<i>маш.зм.</i>				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розробка рослинного шару екскаватором	0,97	1000м ³	5.65	6.0	1	2	3	94,2
2	Планування площадки бульдозером	6,5	1000м ²	0.6	1	1	1	1	60
3	Розробка котловану екскаватором	1	1000м ³	25,6	24	2	2	6	7
		2		19,42	20			5	97,1
		3		19,42	20			5	97,1
4	Влаштування монолітних фундаментів	1	100м ³	155,0	154	11	2	7	100,6
		2		86,1	88			4	97,8
		3		86,1	88			4	97,8
5	Зворотня засипка бульдозером	1	1000м ³	8,79	9,0	1	3	3	97,7
		2		6,67	6,0			2	111,2
		3		6,67	6,0			2	111,2
6	Зворотня засипка котловану вручну	1	100м ³	24,79	24,0	8	1	3	103,3
		2		24,79	24,0			3	103,3
		3		24,79	24,0			3	103,3
7	Монтаж колон	1	38	25,0	30			3	83,3

		2	21	шт.	13,8	10	5	2	1	13,8
		3	21		13,8	10			1	13,8
8	Замурівка стиків колон і фундаментів	1	38	шт.	5,08	6,0	3	1	2	84,7
		2	21		2,80	3,0			1	93,3
		3	21		2,80	3,0			1	93,3
9	Монтаж підкранових балок	1	30	шт.	24,4	24,0	4	2	3	101,7
		2	30		24,4	24,0			3	101,7
		3	30		24,4	24,0			3	101,7
10	Монтаж конструкцій покриття	1		шт.	38,3	36	6	2	3	106,4
		2			38,3	36			3	106,4
		3			38,3	36			3	106,4
11	Монтаж фун-них балок і стінових панелей	1		шт.	78,4	72	5	1	6	108,9
		2			134,97	132			11	102,2
		3			78,4	72			6	108,9
		4			134,97	132			11	102,2
12	Герметизація швів між стіновими панелями	1	3,23	100м	10,63	10	5	1	2	106,3
		2	6,44		21,17	20			4	105,8
		3	3,23		10,63	10			2	106,3
		4	6,44		21,17	20			4	105,8
13	Монтаж віконних блоків	1	5,85	т	93,95	96	6	2	8	97,9
		2	0		0	0			0	0
		3	5,85		93,95	96			8	97,9
		4	0		0	0			0	0
14	Осклення віконних блоків	1	4,7	100м ²	42,16	72	7	2	3	100,4
		2	0		0	72			0	0
		3	4,7		42,16	72			3	100,4
		4	0		0	72			0	0
15	Влаштування пароізоляції	1	16,2	100м ²	29,75	30	5	2	3	99,2
		2	16,2		29,75	30			3	99,2
		3	16,2		29,75	30			3	99,2
16	Влаштування теплоізоляції	1	16,2	100м ²	96,0	96	8	2	6	100
		2	16,2		96,0	96			6	100
		3	16,2		96,0	96			6	100
17	Влаштування вирівнюючих стяжок	1	16,2	100м ²	61,48	60	6	2	5	102,5
		2	16,2		61,48	60			5	102,5
		3	16,2		61,48	60			5	102,5
18	Гідроізоляція покрівлі	1	16,2	100м ²	60,95	60	6	2	5	101,6
		2	16,2		60,95	60			5	101,6
		3	16,2		60,95	60			5	101,6
19	Обробка покрівельними сталями та огорожа перилами	1			35,04	36	6	1	6	97,3
		2			6,64	6			1	110,7
		3			35,04	36			6	97,3
20	Оздоблювальні роботи	1	6,9	100м ²	92,5	91	13	1	7	101,6
		2	6,9		92,5	91			7	101,6
		3	6,9		92,5	91			7	101,6
21	Ущільнення ґрунту під підлогу	1	16,02	100м ²	21,55	21	7	1	3	102,6
		2	16,20		21,79	21			3	103,8
		3	16,02		21,55	21			3	102,6
22		1			52,4	50			5	104,8

	Монтаж технологічного обладнання	2			52,4	50	5	2	5	104,8
		3			52,4	50			5	104,8
23	Сантехнічні роботи	1			52,4	50	5	2	5	104,8
		2			52,4	50			5	104,8
		3			52,4	50			5	104,8
24	Електротехнічні роботи	1			31,4	30	5	2	3	104,7
		2			31,4	30			3	104,7
		3			31,4	30			3	104,7
25	Влаштування асфальтної підлоги	1	16,02	100м ²	103,61	104	13	1	8	99,6
		2	16,20		104,77	104			8	100,7
		3	16,02		103,61	104			9	99,6
26	Монтаж воріт	1	0,02	100шт.	6,27	6	3	2	1	104,5
		2	0,02		6,27	6			1	104,5
		3	0,02		6,27	6			1	104,5
27	Монтаж пожежних драбин		1,1	т	6,3	6,0	3	1	2	105
28	Влашт. основи під вимощення		0,26	100м ³	8,68	8,0	4	1	2	109
29	Влаштування покриття вимощення		2,6	100м ²	7,3	8,0	4	1	2	91
30	Благоустрій території				95,3	96	12	1	8	99,3

Відомість потреби в матеріалах

Табл. 4.19

Робота	Обсяг	Один. виміру	Матеріал	Один. виміру	Витрати матеріалів	
					на одиницю	на обсяг
Розробка рослинного шару	0,95	1000м ³	щебінь	м ³	0,03	0,035
Розробка котловану	11,29	1000м ³	щебінь	м ³	0,04	0,43
Щебенева під-ка під фундаменти	0,73	100м ³	щебінь	м ³	105	76,7
Влаштування монолітних фундаментів	5,16	100м ³	цвяхи	т	0,004	0,015
			електроди	т	0,018	0,068
			деревина	м ³	0,62	3,18
			бетон В 15	м ³	102	387,6
			арматура	т	3,3	12,54
Монтаж фун-них балок	0,48	100шт	цвяхи	т	0,00276	0,0012
			деревина	м ³	0,06	0,025
			бетон	м ³	3,05	1,28
			розчин	м ³	0,42	0,18
Монтаж колон вагою до 8т	0,46	100шт	прокат	т	0,444	0,204
			електроди	т	0,024	0,011
			деревина	м ³	0,32	0,147
			бетон	м ³	14,8	6,81
Монтаж колон вагою до 10т	0,34	100шт	прокат	т	0,444	0,151
			електроди	т	0,026	0,009

			деревина	м ³	0,32	0,102
			бетон	м ³	17,2	5,85
Монтаж підкранових балок	0,9	100шт	електроди	т	0,33	0,30
			зак-ні вироби	т	1,81	1,63
Монтаж кроквяних ферм l=18м	0,51	100шт	електроди	т	0,16	0,082
			зак-ні вироби	т	2,52	1,285
Монтаж плит покриття 3*6	2,70	100шт	електроди	т	0,02	0,054
			деревина	м ³	0,432	1,166
			зак-ні вироби	т	0,12	0,324
			бетон	м ³	8,5	22,95
			розчин	м ³	0,2	0,54
Монтаж стінових панелей	3,88	100шт	електроди	т	0,1	0,378
			зак-ні вироби	т	0,2	0,76
Герметизація вертикальних швів прокладками	4,48	100м	мастика	кг	85	380,8
			гумові шпури	кг	105	470,4
Герметизація горизонтальних швів прокладками	14,86	100м	мастика	кг	75	1114,5
Пароізоляція покрівлі	48,6	100м ²	мастика	кг	80	388,8
Теплоізоляція 100м ³	48,6	100м ²	гравій	м ³	1,03	50,1
Стяжка	48,6	100м ²	асфальтобетон	т	3,43	166,7
Гідроізоляція	48,6	100м ²	рубероїд	м ²	460	22356
Огорожа перилами	2,8	100м	електроди	т	0,001	0,002
			металеві решітки	т	0,305	0,550
Щебенева підготовка під підлогу	46,75	100м ²	вода	м ³	0,22	10,28
			щебінь	м ³	5,1	238,43
Асфальтна підлога	46,75	100м ²	деревина	м ³	0,01	0,47
			суміші асфальтні	т	7,21	337,07
Монтаж віконних блоків	11,7	т	цвяхи	т	0,00001	0,00012
			кисень тех.	м ³	1,95	22,82
			металопрокат	т	0,00194	0,023
			електроди	т	0,0254	0,297
			деревина	м ³	0,00103	0,012
			грунтовка	т	0,00031	0,004
			пропанбутан	м ³	0,00059	0,007
			розчинник	т	0,00006	0,0007
Монтаж воріт розпашних	0,06	100шт	електроди	т	0,16	0,0096
			цегла	1000	0,106	0,0064
			бетон	м ³	19,1	1,75
			розчин	м ³	0,031	0,0018
			полотна воріт	шт.	200	12
			стояки воріт	шт.	200	12

Осклення вікон	9,4	100м ²	скло	м ²	101	1020
Штукатурка поверхонь	20,7	100м ²	цементний розчин	м ³	1,51	31,25
Влаштування підвалин під фундаменти	0,26	100м ³	щебінь вода	м ³ м ³	105 2,2	27,3 0,57
Влаштування покриття вимощення	4,5	100м ²	деревина асфальтні суміші	м ³ т	0,01 7,21	0,03 18,7
Монтаж пожежних драбин	1,1	т	цвяхи кисень тех. пропанбутан металопрокат електроди деревина грунтовка розчинник драбини	т м ³ м ³ т т м ³ т т т	0,00001 1,95 0,00059 0,00194 0,0044 0,00103 0,00031 0,00006 1,0	0,00001 2,1 0,0007 0,0021 0,0048 0,00113 0,00034 0,0007 1,1

Зведена відомість потреби в матеріалах
виробах і конструкціях

Табл. 4.20

Найменування	К-ть	Од. виміру
Колони прямокутного перерізу	80	шт.
Підкранові балки	90	шт.
Кроквяні ферми	51	шт.
Плити покриття	270	шт.
Фундаментні балки	42	шт.
Стінові панелі	378	шт.
Щебінь	343	м ³
Бетон	424,5	м ³
Асфальтобетон	166,7	т
Асфальт	337	т
Розчин	32,0	м ³
Деревина	5,15	м ³
Закладні вироби	4,0	т
Металопрокат	0,36	т
Арматура, металеві ґрати і дробина	29,2	т
Електроди	917	кг
Скло	940	м ²
Кисень технічний	26,7	м ³
Пропан-бутан	0,01	м ³
Цвяхи	35	кг
Рубероїд	22350	м ²

Розрахунок тимчасових складів

Табл. 4.21

Найменування Матеріалів виробів і конструкцій	Одиниця виміру	час використання, дн.	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу матеріалів, дні	Норма запасу мат-лу що підлягає збер-но	Норма збер-ня м-лу на 1м підлоги складу	Розрахункова площа складу, м	Коефіцієнти на проходи	Загальна розрахункова площа складу, м	Розміри в плані, м	Прийнята площа складу	Тип складу
			Загальна на розрахунковий час	Добова	Нерівномірності надходження	Нерівномірності використання									
колони	м ³	5	252,2	50,44	1,1	1,3	10	252	0,8	315	1,2	378	55*6	330	відкритий
підкранові балки	м ³	9	149,4	16,6	1,1	1,3	10	150	0,4	375	1,2	450	75*6	450	відкритий
ферми кроквяні	м ³	9	163,2	18,2	1,1	1,3	10	164	0,25	656	1,2	788	18*44	792	відкритий
сандвіч-панелі	м ³	34	378	11,2	1,1	1,3	10	160	1	160	1,2	192	32*6	192	відкритий
плити покриття	м ³	9	270	30	1,1	1,3	10	270	0,5	540	1,2	648	10*65	650	відкритий
щебінь	м ³	32	343	10,7	1,1	1,3	10	153	3	51	1,2	61	10*14	60	відкритий
скло	м ²	6	940	156,7	1,1	1,3	10	940	100	10	1,2	12		140	
рубероїд	рулон	15	2235	149	1,1	1,3	10	2131	20	107	1,2	128			

Розрахунок потреби площ та обсягу тимчасових будівель

Визначаємо розрахункову кількість робітників, інженерно технічних працівників і службовців.

Максимальна к-ть робітників 22 чол.

Загальна чисельність працюючих в першу зміну:

$$\frac{22}{0.85} = 27 \text{ з них чоловіків } 27 \cdot 0.7 = 19 \text{ чол.}; \text{ жінок } 27 - 19 = 8 \text{ чол.}$$

Чисельність ІТП службовців:

$$27 - 22 = 5 \text{ чол.}$$

Всього в 2 зміни працюють:

$$\frac{27}{0.7} = 39 \text{ чол.}$$

Співвідношення чоловіків і жінок 0,7 і 0,3

Розрахунок приміщень ведемо в табличній формі.

Табл. 4.22

Найменування	Розрах. к-ть роб-ків	Норма на особу	Площа по розрах.	Розмір в плані	Тип будівлі	Прийнята площа	к-ть шт.
1. Гардеробна	39	0,9	35,1	2,7*9	конт.	54	2
2. Душова	23	0,43	9,89	2,7*6	конт.	27	1
3. Приміщення для обігрівання, відпочинку і приймання їжі	23	1,0	23,0	2,7*9	конт.	108	1
4. Умивальня	23	0,05	1,15	поєднується з гардеробною			
5. Навіс для відпочинку та місце куріння	23	0,2	4,6	3*4	збірн.	12	1
6. Туалет	19	0,07	1,33	6*2,7	конт.	16	1
7. Приміщення для сушіння спец. одягу	39	0,2	7,8	2,7*6	конт.	27	1
8. Буфет	27	0,6	16,2	6,9*6	збірн.	41	1
9. Контора для виконроба	4	4,8	19,2	2,7*9	пересув.	41	1

Розрахунок тимчасового електропостачання

- потреби в електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця	Кільк.	Норма кВт	Заг. витр. P ₀ ; кВт	Кп1	cos	$\frac{P_0 \cdot K_{п1}}{\cos}$
Кран ДЭК-251	шт.	1	79,5	79,5	0,2	0,5	31,8
Кран МКГ-25 БР	шт.	1	79,5	79,5	0,2	0,5	31,8
Кран МКГ-16 М	шт.	1	30	30	0,2	0,5	12
Колиска ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15	0,5	0,5
Трансформатор СТЕ-34	шт.	2	163,2	163,2	0,35	0,6	190,4
Вібратор	шт.	1	1,2	1,2	0,15	0,6	0,3
Трамбівка	шт.	1	1,5	1,5	0,15	0,6	0,3

Всього: 267,1 кВт

- внутрішнє освітлення

Споживачі	Загал. площа м ²	Норма потуж. Вт/м ²	Витрати кВт
1. Гардеробні	108	15	1,06
2. Душові	27	15	0,25
3. Приміщення для обігрівання та відпочинку	108	15	1,06
4. Туалет	16	15	0,216
5. Буфет	41	15	0,561
6. Контора для виконроба	41	15	0,561
7. Приміщення для сушіння спец. одягу	27	15	0,25

Всього: 4,0 кВт

- електричне зовнішнє освітлення

Споживачі	Одиниця	Кільк.	Освітлення	Норма потуж. Вт/м ²	Загальні витрати кВт
Територія будівництва в зоні ведення робіт	м ²	26650	2	0,4	21,3
Місцеве освітлення майданчика на монтажні конструкції	м ²	2300	20	3,0	138
Головні проходи і проїзди	км	0,54	3	5000	8,1

Всього: 167,4 кВт

Потрібна сумарна потужність

$$P = 1,1(267,1 + 0,8 * 4,00167,4) = 482 \text{ кВт}$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію СКТП-560 загальною потужністю 560 кВт

Розрахунок кількості ламп прожекторів виконаний в Розділі VI „Безпека життєдіяльності”.

Розрахунок тимчасового водопостачання

Споживачі	Термін потреби декади		Обсяг робіт в зміну	
	початок	кінець	одиниця	кільк.
Виробничі потреби: екскаватор бульдозер	1	4	шт.	1
	1	6	шт.	1
Технологічні потреби: штукатурні роботи	16	18	м ²	129
Санітарно-побутові потреби: господарчо-питні душові установи	1	20	чол.	27
	4	20	чол.	23

Розрахункові секундні витрати води на виробничі і технологічні потреби:

$$\text{для екскаватора} \quad \frac{1 \cdot 15 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,0004 \text{ л/с}$$

$$\text{для бульдозера} \quad \frac{1 \cdot 300 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,0069 \text{ л/с}$$

$$\text{штукатурні роботи} \quad \frac{129 \cdot 3 \cdot 1,6}{8,2 \cdot 3600} = 0,021 \text{ л/с}$$

Витрати води на господарсько-питні потреби розраховуємо в табличній формі відповідно графіку руху робітників

Виконання робіт по декадам	Кількість робітників	Витрати л/с
1-3	6	0,008
3-5	60	0,083
5-6	54	0,074
6-7	52	0,072
7-8	30	0,041
8-9	22	0,030
9-10	34	0,047
10-11	46	0,063
11-13	40	0,055
13-14	38	0,052
14-15	24	0,033
15-16	28	0,039
16-17	64	0,088
17-18	60	0,083
18-19	34	0,047
19-20	4	0,006

На основі графіка використання води знаходимо максимальні витрати:

$$q_{\max} = 0,0903 \text{ л/с}$$

Загальні секундні витрати води:

$$q = 0,09 + 10 = 10,1 \text{ л/с}$$

Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу:

$$d = \sqrt{\frac{10,1 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 40 \text{ мм}$$

Приймаємо $d = 100 \text{ мм}$

Діаметр тимчасового водопроводу на господарсько-питні нужди приймаємо: 25 мм

ТЕП Будгенплану

- Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = \frac{F_2}{F_1}$$

де: F_2 - площа забудови ; $F_2 = 8319 \text{ м}^2$

F_1 - загальна площа території $F_1 = 26650 \text{ м}^2$

$$K_3 = \frac{8319}{26650} = 0,312$$

- Коефіцієнт використання площі території:

$$K_{\text{вик}} = \frac{F_2 + F_{\text{т.д.}}}{F_1}$$

де $F_{\text{т.д.}}$ – площа що зайнята тимчасовими будівлями і спорудами, залізницями і автомобільними шляхами; $F_{\text{т.д.}} = 8713$

$$K_{\text{вик}} = \frac{8319 + 8713}{26650} = 0,639$$

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Найменування об'єкту будівництва: Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах.

Будівництво розташоване на території:

Договірна ціна складена відповідно до "Настанови з визначення вартості будівництва", Наказ від 1.11.2021 №281, в поточних цінах станом на 4 грудня 2025 р.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконалагоджувальні роботи;
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів.

Вартість матеріальних ресурсів прийнята за даними замовника, вартість машино-години машин та механізмів за усередненими даними Мінрегіону України.

Поточні ціни на матеріально-технічні ресурси, які відсутні в даних замовника, приймалися за ціновими даними виробників.

*

Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками (Настанова, Додаток 18, Наказ від 1.11.2021 №281)

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

1. Будівельні, монтажні і ремонтні роботи - 20 329,09 грн. за 174 години за розрядом 3,8
2. ЗП робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин - 20 329,09 грн. за 174 години за розрядом 3,8

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Витрати на тимчасові будівлі та споруди.
2. Настанова, Дод.25 п.2 Кошторисний прибуток (П) Настанова, Дод.25 п.2 Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками СС2 - 18,11 грн./люд.-г. Додаток 25, Настанова п.6 Пусконалагоджувальні роботи - 1,99 грн./люд.-г. Встановити межу кошторисного прибутку 15% від прямих витрат і ЗВВ (Настанова п.5.30)
3. Настанова, Дод.27 п.2 Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) Настанова, Дод.27 п.2 Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками (СС2) - 5,06 грн./люд.-г. Додаток 27, Настанова п.5 Пусконалагоджувальні роботи - 3,26 грн./люд.-г.
4. Податок на додану вартість (ПДВ)

Загальна вартість будівництва	246288,294	тис. грн.
в тому числі:		
будівельних робіт	202548,11	тис. грн.
інші витрати	43740,183	тис. грн.
в тому числі:		
податок на додану вартість (ПДВ)	41048,049	тис. грн.
Кошторисні трудовитрати	516,04487	тис. люд.г.
Кошторисна заробітна плата	7097,956	тис. грн.

ЗАТВЕРДЖЕНО

Зведений кошторисний розрахунок в сумі 246 288,294 тис. грн.

В тому числі зворотних сум 870,072 тис. грн.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА № 1

Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах
(найменування об'єкта будівництва)

Складений в поточних цінах станом на 4 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
Глава 2. Об'єкти основного призначення						
1	02-001	Будівельні роботи	187 112,342			187 112,342
2	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	163 352,342			163 352,342
3	02-001-002	Сантехнічні роботи	4 110,000			4 110,000
4	02-001-003	Електротехнічні роботи	4 480,000			4 480,000
5	02-001-004	Монтаж обладнання	15 170,000			15 170,000
		Разом за главою № 2	187 112,342			187 112,342
		Разом за главами № 1 - 7	187 112,342			187 112,342
Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди						
6	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	5 800,483			5 800,483
		Разом за главою № 8	5 800,483			5 800,483

		в т.ч. зворотні суми			870,072
		Разом за главами № 1 - 8	192 912,825		192 912,825
		в т.ч. зворотні суми			870,072
		Разом за главами № 1 - 12	192 912,825		192 912,825
		в т.ч. зворотні суми			870,072
	Настанова, Дод.25 п.2	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	9 635,286		9 635,286
	Настанова, Дод.27 п.2	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)		2 692,134	2 692,134
		Разом	202 548,111	2 692,134	205 240,245
		Податок на додану вартість		41 048,049	41 048,049
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	202 548,111	43 740,183	246 288,294
		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	870,072		870,072
		Податок на додану вартість		174,014	174,014
		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	870,072	174,014	1 044,086

Склав

Хильченко О.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах
(найменування об'єкта будівництва)

Об'єктний кошторис № 02-001

на будівництво

Будівельні роботи

(найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість 187 112,342 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 516,04487 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата 7 097,956 тис. грн.
Вимірник одиничної вартості

Складений в поточних цінах станом на 4 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.год	Кошторисна заробітна плата, тис.грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	163 352,342		163 352,342	46,04487	5 877,956	
2	02-001-002	Сантехнічні роботи	4 110,000		4 110,000	160,00000	420,000	
3	02-001-003	Електротехнічні роботи	4 480,000		4 480,000	140,00000	370,000	
4	02-001-004	Монтаж обладнання	15 170,000		15 170,000	170,00000	430,000	
		Всього по кошторису	187 112,342		187 112,342	516,04487	7 097,956	

Розробив

Хильченко О.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Консультант

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Замовник: ПАТ"Криворіжпроектбуд"
(назва організації)

Підрядник: ПАТ "Батьківщина"
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в _____ 2026 _____ році
Вид договірної ціни: "динамічна"
Договір № №757/2025 від 04.12.2025
Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281
Складена в поточних цінах станом на 4 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ I. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	160 759,137 3 553,163 152 722,124 4 483,850	160 759,137 3 553,163 152 722,124 4 483,850	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	2 593,205	2 593,205	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	163 352,342	163 352,342	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	5 063,923	5 063,923	
		Разом	168 416,265	168 416,265	
5	Настанова, Дод.25 п.2	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	859,723	859,723	
6	Настанова, Дод.27 п.2	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	240,210		240,210
		Разом по розділу I	169 516,198	169 275,988	240,210
7		Податок на додану вартість	33 903,240		33 903,240
		Всього по розділу I	203 419,438	169 275,988	34 143,450
8		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	759,588	759,588	
9		Податок на додану вартість	151,918		151,918
10		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	911,506	759,588	151,918
11		Розділ II. Устаткування Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		

12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		
13		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірні ціна (р.I+р.II)	203 419,438		

Дослідження і порівняльний аналіз сучасних технологій виконання монолітних залізобетонних робіт у зимових умовах
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-001-001

на Загальнобудівельні роботи. Будівельні роботи
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:	Кошторисна вартість	163 352,342	тис. грн.
креслення(специфікації)№	Кошторисна трудомісткість	46,04487	тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	5 877,956	тис. грн.
	Середній розряд робіт	3,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на 4 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин		
											заробітної плати
										тих, що обслуговують машини	
										на одиницю	ВСЬОГО

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Розділ № 1 Земляні роботи									
1	КБ1-24-5	Зрізання рослинного шару бульдозерами потужністю 79 кВт (108 к.с.) з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	0,97	7 731,70	7 731,70	7 500	-	7 500	-	-
					-	1 924,79			1 867	12,3420	11,97
2	КБ1-30-2	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт (108 к.с.) за 1 прохід	1000м2 спланованої поверхні за 1 прохід бульдозеру	6,5	322,50	322,50	2 096	-	2 096	-	-
					-	80,29			522	0,5148	3,35
3	КБ1-12-13	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами 'драглайн' або 'зворотна лопата' з ковшом місткістю 0,5 (0,5-0,63) м3, група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	10,97	25 000,11	23 505,79	274 251	16 393	257 858	15,4900	169,93
					1 494,32	7 265,51			79 703	49,4802	542,80
4	КБ1-17-13			0,536	40 026,72	38 247,80	21 454	932	20 501	18,0200	9,66

		Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,5 (0,5-0,63) м3, група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту		1 738,39	11 171,14			5 988	75,0057	40,20
5	СЗ11-3-1	Перевезення ґрунту до 3 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	1 125,6	41,84	41,84	47 095	-	47 095	-	-
		Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт (108 к.с.) з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000 м3 ґрунту	109,7	-	9,79			11 020	0,0740	83,29
6	КБ1-27-5				8 575,16	8 575,16	940 695	-	940 695	-	-
					-	2 134,77			234 184	13,6884	1 501,62
Разом прямих витрат по розділу № 1							1 293 091	17 325	1 275 745		179,59
									333 284		2 183,23
Розділ № 2 Фундаменти											
7	КБ5-2-5		1м3 паль	261,5	3 473,31	2 832,28	908 271	104 835	740 641	3,3900	886,49

		Заглиблення дизель-молотом на екскаваторі залізобетонних паль довжиною до 12 м у ґрунти групи 1			400,90	384,05			100 429	2,5862	676,29
8	K58-1721-K709	Палі забивні залізобетонні марки С12-30 ГОСТ 19804.1-79	шт	244,0	11 877,96		2 898 222				
9	КБ6-1-7	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони, об'єм понад 5 м3 до 10 м3	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	5,36	409 471,20	11 826,26	2 194 766	216 816	63 389	367,6000	1 970,34
					40 450,70	5 244,94			28 113	39,1882	210,05
10	П160-17	Арматура	т	17,688	28 500,00		504 108				
11	КБ8-3-1	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна цементна з рідким склом	100 м2 поверхні, що ізолюється	8,7	13 202,02	-	114 858	26 244	-	26,7400	232,64
					3 016,54	-			-	-	-
12	КБ8-3-4	Гідроізоляція стін, фундаментів бокова цементна з рідким склом	100 м2 поверхні, що ізолюється	9,9	22 627,03	-	224 008	129 361	-	115,8300	1 146,72
					13 066,78	-			-	-	-
Разом прямих витрат по розділу № 2								477 256	804 030		4 236,19

								6 844	128 542	886,34	
								233			
		Розділ № 3 Збірний залізобетонний каркас									
13	КБ7-5-12	Установлення колон у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон більше 0,7 м, масі колон до 6 т - крайнього ряду	100 шт збірних конструкцій	0,36	378 644,30	148 981,54	136 312	53 835	53 633	1 294,8500	466,15
						149 542,23	61 171,04			22 022	432,4442
14	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції колон крайнього ряду	шт	36,0	16 500,00		594 000				
15	КБ7-5-13	Установлення колон у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон більше 0,7 м, масі колон до 8 т - середнього ряду	100 шт збірних конструкцій	0,36	443 883,47	189 731,47	159 798	59 803	68 303	1 438,4000	517,82
						166 120,82	74 824,56			26 937	531,5495
16	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції колон середнього ряду	шт	36,0	22 500,00		810 000				
17	КБ7-5-9			0,12	218 218,41	74 303,26	26 186	9 819	8 916	700,3500	84,04

		Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон більше 0,7 м, масі колон до 2 т - фахверкових	100 шт збірних конструкцій		81 821,89	30 733,04		3 688	212,3758	25,49
18	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції фахверкових колон	шт	36,0	12 900,00	464 400				
19	КБ7-9-10	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 5 т, при масі колон до 10 т і висоті будівлі до 15 м	100 шт збірних конструкцій	0,96	623 314,81	598 382	156 978	173 916	1 347,0500	1 293,17
					163 518,40	67 415,06		64 718	470,3550	451,54
20	К58-2311-77	Балки залізобетонні підкранові марки БК12-1А5-К серія 1.426.1-8 вип.1,2,3	шт	96,0	3 394,27	325 850				
21	КБ7-1-15			0,5	115 917,49	57 959	31 763	17 976	543,7500	271,88

22	K58-2422-9	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м Балки фундаментні залізобетонні марки ФБЗ-3 ШИФР 2286К	100 шт збірних конструкцій шт	55,0	63 526,31 295,83	14 722,42			7 361	105,8823	52,94
Разом прямих витрат по розділу № 3								3 189 158	312 198	322 744 <u>124 726</u>	2 633,06 <u>877,01</u>
Розділ № 4 Металеві кроквяні ферми											
23	KB9-22-2	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 5 т	1 т конструкцій	255,92	6 921,02	3 650,44	1 771 227	694 349	934 221	24,9600	6 387,76
24	П171-663			255,92	2 713,15	1 473,11			8 547 728	376 998	10,3332
Разом прямих витрат по розділу № 4								10 318 955	694 349	934 221 <u>376 998</u>	6 387,76 <u>2 644,47</u>
Розділ № 5 Стіни											
25	KB9-15-2	Монтаж стінових сендвіч панелей	100м2	29,664	35 283,54	18 348,64	1 046 651	411 656	544 294	120,1600	3 564,43
				29,664	13 877,28	7 735,63			229 470	51,2448	1 520,13

26	C121-258	Панелі металеві тришарові стінові з утеплювачем із пінополіуретану, спосіб виготовлення стендовий, 1ПТС1016.46.6-С0,8 1.2х6 - 412 шт	м2	29 664,0	4 108,30		121 868 611				
		Разом прямих витрат по розділу № 5					122 915 262	411 656	544 294		3 564,43
									<u>229 470</u>		<u>1 520,13</u>
		Розділ № 6 Перекриття									
27	КБ7-13-7	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 6 м, площею до 20 м2, при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 10 т, при висоті будівель до 25 м	100 шт збірних конструкцій	2,88	163 702,04	60 801,37	471 462	130 022	175 108	400,2000	1 152,58
					45 146,56	23 640,14			68 084	171,6704	494,41

28	C1414-7713	Плити покриттів ребристі із важкого, а також легких бетонів щільністю 1600 кг/м3 та більше, ширина 3 м, довжина 6 м, розрахункове навантаження 1001-1200 кгс/м2	м2	5 184,0	938,70		4 866 221				
Разом прямих витрат по розділу № 6							5 337 683	130 022	175 108 68 084	1 152,58 494,41	
Розділ № 7 Покрівля											
29	КБ12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	100 м2 поверхні, що ізолюється	51,6	20 749,08 2 861,17	179,21 67,99	1 070 653	147 636	9 247 3 508	24,4900 0,4915	1 263,68 25,36
30	КБ12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар	100 м2 покриття, що утеплюється	51,6	22 284,66 7 529,61	646,87 255,14	1 149 888	388 528	33 378 13 165	63,6700 1,8756	3 285,37 96,78
31	КБ12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м2 стяжок	51,6	12 029,76 3 675,84	2 323,44 877,91	620 736	189 673	119 890 45 300	38,3900 6,4686	1 980,92 333,78
32	КБ12-22-2			51,6	2 134,28	150,78	110 129	3 459	7 780	0,7000	36,12

		Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних на кожний 1 мм зміни товщини	100 м2 стяжок		67,03	57,20			2 952	0,4190	21,62
33	КБ12-1-1	Улаштування покрівель скатних із трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці	100 м2 покрівлі	51,6	28 797,95	627,60	1 485 974	139 076	32 384	23,0700	1 190,41
		Матеріали рулонні покрівельні для нижніх шарів	м2	11 661,6	35,00		408 156		12 695	1,8076	93,27
34	П171-901	Матеріали рулонні покрівельні для верхніх шарів	м2	5 934,0	42,00		249 228				
35	П171-900										
		Разом прямих витрат по розділу № 7					5 094 764	868 372	202 679	7 756,50	
									77 620	570,81	
		Розділ № 8 Прорізи									
36	КБ9-44-1	Монтаж віконних блоків сталевих із націлінниками зі сталі при висоті будівлі до 50 м-1040 м3	1т конструкції	8,8	41 904,52	10 658,91	368 760	143 397	93 798	128,4800	1 130,62
					16 295,12	2 642,83			23 257	17,9652	158,09
37	П171-665	Стальні конструкції віконних блоків	т	8,8	31 000,00		272 800				

38	КБ9-46-1	Монтаж каркасів воріт 4.2x4.2- 6 шт.	1т конструкцій	7,5	28 985,44	14 814,57	217 391	62 125	111 109	66,2400	496,80
					8 283,31	5 564,87			41 737	32,7836	245,88
39	П171-663	Стальні конструкції	т	7,5	28 000,00		210 000				
Разом прямих витрат по розділу № 8							1 068 951	205 522	204 907 64 994		1 627,42 403,97
Розділ № 9 Оздоблювальні роботи											
40	КБ15-171-2	Олійне фарбування металевих поверхонь олійними фарбами, кількість фарбувань 2	100 м2 поверхні фарбування	13,5	7 688,55	1,55	103 795	30 017	21	19,7100	266,09
					2 223,49	1,37			18	0,0111	0,15
Разом прямих витрат по розділу № 9							103 795	30 017	21 18		266,09 0,15
Розділ № 10 Підлоги											
41	КБ11-1-1	Ущільнення ґрунту гравієм	100 м2 площі, що ущільнюється	48,4	8 746,59	415,32	423 335	40 695	20 101	8,0800	391,07
					840,80	135,36			6 551	1,1053	53,50
42	КБ11-19-1	Улаштування асфальтобетонних литих покриттів товщиною 25 мм	100 м2 покриття	48,4	44 840,06	-	2 170 259	259 351	-	48,1100	2 328,52
					5 358,49	-			-	-	-
43	КБ11-19-2			48,4	36 877,94	-		97 843	-	18,1500	878,46

		Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини асфальтобетонних литих покриттів	100 м2 покриття		2 021,55	-				-	-	-
		Разом прямих витрат по розділу № 10					4 378 486	397 889	20 101			3 598,05
		Разом прямих витрат по розділу № 10										53,50
		Розділ № 11 Відмостка										
44	КБ27-22-1	Улаштування асфальтобетонного покриття відмостки	100 м2 покриття тротуарів	4,7	3 690,34	-	17 345	8 557	-	15,9500	74,97	
					1 820,69	-			-	-	-	
45	С1421-9835	Суміші асфальтобетонні гарячі і теплі (асфальтобетон щільний)	т	33,558	5 882,78		197 414					
		Разом прямих витрат по розділу № 11					214 759	8 557			74,97	
		Разом прямих витрат по розділу № 11										-
		Разом прямих витрат по кошторису					160 759 137	3 553 163	4 483 850		31	
		Разом прямих витрат по кошторису							1 410 287		476,64	
		Разом прямих витрат по кошторису										9 634,02
		Разом прями витрати				грн.	160 759 137					
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	152 722 124					
		вартість ЕММ				грн.	4 483 850					
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		1 410 287				
		заробітна плата робітників				грн.		3 553 163				
		всього заробітна плата				грн.		4 963 450				

	Загальновиробничі витрати	грн.	2 593 205	
	трудоємність в загальновиробничих витратах	люд-г		4 934,21
	заробітна плата в загальновиробничих витратах	грн.	914 506	
	Всього по кошторису	грн.	163 352 342	
	Кошторисна трудоємність	люд-г		46 044,87
	Кошторисна заробітна плата	грн.	5 877 956	

РОЗРАХУНОК
загальновиробничих витрат до локального кошторису № 02-001-001

K1 - Усереднений коефіцієнт переходу від нормативно-розрахункової трудомісткості робіт у прямих витратах, до витрат труда робітників, заробітна плата яких враховується в загальновиробничих витратах

K2 - Усереднений показник для визначення коштів на покриття решти статей загальновиробничих витрат, грн/люд.год.

Складений в поточних цінах станом на 4 грудня 2025 р.

№ поз. лк	Шифр і № позиції нормативу	Кіл-сть	Норматив но-розр. кошторис на трудо місткість прямих витрат, люд.год.	K1	Трудомі сткість [4x5] люд.год.	Вартість люд.год. робітни ків, заробітна плата яких врахову ється в ЗВВ грн.	I блок заробіт на плата [6x7] грн.	Заробіт на плата в прямих витратах грн.	II блок Єдиний внесок на загально обов`язкове держ. соц. страхування [(8+9) x 22,00%] грн.	K2	III блок кошти на покриття решти статей [4x11] грн.	Всього [8+10+12] грн.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	02-001-001	Загальнобудівельні роботи										
	Розділ № 1	Земляні роботи										
1	КБ1-24-5	0,97	12,3420	0,12	1,4810	185,34	274,50	1 924,79	483,84	7,48	92,32	850,66
			11,97		1,44		266		1 867		469	90
2	КБ1-30-2	6,5	0,5148	0,12	0,0618	185,34	11,45	80,29	20,18	7,48	3,85	35,48
			3,35		0,40		74		522		132	25
3	КБ1-12-13	10,97	64,9702	0,12	7,7964	185,34	1 444,99	8 759,83	2 245,06	7,48	485,98	4 176,03
			712,73		85,53		15 852		96 096		24 628	5 331
4	КБ1-17-13	0,536	93,0257	0,12	11,1631	185,34	2 068,97	12 909,53	3 295,27	7,48	695,83	6 060,07
			49,86		5,98		1 109		6 920		1 766	373
5	С311-3-1	1 125,6	0,0740	0,12	0,0089	185,34	1,65	9,79	2,52	7,48	0,55	4,72
			83,29		10,00		1 857		11 020		2 837	619

6	КБ1-27-5	109,7	13,6884	0,12	1,6426	185,34	304,44	2 134,77	536,63	7,48	102,39	943,46
			1 501,62		180,19		33 397	234 184	58 869		11 232	103 498
		Разом	2 362,82		283,54		52 555	350 609	88 701		17 670	158 926
	Розділ № 2	Фундаменти										
7	КБ5-2-5	261,5	5,9762	0,12	0,7171	185,34	132,92	784,95	201,93	7,48	44,70	379,55
			1 562,78		187,53		34 759	205 264	52 804		11 689	99 252
9	КБ6-1-7	5,36	406,7882	0,12	48,8146	185,34	9 047,29	45 695,64	12 043,44	7,48	3 042,78	24 133,51
			2 180,39		261,65		48 493	244 929	64 554		16 309	129 356
11	КБ8-3-1	8,7	26,7400	0,12	3,2088	185,34	594,72	3 016,54	794,48	7,48	200,02	1 589,22
			232,64		27,92		5 174	26 244	6 912		1 740	13 826
12	КБ8-3-4	9,9	115,8300	0,12	13,8996	185,34	2 576,15	13 066,78	3 441,44	7,48	866,41	6 884,00
			1 146,72		137,61		25 504	129 361	34 071		8 577	68 152
		Разом	5 122,53		614,71		113 930	605 798	158 341		38 315	310 586
	Розділ № 3	Збірний залізобетонний каркас										
13	КБ7-5-12	0,36	1 727,2942	0,12	207,2753	185,34	38 416,40	210 713,27	54 808,53	7,48	12 920,16	106 145,09
			621,83		74,62		13 830	75 857	19 731		4 651	38 212
15	КБ7-5-13	0,36	1 969,9495	0,12	236,3939	185,34	43 813,25	240 945,38	62 646,90	7,48	14 735,22	121 195,37
			709,18		85,10		15 773	86 740	22 552		5 305	43 630
17	КБ7-5-9	0,12	912,7258	0,12	109,5271	185,34	20 299,75	112 554,93	29 228,03	7,48	6 827,19	56 354,97
			109,53		13,14		2 436	13 507	3 508		819	6 763
19	КБ7-9-10	0,96	1 817,4050	0,12	218,0886	185,34	40 420,54	230 933,46	59 697,88	7,48	13 594,19	113 712,61
			1 744,71		209,37		38 804	221 696	57 310		13 050	109 164
21	КБ7-1-15	0,5	649,6323	0,12	77,9559	185,34	14 448,34	78 248,73	20 393,36	7,48	4 859,25	39 700,95
			324,82		38,98		7 224	39 124	10 196		2 430	19 850
		Разом	3 510,07		421,21		78 067	436 924	113 297		26 255	217 619
	Розділ № 4	Металеві кроквяні ферми										
23	КБ9-22-2	255,92	35,2932	0,12	4,2352	185,34	784,95	4 186,26	1 093,67	7,48	263,99	2 142,61
			9 032,23		1 083,87		200 884	1 071 347	279 893		67 560	548 337
		Разом	9 032,23		1 083,87		200 884	1 071 347	279 893		67 560	548 337
	Розділ № 5	Стіни										
25	КБ9-15-2	29,664	171,4048	0,12	20,5686	185,34	3 812,18	21 612,91	5 593,52	7,48	1 282,11	10 687,81
			5 084,56		610,15		113 085	641 126	165 925		38 033	317 043

		Разом	5 084,56		610,15		113 085	641 126	165 925		38 033	317 043
	Розділ № 6	Перекриття										
27	КБ7-13-7	2,88	571,8704	0,12	68,6244	185,34	12 718,86	68 786,70	17 931,22	7,48	4 277,59	34 927,67
			1 646,99		197,64		36 630	198 106	51 643		12 319	100 592
		Разом	1 646,99		197,64		36 630	198 106	51 643		12 319	100 592
	Розділ № 7	Покрівля										
29	КБ12-20-1	51,6	24,9815	0,12	2,9978	185,34	555,61	2 929,16	766,65	7,48	186,86	1 509,12
			1 289,04		154,69		28 669	151 144	39 560		9 642	77 871
30	КБ12-18-3	51,6	65,5456	0,12	7,8655	185,34	1 457,79	7 784,75	2 033,36	7,48	490,28	3 981,43
			3 382,15		405,86		75 222	401 693	104 922		25 298	205 442
31	КБ12-22-1	51,6	44,8586	0,12	5,3830	185,34	997,69	4 553,75	1 221,32	7,48	335,54	2 554,55
			2 314,70		277,76		51 481	234 973	63 020		17 314	131 815
32	КБ12-22-2	51,6	1,1190	0,12	0,1343	185,34	24,89	124,23	32,81	7,48	8,37	66,07
			57,74		6,93		1 284	6 411	1 693		432	3 409
33	КБ12-1-1	51,6	24,8776	0,12	2,9853	185,34	553,30	2 941,30	768,81	7,48	186,08	1 508,19
			1 283,68		154,04		28 550	151 771	39 671		9 602	77 823
		Разом	8 327,31		999,28		185 206	945 992	248 866		62 288	496 360
	Розділ № 8	Прорізи										
36	КБ9-44-1	8,8	146,4452	0,12	17,5734	185,34	3 257,06	18 937,95	4 882,90	7,48	1 095,41	9 235,37
			1 288,71		154,65		28 662	166 654	42 969		9 640	81 271
38	КБ9-46-1	7,5	99,0236	0,12	11,8828	185,34	2 202,36	13 848,18	3 531,12	7,48	740,70	6 474,18
			742,68		89,12		16 518	103 862	26 483		5 555	48 556
		Разом	2 031,39		243,77		45 180	270 516	69 452		15 195	129 827
	Розділ № 9	Оздоблювальні роботи										
40	КБ15-171-2	13,5	19,7211	0,12	2,3665	185,34	438,61	2 224,86	585,96	7,48	147,51	1 172,08
			266,24		31,95		5 921	30 035	7 911		1 991	15 823
		Разом	266,24		31,95		5 921	30 035	7 911		1 991	15 823
	Розділ № 10	Підлоги										
41	КБ11-1-1	48,4	9,1853	0,12	1,1022	185,34	204,29	976,16	259,70	7,48	68,71	532,70
			444,57		53,35		9 888	47 246	12 569		3 326	25 783
42	КБ11-19-1	48,4	48,1100	0,12	5,7732	185,34	1 070,00	5 358,49	1 414,27	7,48	359,86	2 844,13
			2 328,52		279,42		51 788	259 351	68 451		17 417	137 656

43	КБ11-19-2	48,4	18,1500	0,12	2,1780	185,34	403,67	2 021,55	533,55	7,48	135,76	1 072,98
			878,46		105,42		19 538	97 843	25 823		6 571	51 932
		Разом	3 651,55		438,19		81 214	404 440	106 843		27 314	215 371
Розділ № 11		Відмостка										
44	КБ27-22-1	4,7	15,9500	0,132	2,1054	185,34	390,21	1 820,69	486,40	9,18	146,42	1 023,03
			74,97		9,90		1 834	8 557	2 286		688	4 808
		Разом	74,97		9,90		1 834	8 557	2 286		688	4 808
Разом по кошторису			41 110,66		4 934,21		914 506	4 963 450	1 293 158		307 628	2 515 292
Кошти на оплату перших п'яти днів тимчасової непрацездатності (914 506,00 + 4 963 450,00) * 0,007800											45 848	
Кошти на сплату єдиного внеску, нарахованого на суму оплати перших п'яти днів тимчасової непрацездатності (914 506,00 + 4 963 450,00) * 0,007800 * 0,220000											10 087	
Кошти на сплату єдиного внеску, нарахованого на суму допомоги з тимчасової непрацездатності (понад 5 днів) (914 506,00 + 4 963 450,00) * 0,003739											21 978	
Всього загальнопромислові витрати по кошторису											2 593 205	

Склав _____ Хильченко О.В.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив _____ Кадол Л.В.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Техніко – економічні показники проекту

№ пп .	Найменування показників	Од. виміру	Значення показника
1	Площа забудови	м ²	5450
2	Загальна площа будівлі	м ²	5200
3	Будівельний об'єм	м ³	68520
4	Вартість будівництва об'єкта	тис. грн.	246288,294
	із неї: будівельно-монтажних робіт	тис. грн.	202548,110
5	Вартість будівництва об'єкта:		
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	47,363
	на 1м ³ будівельного об'єму	тис.грн/м ³	3,594
6	Вартість загальнобудівельних робіт:		
	всього	тис. грн.	163352,342
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	31,413
	на 1м ³ будівельного об'єму	грн/м ³	2,384
7	Трудомісткість будівельно-монтажних робіт по об'єкту		
	кошторисна	тис. люд.- год.	516,045
8	Витрати праці при виконання БМР на 1м ² загальної площі		
	кошторисні	люд.-дн.	12,405
9	Витрати праці при виконанні БМР на 1м ³ будівельного об'єму		
	кошторисні	люд.-дн.	0,991
10	Кошторисна заробітна плата:		
	на виконання БМР	тис. грн.	7097,956
	на виконання загальнобудівельних робіт	тис. грн.	5877,956
11	Договірна ціна:		
	на будівництво об'єкта	тис. грн.	246288,294
12	Кошторисна заробітна плата на 1грн.договірної ціни при виконанні БМР	грн.	0,17
	при виконанні загальнобудівельних робіт	грн.	0,16
13	Рентабельність:		
	загальнобудівельних робіт	%	14
	БМР по об'єкту будівництва	%	13

6.1 Загальні відомості про об'єкт

Проектуєма будівля – II ступеня вогнестійкості, категорії по вибухопожежній безпеці. В цеху для пожежної безпеки встановленні щити, на яких розміщенні вогнегасники, сокира, лом, відра для піску; встановлені пожежні гідранти, також розміщенні ящики з піском.

Для створення безпечних умов праці персоналу передбачено ряд об'ємно-планувальних та конституційних рішень. Освітлення – природне за рахунок віконних промів, штучне забезпечується застосуванням ліхтарів з лампами накаливання і газорозрядними ДРЛ.

Аерація в цеху забезпечується через віконні та дверні пройоми.

Для персоналу передбачені санітарно побутові приміщення, рукомийники та вбиральні кімнати.

Поли в цеху асфальтовані, так як у такому цеху не допускаються бетонні поли. Для безпечної експлуатації електрообладнання передбачений контурний заземлювач. До корпусу підведені водопровід і каналізація.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів варто відносити зони:

- поблизу від неізолюваних струмоведучих частин електроустановок;
- поблизу від не обгороджених перепадів по висоті на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин і встаткування або їхніх частин і робочих органів;
- у місцях, де втримуються шкідливі речовини в концентраціях вище гранично припустимих або впливає шум інтенсивністю вище гранично припустимої;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідійомними кранами.

Зони постійно діючих небезпечних виробничих факторів щоб уникнути доступу сторонніх осіб повинні бути обгороджені захисними огороженнями, що задовольняють вимогам ДЕРЖСТАНДАРТ 23407-78.

Виробництво будівельно-монтажних робіт у цих зонах, як правило, не допускається.

При виробництві будівельно-монтажних робіт у зазначених небезпечних зонах варто здійснювати організаційно-технічні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

6.2 Загальномайданчикові заходи по охороні праці

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці робітників на всіх етапах виконання робіт.

Вихідними матеріалами для рішення питань охорони праці є:

ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

СН-47-74 «Инструкция по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ».

СН-81-80 «Инструкция по проектированию электрического освещения строительных площадок».

СН-27Б-74 «Указания по проектированию бытовых зданий и помещений строительного-монтажных организаций».

СН-30Б-77 «Инструкция по проектированию и устройству молниезащиты зданий и сооружений».

СНиП 2.09-02-85 «Производственные здания промышленных предприятий».

ДНАОП 1.1.10-1.04-01 «Правила безпечної роботи з інструментом та пристроями».

Склад і розміщення санітарно-побутових приміщень персоналу з пожежно-охоронної служби і т.д. визначаються на основі СН-27Б-74. Розрахунок кількості останніх, вибір місяця їх розташування, відстані до робочих місць і т.д. приводиться в розділі «Технологія та організація будівництва».

Для доставки вантажів на будівельний майданчик повинні бути споруджені під'їзні шляхи і внутрішньо майданчикові дороги. Останні повинні забезпечувати вільний і безпечний доступ транспорту до всіх складів, адміністративним і санітарно-побутовим приміщенням.

З можливих варіантів схемних рішень руху транспорту встановлюємо кільцеву з двостороннім рухом з врахуванням району будівництва, ґрунтів, вантажопідйомності транспорту та будівельних машин проектуємо тимчасові дороги ґрунтові з посипкою з шлака або відходів гірничого виробництва в 5-10 см та шириною 6м та радіусами закруглення 12-15 м з розвантажувальними майданчиками біля майданчиків складування конструкцій і матеріалів. Дороги оснащують освітленням, дорожніми знаками регулюючими швидкість руху транспорту на території майданчику. Швидкість руху не повинна перевищувати 10 км/год., а в зоні можливого переміщення вантажу 5 км/год.

Для тимчасового зберігання матеріалів і конструкцій влаштовуються відкриті та напівзакриті склади.

Складування матеріалів конструкцій та обладнання повинно забезпечувати безпеку ведення погрузочно-розвантажувальних робіт, виключати зсув, просадки, розколювання, зім'яття і розкатування збережених матеріалів. Для цього відкриті майданчики складування конструкцій повинні бути сплановані, ґрунт ущільнений, підсипаний шлаком або можливо відходами гірничого виробництва (відсів ГЗК крупних фракцій) на величину 5-10 см.

Для стоку дощових вод маються уклони 2-5, відвідні канали по периметру.

Зони дії вантажопідйомних механізмів повинні бути обладнані захисними огорожами.

Безпека складування конструкцій забезпечується:

- укладкою конструкцій в штабеля на прокладках;
- установкою максимальної висоти їх штабелювання;
- розміткою кордонів штабелювання та проходів шириною не менше 1м;
- розміщення на складах схем стропування конструкцій і вимоги до складування:

1. Колони – в штабелях висотою до 2м в залежності від порядку монтажу, на прокладках від краю на 0,25м.

2. Підкранові балки – в штабелях висотою до 1,8м.

3. Ферми – на інвентарних опорах через 2-3 м вертикально.

4. Плити покриття ребристі – горизонтально в штабелях висотою до 2,5 м на прокладках вздовж ребер.

5. Сендвіч-панелі в касетах.

Проходи між штабелями на площадках складування не менше 1м.

Розриви між штабелями не менше 0,5м.

Скло, металічні вироби, дерев'яні вироби в закритих складах. Балони під навісом. Цемент в бункерах, пісок, щебінь, шлак на відкритих площадках з кутами природного нахилу. ГЗМ – заглиблені в землю з механізованою подачею.

На будівельній площадці визначаються небезпечні зони і організується їх позначення або огорожа. Небезпечні зони:

- біля ЛЕП, трансформаторів залежить від робочих напруг (по [4]) і огорожується захисними огорожами висотою не менше 1,8м.

- біля перепадів висот – огорожуються огорожами висотою не менше 1,2м.

- біля машин і механізмів не менше 5м, огорожуються сигнальною огорожею висотою 0,8м.

- в зонах можливого переміщення вантажів визначається як:

$$R=R_{\text{стр.}}+0,5L_{\text{груза}}+r$$

де

$R_{\text{стр.}}$ – максим. Виліт стріли крана;

$L_{\text{груза}}$ – максим. Розмір самого довгого вантажу;

r -розсіювання грузів при падінні;

$r=5\text{м}$ при висоті підйому до 10м.

Підставив значення знаходимо розміри зони можливого переміщення вантажу.

$$R=14,1+0,5*18+5=26 \text{ м}$$

- місця збереження шкідливих матеріалів з концентраціями більше ПДХ огорожуються сигнальними огорожами з попереджувачими табличками .

Потенційно діючі зони – по периметру об'єкта шириною не менше 5м при висоті будівлі до 20м огорожуються сигнальними огорожами висотою більше 0,8м.

Для організації безпечного переміщення машин, механізмів і людей по майданчику в темний час доби запроектовано прожекторне освітлення. Розрахунок проводиться по СН-81-80.

Кількість і потужність ламп в прожекторах розраховується з виразу

$$N=m*E_n*k*s E_n / P_{\text{л}}$$

де

m -КПД прожектора 0,2-5 лампи накаливання;

E_n – нормативна освітленість майданчика = 2лк;

K – коеф. Заноса 1,3-1,5 – лампи накаливання;

S – площа будівельного майданчика 26650 м²;

$P_{\text{л}}$ – потужність ламп встановлених в прожекторах.

$$N=0,2*2*1,5*26650 / 1000 = 16 \text{ шт.}$$

Приймаємо ПЗС-45 з потужністю 1000Вт шт.16

Висоту установки прожекторів на будівельному майданчику визначаємо з врахуванням сили світла прожектора.

$$H = I / 300 = 130000 / 300 = 20,2 \text{ м}$$

де I – сила світла прожектора для ПЗС-45 $I=130000$ кандел.

Освітлення робочих місць по видах виконуваних робіт повинна відповідати санітарним нормам СН-81-80.

Для забезпечення освітленості робочих місць застосовувати прожектора на переносних опорах в залежності від виду виконуваних робіт. Кількість прожекторів визначається виходячи з площі захватки.

Для монтажних робіт $E_n=50$ лк.

$$S=2300 \text{ м}^2$$

$$N = m \cdot E_n \cdot K \cdot S / P_{\text{л}} = 0,2 \cdot 50 \cdot 1,5 \cdot 2300 / 1000 = 7,5 \text{ шт.}$$

Приймаємо 8 прожекторів ПЗС-45. Висота установки 3-4 м.

Для забезпечення пожежної безпеки робіт на будівельній площадці передбачується:

- протипожежності розрива між тимчасовими спорудами та місцями зберігання легко зпалюємих матеріалами;
- забезпечити не менше 2-х виїздів з дорогами, які забезпечили б під'їзд до будь-якого місця будівельної площадки;
- влаштування постійної водопровідної сіті \varnothing 100 мм з гідрантами;
- влаштування первинних засобів пожежогасіння з необхідним пожежним інвентарем в місцях куріння, застосування відкритого вогню, місць зберігання ГСМ та інші;
- розміщення на будівельному майданчику знаків, табличок, плакатів пожежної безпеки.

6.3 Заходи по техніці безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт

6.3.1 Земляні роботи

До початку виконання земляних робіт в місцях розташування діючих підземних комунікацій повинно бути розроблені та узгоджені проекти з організаціями, які експлуатують ці комунікації.

Виробництво земляних робіт в зоні діючих комунікацій слід здійснювати під безпосереднім наглядом виконроба або майстра, а у охоронній зоні кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопровода, крім того під наглядом робітників електро- або газового господарства.

При виявленні вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи слід припинити до отримання дозволу від відповідних органів.

Перед початком виробництва земляних робіт на ділянках з можливим патогенним ураженням ґрунту необхідно отримати дозвіл органів Державного санітарного нагляду.

Ґрунт розроблений з котлована або траншеї слід розташовувати на відстані не менше 0,5 м від кромки виїмки. Валуни та камені, а також відслоєння ґрунту виявлені на відкосах повинні бути видалені.

Земляні роботи виконуються за затвердженим проектом виробництва робіт (ПВР). Перед розробкою котловану проводять роботи, які забезпечують

надійний відвід поверхневих вод. Також до початку робіт влаштовують знаки безпеки. Екскаватор під час роботи знаходиться на спеціально влаштованому майданчику. При навантаженні ґрунта в автосамоскиди необхідно щоб ґрунт подавався у ковші зі сторони заднього та бокового борта.

У межах призми завалювання (блище 1м) забороняється розташовувати крани, лебідки, укладати рейки, автомобільні шляхи.

6.3.2 Монтажні роботи

До монтажних робіт допускаються особи, які досягли 18 річного віку, які пройшли освіту і атестацію, інструктаж перед виробництвом робіт.

Територія майданчика ведення монтажних робіт огорожується. Стропову конструкцій проводити в положенні близькому до проектного.

Перед підйомом і переміщенням конструкцій необхідно їх успокоїти від розхитування. Стропову проводити згідно ПВР. Не допускається знаходження людей в зоні переміщення конструкцій або на них.

Встановлені в проектне положення конструкції закріпити, щоб забезпечити їх стійкість та незмінність.

Забороняється приймати конструкції з боку перепаду висот або з боку «глухої стіни».

Розстроповку конструкцій проводити тільки після надійного постійного або тимчасового їх закріплення.

Не допускається виконання БМР в туман, дощ або вітри більш 10 м/с.

Перед монтажем конструкції повинні очищуватись від бруду.

Забороняється вести монтажні роботи в одних осях без розробки спеціальних заходів забезпечуючи безпечність робіт.

Всі монтажники повинні бути забезпечені касками і монтажними поясами.

6.3.3 Електрозварювальні роботи

Виконувати електрозварні роботи згідно з вимогами безпеки ДИАОП 1.1.10-1.04-01.

При виконанні електрозварних робіт дотримуватись вимоги електробезпеки.

До електрозварних робіт допускаються особи, які досягли 18-річного віку, обучені, атестовані, маючі кваліфікаційну групу по електробезпеці не нижче II, прошедші інструктаж.

Електрообладнання повинно бути в робочому стані. Зварний апарат заземлений. Довжина електропроводів від мережі до зварювального апарату не більше 15 м.

В радіусі 5 м від ведення електрозварних робіт не повинно знаходитись горючих матеріалів, і 10м – вибухонебезпечних матеріалів.

Зварне обладнання на будівельній площадці повинно знаходитись в укритті.

Для захисту від враження ел. струмом в зварному обладнанні повинен застосовуватись автомат холостого ходу.

При виконанні робіт в зволжених виїмках зварники забезпечуються діелектричними ковбиками і рукавицями, а також засобами індивідуального захисту: щітками з світлофільтром, негорючим спец. Одягом та рукавицями.

Електрозварні роботи в закритих ємкостях, приміщеннях виконуються з дублером.

6.3.4 Покрівельні роботи

Дозвіл робочим до виконання покрівельні робіт надходить тільки після огляду виконроба з бригадиром справності несучих конструкцій покриття та огорожень.

Для охорони робочих або людей які проходять внизу, від можливого падіння матеріалів, інструментів, тари та стікаючих з покрівлі мастики зону навколо будівлі огороджують.

Під час перерви в роботі технологічні пристосування, інструменти та матеріали повинні бути закраплені або прибрані з криши.

При ожеледі, під час туману та при повітрі швидкістю 15 м/с та більше, покрівельні роботи заборонено.

Елементи та деталі покрівлі подаються на робочі місця в кінцевому вигляді.

Нанесення мастик на поверхню виконується у напрямку співпадіння з напрямком руху повітря. Нанесення мастик не повинно випереджувати приклеювання руберойду. При необхідності переміщення гарячого бітуму на робочих місцях вручну варто застосовувати металеві бачки, що мають форму усіченого конуса, зверненого широкою частиною долілиць, із щільно, що закриваються кришками, і запірними пристроями. Не допускається використовувати в роботі бітумні мастики температурою вище 180° С. Казани для варіння й розігріву бітумних мастик повинні бути обладнані приладами для виміру температури мастики й щільно, що закриваються кришками. Наповнювач, що завантажується в казан, повинен бути сухим. Неприпустиме влучення в казан льоду й снігу. Біля казана повинні бути засобу пожежогасіння.

Заборонено використання відкритого вогню.

При зберіганні мастики її захищають від зволоження та прямих сонячних променів. Мاستика на покрівлю подається по трубопроводу.

При роботі на покрівлі покрівельник повинен бути забезпечений запобіжним поясом та нековзаючим взуттям.

6.3.5. Розрахунок траверси для монтажу ферм

Для виключення виникнення небезпечних напруг в конструкції ферми при погруз очно-розвантажувальних і монтажних роботах необхідно прийняти траверсу.

По конструкції траверси бувають як з елементом працюючим на згин, як однопролітна балка, так як стержень працюючий на стиснення. Траверса працюючі на згин мають малу висоту.

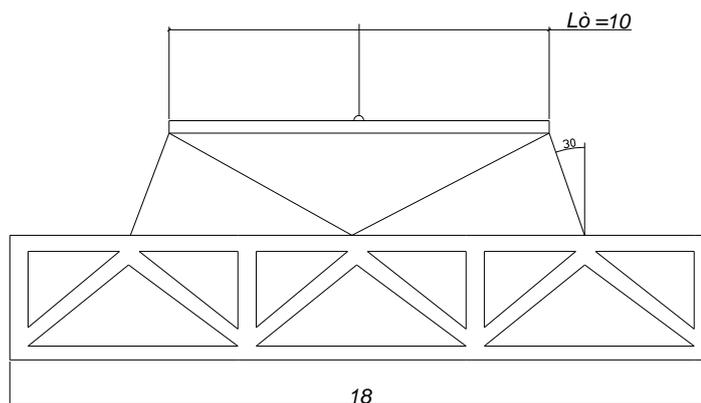


Рис. 6.1 Монтажна схема стропування

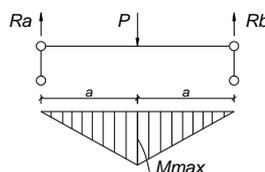


Рис. 6.2 Розрахункова схема балок траверси

$$L_T = 10\text{ м}$$

$$Q_f = 125\text{ кН}$$

$$a = L_T / 2 = 5\text{ м}$$

Навантаження на траверсу від ваги ферми

$$P = Q \cdot K_q \cdot K_n = 125 \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 165\text{ кН}$$

де K_q – коеф. динамічності $K_q = 1,2$

K_n – коеф. надійності $K_n = 1,1$

– Визначаємо максимальний згинаючий момент.

$$M_{\max} = P \cdot a / 2 = 165 \cdot 5 / 2 = 412,5\text{ кНм} = 41250\text{ кНм}$$

$$- W_{\text{тр}} = M_{\max} / (n \cdot R_{\text{ст}} \cdot \gamma) = 41250 / (0,85 \cdot 21 \cdot 0,9) = 2567\text{ см}^3$$

$$W_{\text{тр}} = 2600\text{ см}^3$$

де $n = 0,85$ – коеф. умови роботи;

$R = 21\text{ МПа}$ – розрахунковий опір сталі;

$\gamma = 0,9$ – коеф. стійкості.

По ГОСТ 8230-72 вибираємо переріз балки траверси з двох двотаврів №50 з сумарним опором згину $2 \cdot 1570 = 3140 \text{ см}^3$, що задовольняє умови міцності.

Розраховуємо тяги в якості яких застосовуємо сталеві троси:

– Визначаємо зусилля які виникають в тягах.

$$S = Q / \gamma \cdot \cos \alpha = 165 / 4 \cdot 0,86 = 48,0 \text{ кН.}$$

Визначаємо зусилля в тягах.

$$R = S \cdot K_3 = 48,0 \cdot 6 = 288 \text{ кН,}$$

де K_3 – коеф. запасу міцності.

По ГОСТ 3079-80 вибираємо сталевий канат типу ТЛК6х37 з діаметром 25мм розривним зусиллям 306,5 кН та тимчасовим опором розриву 1600 МПа, що задовольняє умовам міцності.

Проект розроблено для будівництва в II температурній зоні з розрахунковими середніми температурами зовнішнього повітря:

- найбільш холодної доби, із забезпеченням $0,98\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($t_1^{0,98} - 26^{\circ}$);
- найбільш холодної доби, із забезпеченням $0,92\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($t_1^{0,92} - 28^{\circ}$);
- найбільш холодних п'яти діб, із забезпечен. $0,92\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($t_5^{0,92} - 23^{\circ}$).

Зона вологості району будівництва - суха.

Взимку переважають південне - східні вітри, влітку - північні та північне - західні.

Гідрогеологічні умови майданчику сприятливі. Ґрунтові води на майданчику будівництва розташовані на глибині 8,5 м від поверхні землі.

Середньорічна швидкість вітру складає 5,0 м/с. Найбільше значення швидкості вітру спостерігається в зимові і весняні місяця (до 5,6-5,8 м/с), найменші - в літні, початок осені (4,1-4,4 м/с).

Охорона та стан навколишнього середовища

У основу ухвалених рішень встановлені принципи максимально-можливого збереження рельєфу, створення мікрорельєфу на ділянці забудови.

При виконанні землерийних робіт в період будівництва в першу чергу знімається і складається у бурти родючий шар ґрунту, який далі використовується для рекультивації порушених і бідних земель,

$$h_{\text{пл.шару}} = 0,4 \text{ м}, V = 2000 \text{ м}^3.$$

При будівництві і ритті траншей і канал під інженерні мережі використовується транспортно-монтажна техніка, яка виділяє у атмосферу незначну кількість шкідливих газів.

Для проїзду транспорту в період риття траншей і канал передбачається влаштування тимчасових під'їзних шляхів. Забороняється бездоріжнє пересування транспортних засобів і технологічного устаткування, оскільки це пов'язано з важливим від'ємним впливом на рослинний шар.

Усі споруджені канали після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. В зв'язку з тим, що в канавах розміщуються усі згадані інженерні мережі, а розрихлена порода займає великий обсяг, частина її залишається на поверхні. З породи, що залишилася, формують вал безпосередньо над виритою каналом.

Треба застосовувати поздовжню схему переміщення ґрунту.

Внутрішньодільничні дороги треба підтримувати у доброму стані і в суху погоду періодично зволожувати водою.

Після закінчення будівництва тимчасові дороги ліквідуються, а територія, на якій вони були викладені, упорядковується.

При зварюванні фіксується інтенсивне пило- і газовиділення, а також інтенсивне тепловиділення.

До найбільш шкідливих газів при операціях зварки і різки відносяться оксид азоту (особливо NO_2), оксид вуглецю, фтористий водень.

Основними компонентами пилу при цих процесах є:

- оксиди заліза – 41 %;

- оксид марганцю – 18 %;
- оксид кремнію – 6 %,

Найбільш шкідливі оксиди марганцю викликають органічні захворювання нервової системи, легенів, печінки та крові.

До найбільш шкідливих газів при зварюванні та різанні відносять оксиди азоту, СО та озон (ГДК = 0,1 мг/м³).

Крім аерозолів та пилу – променева енергія зварювальної дуги викликає опіки відкритих частин тіла.

Ручне зварювання – найбільш шкідливий процес. При контактному електрозварюванні пилу в середньому 7 мг/м³ (ГДК = 4 мг/м³).

При роботі з вентиляцією концентрація пилу не більш 1,21 мг/м³. при використанні порошкового дроту 8÷12 ч/кг – пилу; 0,8 ч/кг – оксидів азоту; 0,2÷0,7 ч/кг – оксидів марганцю; 0,2÷1 ч/кг – фтористих з'єднань.

Концентрація пилу в зоні руху зварювальника - 10÷30 мг/м³, оксидів марганцю – до 1 мг/м³.

При роботі на відкритій місцевості значення концентрації шкідливих речовин при зварюванні в основному знаходяться у межах ГДК (наприклад, пилу – до 1,2 мг/м³).

При зварюванні і різанні у закритих приміщеннях необхідно забезпечити надходження на робочі місця свіжого повітря за рахунок природної аерації або штучно, за рахунок примусової вентиляції.

Котли при розігріві бітуму, який використовують при будівництві, передбачається розташовувати не ближче 200 м від будівлі і не ближче 30 м від місця виробництва будівельних робіт, що забезпечує розсіювання шкідливих речовин, які виділяються (бензолу, фенолу, вуглеводів, оксиду азоту та ін.) до значень гранично допустимої концентрації. Ці котли повинні бути обов'язково закриті щільними кришками.

Для зниження шкідливих екологічних наслідків при спорудженні канал передбачається виконання основних землерийних операцій у другій половині весни, літом і першій половині осені.

Крім того, обмеження швидкості руху на ґрунтових шляхах сприяє істотному зниженню здійснення пилу. Наприклад, зниження швидкості з 65 до 40 км/год скорочує інтенсивність пиловиділення на 70 %.

Майданчик для будівництва площею 1 га знаходиться в середині заводу біля внутрішньозаводської автодороги.

Майданчик цеху знаходиться досить далеко від житлових кварталів міста Кривого Рогу.

В цеху будуть складуватися легкозаймісті матеріали, а персонал займається тільки завантажувально-розвантажувальними роботами, тому технологічний процес не становить загрози для навколишнього середовища і не потребує спеціальних заходів по його охороні.

Для захисту від пилу та шуму в благоустрою території передбачена посадка дерев і чагарників. Озеленення території грає велику роль в покращенні екологічного стану на майданчику заводу.

Найбільш стійкими до забруднення є такі дерева як акація біла, клен та інші.

З заходів по догляду за зеленими насадженнями на майданчику заводу, особливо біля асфальтних доріг важливим є регулярні поливи, розрихлення ґрунту, змивання пилу з стовбурів дерев, занесення добрив в ґрунт.

Акустичне середовище також є важливим фактором який впливає на самопочуття працюючих.

Для зменшення інтенсивності відбиття звукових хвиль з метою зменшення шуму потрібно застосовувати матеріали поглинаючі звук.

При оздоблювальних роботах можливе застосування пористих матеріалів при обробці стін. Застосування тришарових стінових панелей також поліпшує звуковий режим на майданчику.

Влітку зелені насадження знижують рівень шуму, завдяки поглинанню листям звукової енергії.

Перед початком будівництва потрібно зібрати і вивезти на спеціальну площадку рослинний шар товщиною 15 см, для складування, об'ємом 1,49 тис. м.

В будівництві використовуються конструкції які запроектовані з екологічно чистих матеріалів (цегла, збірні залізобетонні конструкції, деревина).

Для економії електроенергії цех має достатньо віконних проїомів для гарного освітлення будівлі, що дозволяє застосувати мінімум електроосвітлювальних пристроїв.

Зовнішні стіни запроектовано тришаровими, що дозволяє найкраще зберігати теплову енергію в будівлі.

Повітрообмін в будівлі здійснюється через дверні та віконні проїоми, для цього віконні блоки запроектовано розпашками.

Водопостачання в будівлі здійснюється від внутрішньозаводської водопровідної мережі, каналізації також під'єднаної до мережі каналізації заводу.

Зменшення шуму, поліпшення екологічного стану на підприємстві є необхідними умовами для кращого стану робітників та їх працездатності, а це ще призведе до зростання прибутковості підприємства.

Для кращого звукового бар'єру потрібно висаджувати листяні дерева в два і більше рядів.

Зберігання та раціональне використання природних ресурсів та охорона навколишнього середовища є необхідними умовами для ліпшого життя не тільки людини, а й інших мешканців нашої планети.

З технологічного процесу будівництва підприємства та допоміжних споруд видалення шкідливих речовин не передбачається. Ця пов'язано з тим, що при будівництві використовується в загальному випадку виключно для транспортно-монтажних, великонавантажувальна техніка, що виділяє до атмосфери незначну кількість пилу та шкідливих газів. Виключення тут передбачають зварювальні роботи, що використовуються в будівельному процесі, так як при зварюванні зафіксоване інтенсивне тепловиділення, пилевиділення та газовиділення.

До основних заходів, що забезпечують раціональне використання земляних ресурсів при будівництві виробничих підприємств та допоміжних

споруд, відносять вибір оптимального варіанту трас та шляхів на майданчику, що забезпечує найменші капітальні та експлуатаційні витрати та екологічний збиток народному господарству в результаті пошкодження високоякісних земель.

Впродовж транспортування різнорідних вантажів при будівництві тимчасових автошляхи та майданчики слід підтримувати у відповідному стані. В сухий період слід періодично зволожувати автошляхи водою або хімічними розчинами з розрахунку 1,5-2,0 л/м².

Забороняється безшляхове переміщення транспортних засобів та обладнання, тому що це пов'язане з негативним впливом на поверхневий шар ґрунту.

Під час розробки котловану, траншей та ям при виробництві земляних робіт, при будівництві будівель і споруд основного та допоміжного призначення в першу чергу знімається родючий шар ґрунту, складається та використовується в подальшому благоустрої території чи рекультиваційних роботах.

В місцях можливого забруднення поверхневого шару ґрунту нафтопродуктами влаштовується спеціальне покриття, після зняття поверхневого шару, з глини, цементу та інших прогресивних матеріалів, що попереджують забруднення поверхневих ґрунтових вод та ґрунтів, що межують з ділянкою. Влаштоване покриття повинно мати тверду верхню поверхню з ущільнених або твердих насипних матеріалів.

При спорудженні каналів та майданчиків з великою міцністю знімання його плодородного шару землі доцільно вести селективну відсіпку ґрунтів у відвал з подальшим їх використанням в господарстві або рекультивації бідних або пошкоджених земель. Також при розробці ґрунтів при влаштуванні котлованів, траншей та ям, розроблений ґрунт слід вивозити у відвал з будівельного майданчика у відвал, а потім зворотню засипку виконувати тим же самим ґрунтом з пошаровим ущільненням.

Після завершення будівництва з території майданчика обов'язково вивозять будівельний пил та сміття, покриття тимчасових шляхів, стоянок машин та механізмів, тимчасові будівлі та споруди.

Під час будівництва слід використовувати спеціальні споруди для складування будівельного сміття, пересувні чи тимчасові туалети, а під час експлуатації- спеціальні споруди для відходів виробництва, які будуть періодично вивозитися на переробні пункти.

При влаштуванні інженерних мереж слід велику увагу приділяти якості проведення даних робіт, тобто влаштуванню гідроізоляції, перевірці якості зварювальних швів та стиків.

Застосування води з джерел питного водопостачання для технічних потреб дозволяється тільки лише у виняткових випадках при неможливості використання відчищених виробничих, атмосферних, побутових та поверхневих стічних вод.

Після завершення будівництва на території об'єкту повинні бути виконані планувальні роботи, ліквідовані зайві виїмки та насипи, прибраний будівельний бруд та виконаний проект благоустрою територій.

Для попередження затоплення території зливними та талими водами на її поверхні повинна бути влаштована система зливової каналізації та організованого водозбору з нахилом даної поверхні.

Після завершення планувальних робіт на поверхні майданчика наносять шар потужністю до 30 см, та виконують озеленення території. Це влаштування газонів, насадження дерев, чагарників.

У випадку виконання всіх вище вказаних заходів по захисту атмосфери, ґрунтових вод та ґрунтів, екологічний стан в районі розташування блока цехів не буде змінений чи пошкоджений та шкідливого впливу на зовнішнє середовище спостерігатися не буде.

Для економного і раціонального використання водних ресурсів при проектуванні цеху приймаються технологічні процеси, при яких забезпечується мінімальна потреба води: використовуються технологічні рішення і обладнання, які дозволяють використовувати схеми повторно-послідовного водопостачання. Використання свіжої води із джерел питного водопостачання для технічних потреб дозволяється тільки при неможливості використання для цих цілей очищених виробничих, атмосферних, побутових, поверхневих стічних вод.

Внутрішні системи водопроводу і каналізації запроектовані з урахуванням всіх необхідних заходів, щодо недопущення забруднення водних ресурсів і ґрунту. Господарсько-побутові стічні води від будівлі відводять самопливом на очищення на очисні споруди господарсько-побутових стоків, після чого стічні води потрапляють до споруд підземної фільтрації. Очищена вода фільтрується в ґрунт після обеззараження.

Ливневі води з території видаляються за допомогою ливневої каналізації.

Транспортування будівельних відходів є одним з основних питань екології. Будівельне сміття (відходи будівельних матеріалів і конструкцій) після кожного робочого дня повинне бути зібране і вивозитись в контейнери, передбачені в спеціально відведеному місці на будівельному майданчику.

Бажано будівельне сміття розсортувати з метою подальшої переробки для повторного використання якоїсь його частини (пластмаси, пінопласту, паперу та ін.).

Рівень ґрунтових вод на ділянці будівництва знаходиться на позначці 8,50 м і їх забруднення не передбачається, оскільки підземна прокладка інженерних мереж буде проводитись на глибині до 1 м.

За станом навколишнього середовища повинен здійснюватись постійний контроль.

Приміщення проекрованої будівлі не має негативного впливу на навколишнє середовище.

8.1. ВИКОНАННЯ БЕТОННИХ РОБІТ В УМОВАХ ЗИМОВОГО ПЕРІОДУ: ТЕХНОЛОГІЧНІ АСПЕКТИ

Особливості впливу низьких температур на процес гідратації та твердіння бетону.

Зимовими умовами для виконання бетонних робіт вважається період, коли середньодобова температура зовнішнього повітря знижується до $+5^{\circ}\text{C}$, а протягом доби фіксується падіння температури нижче 0°C .

При негативних температурах навколишнього середовища відбувається замерзання (кристалізація) вільної води в структурі свіжоукладеного бетону. Цей фазовий перехід призводить до інгібування фізико-хімічних реакцій гідратації цементу і, як наслідок, призупинення процесу набору міцності.

Кріогенне розширення (збільшення об'єму води на 9-10% при перетворенні на лід) генерує значний внутрішній гідравлічний тиск. Цей тиск спричиняє руйнування первинної мікроструктури бетону, порушуючи цілісність новоутворених кристалічних зв'язків. Після відтавання та подальшої гідратації в нормальних умовах структурні пошкодження повністю не компенсуються. Наслідком є зниження адгезії між цементним каменем, заповнювачем та арматурою, що критично зменшує механічну міцність, щільність, стійкість та довговічність конструктивного елемента, потенційно призводячи до його руйнування.

Інтенсивність замерзання води залежить від комплексу факторів, включаючи температуру зовнішнього повітря, початкову температуру бетонної суміші, швидкість вітру та об'ємну пористість матеріалу. Бетони з вищою густиною демонструють підвищену стійкість до раннього замерзання.

Концепція критичної міцності та вимоги до неї.

Негативний вплив низьких температур на структуру бетону стає несуттєвим, якщо матеріал до моменту замерзання набув певної мінімальної міцності. У цьому випадку сили внутрішнього зчеплення повинні перевищувати внутрішні напруження, які виникають унаслідок кристалізації води.

Критична міцність визначається як мінімально необхідний рівень міцності бетону, при якому замерзання не спричиняє незворотних структурних пошкоджень.

Вимоги до значення критичної міцності (у відсотках від проектної/марочної міцності) встановлюються залежно від класу бетону, типу конструкції та умов експлуатації:

- Для звичайних бетонних і залізобетонних конструкцій з ненапруженою арматурою:
 - Бетони класів до В10 повинні досягти 50% від проектної міцності.
 - Бетони класів В12,5 – В25 повинні досягти 40% від проектної міцності.
 - Бетони класів В30 і вище повинні досягти 30% від проектної міцності.
 - При використанні протиморозних добавок критична міцність знижується до 20% від проектної.
- Для конструкцій, які відразу після вистоювання піддаються змінному заморожуванню та відтаванню (наприклад, при циклічних добових коливаннях температури), критична міцність, незалежно від класу, має становити не менше ніж 70% від проектної.
- У попередньо напружуваних конструкціях критична міцність повинна бути не менше ніж 80% від проектної.
- Для конструкцій, що мають спеціальні вимоги щодо морозостійкості, газо- та водонепроникності, і які одразу після вистоювання піддаються дії розрахункового тиску води, необхідний показник критичної міцності має становити не менше ніж 100% від проектної міцності.

Для забезпечення умов, за яких бетон гарантовано досягає критичної міцності, застосовується комплекс спеціалізованих технологічних методів приготування, транспортування, укладання та термічного витримування бетонної суміші.

8.1.1. Технологія приготування, транспортування та укладання бетонної суміші в умовах зимового періоду.

Приготування бетонної суміші.

Основною вимогою для забезпечення ефективного твердіння бетону взимку є відсутність у бетонній суміші мерзлих частинок заповнювача та досягнення нею заданої початкової температури перед укладанням. Використання замерзлого піску чи щебеню призводить до утворення порожнин та підвищеної пористості навколо зерен заповнювача після їхнього відтавання, що критично знижує щільність і міцність кінцевого бетону.

Для підвищення температури бетонної суміші до необхідних 35–40°C застосовують такі заходи:

1. Підігрів компонентів: воду підігрівають до 40 – 90°C, а заповнювачі (пісок, щебінь, гравій) — до 20–60°C або попередньо розморожують.
2. Допустимий виняток: дозволяється використання сухого, невідігрітого щебеню або гравію з вологістю не більше ніж 1–1,5% (за умови відсутності намерзлого льоду чи мерзлих грудок), якщо температура готової суміші на виході з бетонозмішувача відповідає встановленим вимогам.
3. Цемент і добавки: цемент та тонкомелені добавки вводяться без попереднього підігрівання.

Порядок завантаження та перемішування.

Для запобігання передчасному тужавленню (схоплюванню) цементного тіста компоненти завантажуються в бетонозмішувач у визначеній послідовності:

1. Половина необхідного об'єму води подається разом із щебенем (або гравієм).
2. Після незначного початкового перемішування додаються пісок, цемент і решта води до повного об'єму.

З метою досягнення підвищеної гомогенності (однорідності) бетонної суміші в зимових умовах тривалість перемішування збільшується, як правило, у 1,5 раза порівняно з нормативними умовами.

Транспортування бетонної суміші.

Мета транспортування — мінімізація втрат теплової енергії та збереження робочої рухливості суміші. Втрата температури значно зростає при перевантаженнях.

- Рекомендовані засоби: найбільш доцільним є використання закритих, утеплених транспортних засобів великої місткості, таких як автобетоновози, спеціально пристосовані для перевезення теплої суміші.
- Альтернатива: допускається використання автосамоскидів з обладнанням для нагрівання суміші відпрацьованими газами.
- Захист: місця навантаження та розвантаження, а також засоби подавання суміші у конструкцію, необхідно захищати від вітру та додатково утеплювати.

Підготовка основи та укладання.

Для запобігання передчасному замерзанню суміші у зоні контакту з конструкцією та для уникнення деформацій, спричинених пученням мерзлих ґрунтів, необхідно ретельно готувати основу, опалубку та арматуру:

1. Підготовка основи: основу перед укладанням суміші слід відігріти і підтримувати в розмороженому стані до моменту набору бетоном критичної міцності.
2. Очищення опалубки та арматури: опалубку та арматуру необхідно очистити від снігу та льоду. Забороняється використовувати гарячу воду або пару, оскільки це може призвести до утворення нового намерзлого шару.
3. Підігрів арматури: при морозах нижче -10°C арматуру діаметром понад 25мм (або виконану з прокатних профілів) слід підігріти до $+5^{\circ}\text{C}$ за допомогою гарячого повітря під легким покриттям або індукційним нагріванням.

Укладання та температурний режим.

Укладання повинно відбуватися безперервно та прискореними темпами на невеликих захватках (ділянках).

- Мінімальна температура: на момент закінчення укладання суміш повинна мати розрахункову температуру, але не менше ніж $+2^{\circ}\text{C}$ (за винятком випадків застосування методу "термоса", де температура визначається розрахунком).
- Захист: укладений шар слід швидко закривати наступним, а після завершення укладання останнього шару бетон негайно вкривають теплоізоляційним матеріалом.

Електророзігрів суміші на будівельному майданчику.

В окремих випадках застосовується метод попереднього підігріву бетонної суміші до температури 80°C безпосередньо перед її укладанням. Це здійснюється за допомогою електророзігрівання (напругою 120–380В) протягом 5–15хв.

Для цього на майданчику обладнується спеціальна установка (трансформатор, розподільний щит, пульт керування). Електророзігрів виконується за допомогою пластинчастих електродів у бункерах, бадях або кузовах автосамоскидів, а також у спеціалізованому обладнанні безперервної дії (рис. 8.1). Тривалість подавання та укладання гарячої суміші обмежується 20 хвилинами через швидку втрату її рухливості.

8.1.2. Забезпечення набору міцності бетону в зимових умовах (вистоювання)

При зведенні монолітних конструкцій у зимовий період застосовують низку ефективних та економічно обґрунтованих технологічних методів вистоювання бетону, спрямованих на досягнення проектної якості конструкцій.

Методи вистоювання класифікуються за трьома основними групами:

1. Методи, що ґрунтуються на використанні внутрішнього теплового потенціалу (метод термоса).

Ці методи базуються на утриманні початкової теплової енергії, що міститься в укладеній бетонній суміші, та теплоти, яка виділяється внаслідок гідратації цементу (явище екзотермії).

Застосування: методом термоса витримують масивні бетонні та залізобетонні конструкції, для яких характерне низьке співвідношення площі відкритої поверхні до об'єму. Ця характеристика визначається модулем поверхні (Мп), що

розраховується як відношення площі поверхні, що віддає тепло, до об'єму конструкції.

- Для конструкцій на портландцементі метод застосовується при Мп 6.
- Для конструкцій на швидкотверднучому портландцементі метод застосовується при Мп 10.

Бетонну суміш укладають в утеплену опалубку при температурі 15–40°C. Завдяки інтенсивному тепловиділенню та ефективній теплоізоляції бетон досягає критичної міцності до того, як температура в будь-якій його частині знизиться до 0°C.

На підставі теплотехнічних розрахунків встановлюються необхідний термін вистоювання, тип теплоізоляційного покриття, необхідна початкова температура бетонної суміші та відповідна технологія укладання.

2. Методи, що забезпечують зниження температури замерзання

Ця група методів передбачає модифікацію фізико-хімічних властивостей водної фази бетону шляхом введення протиморозних хімічних добавок (ПМД) у процесі приготування суміші. Ці добавки знижують кріоскопічну температуру води, запобігаючи її кристалізації при слабких морозах і дозволяючи процесам гідратації протікати в умовах негативних температур.

3. Методи інтенсифікації твердіння шляхом прогрівання

Ці методи спрямовані на штучне підвищення температури бетону після його укладання для прискорення гідратаційних процесів. Сюди відносяться різні види теплової обробки (наприклад, електродний прогрів, індукційний прогрів, обігрів гарячим повітрям або паром).

Вибір та комбінування методів

Вибір оптимального методу вистоювання або їх комбінації залежить від комплексного аналізу наступних чинників: виду і масивності конструкції, класу та складу бетону, зовнішніх кліматичних умов, а також технічної та енергетичної забезпеченості будівельного майданчика.

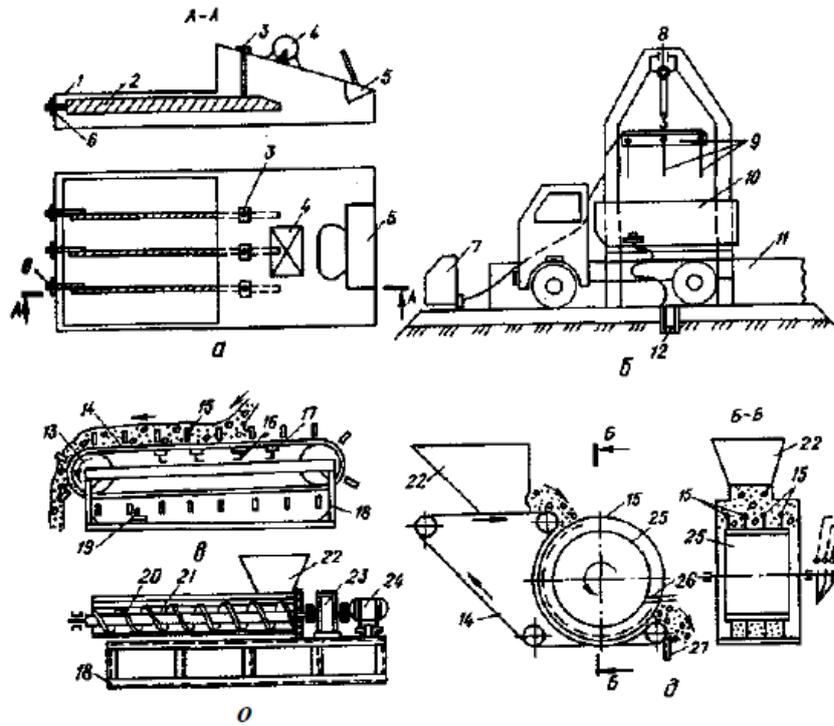


Рис. 8.1. Схеми устаткування для попереднього електророзігрівання бетонної суміші: а – баддя; б – пост електророзігрівання бетонної суміші у кузовах автосамоскидів; в – установка безперервної дії конвеєрно-стрічкового типу; г – те саме, шнекового типу; д – те саме, барабанно-стрічкового типу; 1 – корпус бадді; 2 – пластинчасті електроди; 3,6 – елементи кріплення електрода; 4 – зовнішній вібратор; 5 – заслінка; 7 – щит керування; 8 – тельфер на порталі; 9 – рама з опускними електродами; 10 – кузов автосамоскида; 11 – огорожа; 12 – заземлення; 13 – барабан; 14 – конвеєрна стрічка; 15 – електроди; 16 – пристрій контактного підключення до електромережі; 17 – ізолятор; 18 – рама; 19 – вібромолоток для очищення електродів; 20 – шнек; 21 – труба-жолоб; 22 – приймальний бункер; 23 – редуктор; 24 – електродвигун; 25 – барабан; 26 – відсікач; 27 – пристрій для очищення стрічки

Для конструкцій, що характеризуються модулем поверхні M_p в діапазоні від 3 до 12, розрахунки, необхідні для визначення термінів вистоювання методом термоса та температурних параметрів, здійснюються із застосуванням формули теплового балансу Скрамтаєва.

- Ця формула використовується для оцінки здатності конструкції утримувати теплову енергію та забезпечує досягнення бетоном критичної міцності до моменту зниження його температури до 0°C .
- M_p (відношення площі поверхні конструкції до її об'єму) є ключовим параметром, що визначає інтенсивність тепловіддачі у навколишнє середовище, що є критичним при виборі методу термоса.

Формула теплового балансу Скрамтаєва дозволяє визначити умови, за яких сумарний притік тепла (початкове тепло суміші $Q_{см}$ та тепловиділення цементу $Q_{ц}$) компенсує теплові втрати $Q_{втр}$ протягом необхідного періоду твердіння.

Метод термоса визнається найбільш економічно вигідним та технологічно простим підходом до забезпечення твердіння бетону в умовах низьких температур. Його перевага полягає у відсутності необхідності використання та обслуговування зовнішнього обладнання для активного обігріву конструкцій, що мінімізує витрати електроенергії, пари чи палива.

Різновиди методу термоса.

Для розширення сфери застосування цього методу на конструкції з більшим модулем поверхні ($M_{п}$) використовують його модифікації: гарячий термос та термос із застосуванням хімічних добавок.

Гарячий термос.

Метод гарячого термоса полягає в укладанні та ущільненні бетонної суміші, попередньо розігрітої до температури $60-80^{\circ}\text{C}$, з подальшим витримуванням у режимі термоса. Ця модифікація дозволяє ефективно застосовувати метод для конструкцій із модулем поверхні $M_{п} < 12$.

Висока початкова температура суміші забезпечує інтенсивний початок гідратації та швидкий набір міцності до того, як конструкція охолоне. Розбирання опалубки дозволяється, коли температура бетону досягає значень, близьких до температури його замерзання.

Термос із хімічними добавками (протиморозні та прискорювальні добавки).

Цей різновид передбачає використання бетонних сумішей із введенням хімічних добавок, які виконують подвійну функцію:

1. Прискорення твердіння (прискорювачі гідратації): сприяють швидшому набору міцності.
2. Зниження температури замерзання: змінюють кріоскопічні властивості рідкої фази суміші, забезпечуючи можливість твердіння при температурах нижче 0°C .

Приклади застосовуваних добавок:

- Вуглекислий калій (поташ, K_2CO_3).
- Нітрит натрію ($NaNO_2$).
- Хлорид кальцію ($CaCl_2$) у поєднанні з сечовиною.
- Аміачна вода.
- Нітрит-нітратхлорид кальцію та інші.

Хімічні добавки, що використовуються у кількості до 2–3% від маси цементу, ефективно діють як прискорювачі твердіння, сприяючи досягненню критичної міцності у стислі терміни.

Таблиця 8.1

Термін вистоявання бетону, дів	Для бетону на основі	
	портландцементу	пуцоланового портландцементу
2	1,65	2,0
7	1,2	1,25
28	1,1	1,15

Технологія "термос + прискорювачі".

При використанні модифікованого методу термоса з прискорювальними хімічними добавками бетонну суміш укладають в утеплену опалубку при початковій температурі 25–35°C. Цей підхід є ефективним навіть за температури зовнішнього повітря в діапазоні від -15°C до -20°C.

Після вібраційного ущільнення поверхня бетону негайно вкривається теплоізоляційними матеріалами. Завдяки прискореному набору критичної міцності у стислі терміни, цей комбінований метод дозволяє поширити використання методу термоса на конструкції з модулем поверхні (Мп) до 8, за умови використання бетонів на основі портландцементу.

Принцип дії протиморозних добавок (ПМД).

Введення хімічних добавок у підвищеній концентрації (від %\$ до 15% від маси цементу) спрямоване на зниження температури фазового переходу води в лід (температури замерзання).

Ці модифікатори отримали назву протиморозних добавок (ПМД). Завдяки їхній дії, бетонна суміш набуває здатності до твердіння при стійких негативних температурах, які можуть варіюватися в межах від -5°C до -25°C . Хімічна модифікація водного середовища забезпечує протікання процесів гідратації навіть за умов, які є неприпустимими для звичайного бетону.

Таблиця 8.2

Температура бетону, $^{\circ}\text{C}$	Вид добавки		
	хлорид натрію + хлорид кальцію (ХН+ХК)	нітрат натрію (НН)	поташ (П)
-5	0 + 3	4-6	5-6
-10	3,5 + 1,5	6-8	6-8
-15	3 + 4,5	8-10	8-10
-20	-	-	10-12
-25	-	-	12-15

Особливості бетонування з протиморозними добавками (ПМД).

Укладання та температурний режим.

Бетонні суміші, модифіковані протиморозними добавками (ПМД), укладаються та ущільнюються згідно з технологічними регламентами, ідентичними для сумішей без добавок.

При цьому початкова температура укладання бетонної суміші підтримується в діапазоні $3-15^{\circ}\text{C}$.

Вимоги до критичної міцності.

Застосування бетонів із протиморозними добавками допускається за умови, що до настання замерзання (кристалізації вільної води) вони гарантовано набудуть критичної міцності, яка становить не менше ніж 20% від марочної (проектної) міцності.

Виняток: для бетонів, що містять добавки поташу (K_2CO_3) або нітриту натрію (NaNO_2), значення критичної міцності приймається згідно з вимогами для бетонів без добавок (тобто 30–50% від проектної, залежно від класу бетону).

Вплив низьких температур на твердіння.

При температурах нижче 0°C хімічна активність води в цементній системі значно знижується. Навіть при введенні ПМД, процес гідратації та набору міцності бетону уповільнюється пропорційно зниженню температури.

Таблиця 8.3

Міцність бетону на портландцементі з протиморозними добавками у різні терміни вистоювання, відсоток марочної

Добавка	Температура бетону, °C	Термін вистоювання бетону, діб			
		7	14	28	90
Хлорид натрію + хлорид кальцію	-5	35	65	80	100
	-10	25	35	45	70
	-15	15	25	35	50
Нітрат натрію	-5	30	50	70	90
	-10	20	35	55	70
	-15	10	25	35	50
Поташ	-10	30	50	70	90
	-15	25	40	55	70
	-20	20	30	50	60

Методи інтенсифікації твердіння бетону в зимовий період.

Обмеження застосування протиморозних добавок.

При виборі хімічних добавок для бетонування в зимових умовах необхідно суворо дотримуватися вимог щодо корозійної стійкості арматури:

- Для армованих конструкцій допускається використання добавок, які не спричиняють корозії сталевій арматури, зокрема поташу та нітриту натрію.
- Хлоридовмісні добавки (наприклад, хлорид кальцію) застосовуються виключно для неармованих бетонних конструкцій.

Обмеження експлуатації конструкцій з ПМД.

Бетони, модифіковані протиморозними добавками, мають низку експлуатаційних обмежень і не можуть застосовуватися при зведенні конструкцій, які:

- Підлягають динамічним навантаженням.
- Мають попередньо напружену арматуру.
- Розташовані в зоні змінного рівня води.
- Експлуатуються в агресивних середовищах.

- Розміщені в зонах дії блукаючих струмів або під напругою постійного струму.
- Мають інші специфічні експлуатаційні вимоги.

Крім того, наявність хімічних добавок у складі може спричинити утворення висолів на поверхні готових конструкцій.

Метод електропрогрівання бетону.

Електропрогрівання є методом теплової обробки, що застосовується для конструкцій з модулем поверхні (Мп) від 8 до 20, а також в інших випадках, коли необхідна інтенсифікація твердіння бетону.

Фізичний принцип та технологія.

Метод ґрунтується на використанні теплової енергії, що виділяється у бетоні при проходженні через нього змінного електричного струму.

- Придатність струму: використання постійного струму неприпустиме, оскільки він спричиняє електроліз води, руйнуючи структуру бетону.
- Забезпечення прогріву: після укладання та ущільнення суміші (через 1–2 год вистоювання) вона підключається до електромережі за допомогою металевих електродів. Перетворення електричної енергії на теплову відбувається безпосередньо в тілі бетону (як резистивне нагрівання).

Режими електропрогрівання.

Режим електропрогрівання складається з трьох послідовних фаз:

1. Період розігрівання (Т1): фаза активного підвищення температури бетону.
2. Період ізотермічного витримування (Т2): фаза підтримання досягнутої температури.
3. Період охолодження (Т3): фаза поступового зниження температури до температури навколишнього середовища.

Загальна тривалість електропрогрівання (Т4) (час підключення до електромережі) визначається з урахуванням забезпечення необхідної критичної міцності до моменту завершення охолодження конструкції.

- Для конструкцій з Мп в діапазоні від 8 до 15 тривалість Т4 розраховується таким чином, щоб необхідна міцність була досягнута до кінця фази Т3.

- Конструкції з $M_p > 15$ витримуються під напругою до безпосереднього набирання ними потрібної критичної міцності.

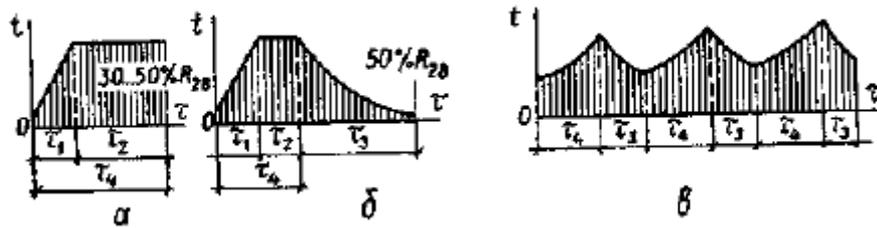


Рис. 8.2. Температурні режими електропрогрівання бетону: а – без урахування зростання міцності бетону в період його охолодження; б – те саме, з урахуванням; в – при імпульсному подаванні напруги

Період розігрівання (T_1) є критично важливим етапом у загальному режимі теплової обробки бетону.

Ризики нерегламентованого розігрівання.

Надмірно висока швидкість підвищення температури в цей період може спричинити структурні руйнування в тілі бетону внаслідок дії внутрішніх напружень, викликаних кількома факторами:

1. Внутрішній тиск: швидке розширення парової фази води та повітря, інкорпорованих у пористій структурі бетону.
2. Теплове розширення: диференційне температурне розширення твердих частинок (цементного каменю та заповнювачів).
3. Вологісний градієнт: інтенсивне випаровування вологи з поверхневих шарів бетону.

Ці явища генерують мікротріщини та знижують міцнісні характеристики матеріалу.

Регулювання швидкості розігрівання.

З метою запобігання пошкодженням швидкість розігрівання бетону ($V_{роз}$) має бути суворо регламентована та підтримуватися у відповідних межах (див. Таблицю 8.4), що забезпечує контрольоване термічне розширення та випаровування вологи.

Швидкість розігрівання

$M_{п}$	2–4	5–10	>	Стики
Швидкість розігрівання, °С/год	5	10	15	20

Обмеження максимальної температури.

Перевищення максимально допустимої температури бетону під час прогрівання є критичним, оскільки це призводить до формування тріщин внаслідок неоднорідності температурного поля та спричиняє недостатній набір міцності через порушення структури цементного каменю.

Нормативні обмеження максимальної температури бетону:

- Для бетону на основі портландцементу (ПЦ): не більше ніж 80°C.
- Для бетону на основі шлакопортландцементу (ШПЦ): не більше ніж 90°C.

Особливі вимоги до конструкцій:

- При периферійному прогріванні, а також для рамних і каркасних конструкцій з жорсткими стиками максимальна температура бетону обмежується до 40°C.
- Для масивних конструкцій максимальна температура визначається шляхом розрахунків, виходячи з умови забезпечення максимально рівномірного температурного поля по всьому об'єму конструкції.

Контроль швидкості охолодження (ТЗ).

Надмірно швидке охолодження бетону після періоду ізотермічного витримування (Т2) може спричинити виникнення додаткових температурних напружень, що потенційно призводять до пошкодження або розтріскування структури бетону.

Саме тому швидкість остигання (темп зниження температури) також підлягає регулюванню і має підтримуватися у визначених межах (див. Таблицю 8.5), що забезпечує контрольоване зняття внутрішніх напружень.

Швидкість остигання

$M_{\text{п}}$	2–4	5–10	>10
Швидкість остигання, °C/год	Визначення розрахунком	5	10

Регулювання теплового режиму.

Температура розігрівання бетону в процесі електропрогрівання регулюється шляхом зміни поданої електричної напруги.

Динаміка електричного опору:

Питомий електричний опір бетону не є сталою величиною; він залежить від температури матеріалу, вмісту вологи та концентрації електролітів у об'ємі.

1. Початковий етап: на початку розігрівання питомий електричний опір зменшується.
2. Фаза твердіння: приблизно через 3–3,5 год від початку твердіння опір починає збільшуватися.

Для забезпечення рівномірності прогрівання конструкції, напругу необхідно періодично збільшувати через певні проміжки часу. З цією метою застосовуються спеціалізовані трансформатори для прогрівання бетону зі східчастою зміною напруги (наприклад, 49–60–80 – 121В).

Автоматичне регулювання:

Для автоматичного підтримання заданого ізотермічного режиму застосовується імпульсне подавання напруги. Використовуючи спеціальні датчики температури, встановлені в тілі бетону, електроди періодично вмикаються і вимикаються, забезпечуючи точний контроль температури витримування. При неприпустимому перевищенні температури електромережа автоматично відключається.

Регулювання швидкості охолодження:

Швидкість охолодження бетону регулюється шляхом підбору оптимального шару теплоізоляції поверхні конструкції відповідно до температури зовнішнього повітря.

Типи електродних систем.

При електродному прогріванні використовується кілька конструктивних типів електродів: пластинчасті, смугові, стержневі, плаваючі та струнні.

1. Пластинчасті електроди (поверхневі).

- Конструкція: виготовляються з пластин покрівельного заліза або сталі, які фіксуються на внутрішній поверхні опалубки (прилеглий до бетону).
- Схема підключення: електроди, розташовані з протилежних боків конструкції, підключаються до різнойменних фаз струму .
- Застосування: використовуються для прогрівання малоармованих конструкцій незначної товщини (наприклад, стін, колон, балок).

2. Смугові електроди

- Конструкція: сталеві смуги шириною 20–50 мм, які монтуються на внутрішній поверхні дерев'яної опалубки з кроком 100–200 мм.
- Об'ємний прогрів: при підключенні електродів з протилежних боків до різнойменних фаз струму, тепло виділяється по всьому об'єму бетону.
- Периферійний прогрів: при підключенні різнойменних фаз струму до сусідніх електродів, забезпечується периферійне прогрівання шару, товщина якого дорівнює половині відстані між електродами. Внутрішня зона конструкції твердне за рахунок власного тепла (термоса) та теплопритоку від розігрітих периферійних шарів.
 - Периферійний прогрів застосовується для конструкцій будь-якої масивності.
 - Для тонкостінних конструкцій (плити, стіни, підлоги товщиною до 20 см) смугові електроди можуть розміщуватися з одного боку.
- Інвентарні системи: ефективним є використання інвентарних електродних панелей зі смуговими електродами або створення смугових електродів шляхом напилення металу на поверхню фанерної опалубки.

3. Стержневі електроди

- Конструкція: сталеві прутки діаметром 4–10 мм.

- Монтаж: встановлюються безпосередньо в тіло бетону перпендикулярно до його поверхні — поодинокі або плоскими групами. Електроди занурюють на необхідну глибину в укладену суміш або встановлюють в опалубку до бетонування.
- Підключення: кінці електродів виступають на 8–10 см над утепленням і з'єднуються з проводами м'яким сталевим або алюмінієвим дротом.
- Застосування: придатні для прогрівання конструкцій будь-якого типу.

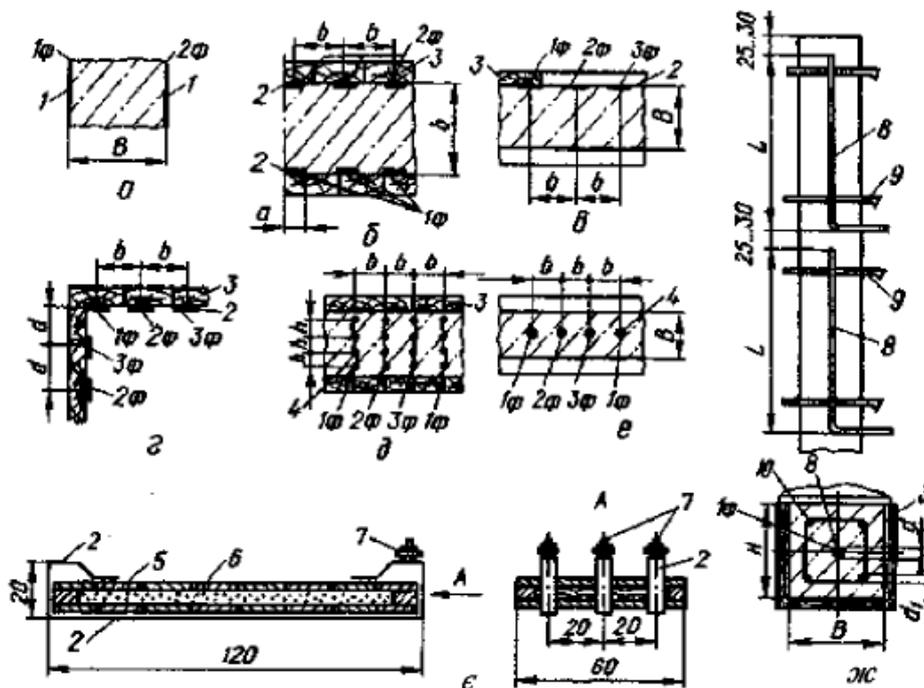


Рис. 8.3. Схеми розміщення електродів: а – пластинчастих; б – смугових під час двостороннього прогрівання; в, г – смугових під час периферійного прогрівання; д – плоских груп стержневих електродів; е – поодинокі стержневих; є – смугових на дощатій панелі; ж – струнних електродів у колонах; 1 – пластинчасті електроди; 2 – смугові електроди; 3 – дерев'яна опалубка; 4 – стержневі електроди; 5 – щит із дощок; 6 – теплоізоляція; 7 – пристосування для підключення фаз струму; 8 – струнні електроди; 9 – гаки для кріплення електродів; 10 – арматурний стержень

4. Плаваючі електроди

- Конструкція та застосування: виготовляються зі сталі діаметром 6–12 см і заглиблюються в поверхню укладеної бетонної суміші на 3–4 см. Вони застосовуються переважно для прогрівання плоских конструкцій (наприклад, підлоги, плити) та для периферійного прогрівання верхньої (відкритої) поверхні масивних конструкцій.

5. Струнні електроди

- Конструкція: виготовляються з арматурної сталі діаметром 4–16 мм. Перед бетонуванням у конструкції встановлюються дві-три струни, розташовані послідовно ланками довжиною 2,5–3,5 м.
- Схема підключення: один кінець кожної струни вигинається під прямим кутом, виводиться на поверхню і підключається до різнойменних фаз струму.
- Альтернативний електрод: металева або оббита листовим залізом опалубка може бути використана як один з електродів.

Використання арматури як електрода.

Арматура конструкції може бути використана як електрод, підключений до нульової фази.

- Обмеження напруги: для запобігання пересушуванню пристержневих зон бетону та зниження адгезії арматури з бетоном, напруга не повинна перевищувати 85 В.
- Вимоги до незаземленої арматури: якщо арматура не використовується як електрод, її занулювання або заземлення не є обов'язковим. В іншому випадку може виникнути нерівномірність температурного поля та підвищитися загальна електрична потужність, необхідна для прогрівання.

Регламентація відстані між електродами.

Для запобігання місцевому перегріванню бетону та забезпечення рівномірного прогрівання встановлюються мінімальні відстані між електродами:

- При напрузі до 65 В: не менше ніж 20–25 см.
- При напрузі до 106 В: 30–40 см.

Ефективність: небезпека локального перегрівання знижується, якщо електроди розташовуються групами, при цьому до кожної фази під'єднується не один, а група електродів.

Регламентація відстані "електрод–арматура":

Встановлюються мінімальні відстані між електродами та арматурою для різних початкових напруг:

Початкова напруга прогрівання	Мінімальна відстань до арматури
52 В	5 см
65 В	7 см
87 В	10 см
106 В	15 см
220 В	20 см

Якщо забезпечення цих відстаней неможливе, найближчі до арматури групи електродів ізолюються. Також обмежується найбільша відстань (не більше 100 мм) між електродами та робочим швом.

Обладнання для електропрогрівання.

Типовий комплект обладнання для електропрогрівання включає:

- Трансформатор (з регулюванням напруги).
- Розподільні щити.
- Софітні дошки довжиною 3–4 м з рамками. На цих рамках монтуються проводи фаз струму, до яких приєднуються провідники від електродів.

Продуктивність: потужність трифазного трансформатора 50–60 кВт забезпечує добове прогрівання 11–12,5 м з бетону при модулі поверхні $M_p = 10$.

Індукційне прогрівання.

Застосування: індукційний метод застосовується для густо- та рівномірноармованих конструкцій (балки, ригелі, прогони, колони, складні монолітні стики).

Принцип дії: навколо залізобетонного елемента влаштовується спіральна обмотка (індуктор) з ізолюваного проводу, яка підключається до мережі змінного струму. Під дією струму арматура або металева опалубка, виконуючи роль осердя (соленоїда), нагрівається за рахунок вихрових струмів і передає тепло бетонній масі.

Перевага: індуктор встановлюється до укладання бетонної суміші, що дозволяє здійснювати попередній підігрів арматури та металевої опалубки.

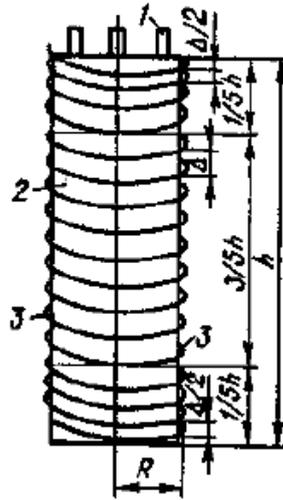


Рис. 8.4. Схема індукційного прогрівання: 1 – арматурний стержень; 2 – опалубка; 3 – індуктор

1. Інфрачервоне обігрівання

Інфрачервоне обігрівання (ІЧ-обігрівання) застосовується для конструкцій із значним модулем поверхні (Мп) — таких як стіни, плити та стики.

Принцип дії: метод полягає у передачі теплової енергії бетону у вигляді променевої енергії електромагнітних хвиль з довжиною від 0,76 до 100 мкм. Тепло поглинається поверхневими шарами бетону та розповсюджується всередину.

Обладнання: генераторами інфрачервоного випромінювання, придатними для бетонних робіт, є трубчасті металеві та кварцові випромінювачі.

Ефективність: ІЧ-обігрівання забезпечує прискорене твердіння, дозволяючи досягти міцності до 70% протягом відносно короткого періоду (до 15 годин).

2. Контактне обігрівання (Термоактивна опалубка)

Контактне обігрівання здійснюється переважно із застосуванням нагрівальних (термоактивних) опалубок .

Принцип дії: тепла енергія передається бетону контактним способом (шляхом теплопровідності) від нагрітої поверхні опалубки безпосередньо до поверхні бетонної конструкції.

Конструкція термоактивної опалубки:

- Нагрівальні елементи: до складу опалубки входять нагрівальні елементи, встановлені із зовнішнього боку щита: нагрівальні проводи/кабелі, сітчасті нагрівачі, або трубчасті електронагрівальні елементи (ТЕНи).

- Теплоізоляція: з метою мінімізації втрат тепла нагрівальні елементи обов'язково теплоізолуються із зовнішнього боку.
- Живлення: на термоактивну опалубку подається електричний струм напругою 40–127 В або 220 В.

Обігрівання відкритих поверхонь:

Частини конструкції, які не перекриті термоактивною опалубкою (наприклад, верхня поверхня плити), ізолюються за допомогою:

- Гнучких термоактивних матів .
- Гнучкого теплоізоляційного покриття зі склотканини та скловати.
- Дощатих щитів з додатковим утепленням.

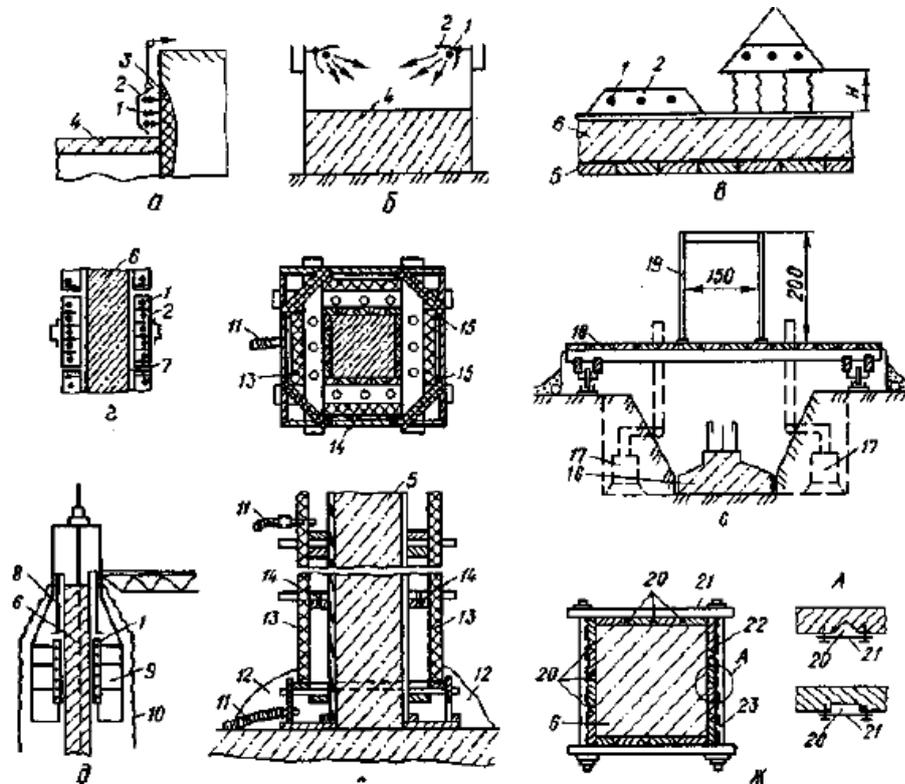


Рис. 8.5. Схеми інфрачервоного обігрівання, прогрівання, тепляка, капілярної опалубки: а – схема інфрачервоного обігрівання мерзлого бетону і основи; б – те саме, у разі теплового захисту укладуваної бетонної суміші; в – те саме, для забезпечення інтенсивності твердіння бетону перекриття; г – те саме, бетону стін у металевій опалубці; д – те саме, у ковзній опалубці; е – схема паропрогрівання колони; є – схема тепляка під час улаштування фундаментів; ж – схема капілярної опалубки колони; 1 – інфрачервоний випромінювач; 2 – рефлектор; 3 – зона відігрітого бетону; 4 – новоукладений бетон; 5 – опалубка; 6 – бетон, що обігривається; 7 – металева опалубка стін; 8 – ковзна опалубка; 9 – риштування; 10 – брезентове покриття; 11 – гнучкий шланг для подавання пари; 12 – тирса; 13 – утеплені щити; 14 – отвори у хомутах; 15 – повсть; 16 – улаштовуваний фундамент; 17 – печі; 18 – пересувний тепляк; 19 – кабіна для вивантаження бетонної суміші; 20 – канали для пари; 21 – смужка покрівельної сталі; 22 – щит опалубки; 23 – хомут

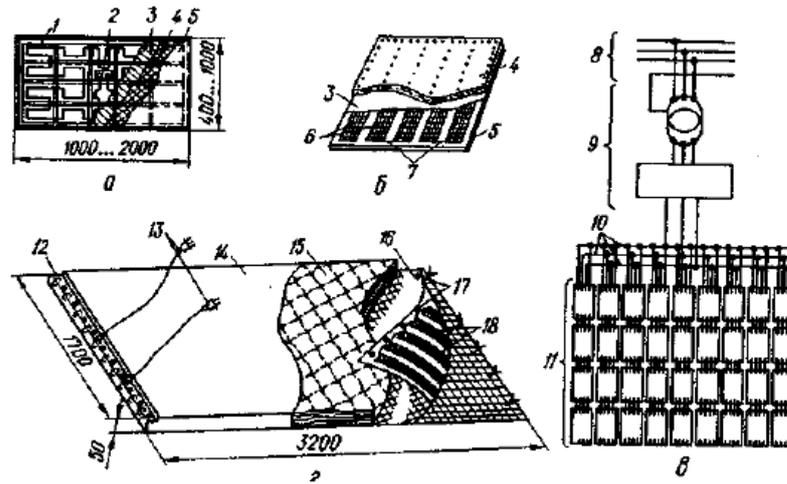


Рис. 8.6. Конструкції термоопалубки і термоактивного гнучкого покриття: а – панель опалубки з нагрівальним кабелем; б – те саме, із сітчастим нагрівачем; в – схема розташування панелей; г – термоактивний мат; 1 – кабель; 2 – клемна колодка; 3 – листи азбесту; 4 – мінеральна вата; 5 – лист фанери; 6 – сітчасті нагрівачі; 7 – розвідні шини; 8 – електромережа з напругою 380 В; 9 – знижувальний трансформатор; 10 – шини; 11 – нагрівальні елементи; 12 – притискні планки; 13 – рознімання; 14 – захисний чохол; 15 – теплоізоляція; 16 – склотканина; 17 – отвори для кріплення теплоізоляції; 18 – вуглецеві стрічкові нагрівачі

1. Використання тимчасових огорожувальних споруд (Тепляки).

Конвективне обігрівання — це метод, при якому теплова енергія передається бетонній масі за допомогою циркуляції теплого повітря або пари.

Тепляки є тимчасовими огорожувальними конструкціями або спорудами, в яких витримується бетон до набору необхідної міцності.

- Класифікація тепляків:
 - Об'ємні: охоплюють конструкцію повністю.
 - Секційні: огорожують лише частину конструктивного елемента.
- Матеріали: для їхнього виготовлення використовують фанеру, брезент, полімерну плівку. Сучасні рішення включають надувні двостінні конструкції із синтетичних матеріалів.
- Регулювання мікроклімату: за допомогою електричних або парових калориферів усередині тепляків підтримується задана температура (зазвичай 5–15 °С) та необхідна вологість.

Сфера застосування: бетонування в тепляках здійснюється в умовах, коли виконання робіт на відкритому повітрі технологічно недоцільне або неможливе (наприклад, при значних морозах, до $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$), оскільки це вимагає тривалих перерв для обігрівання персоналу та призводить до зниження якості бетону.

2. Прогрівання насиченою парою.

Прогрівання бетону парою є різновидом конвективного обігрівання.

- Технологія: між огорожувальними конструкціями (наприклад, інвентарними щитами або двома шарами бетону) та опалубкою або поверхнею бетону створюється порожнина шириною не менше ніж 15 см. Ця порожнина заповнюється насиченою парою низького тиску (0,05–0,07 МПа) з максимальною температурою 70–95 $^{\circ}\text{C}$.
- Режим прогрівання:
 - Швидкість розігрівання: Не повинна перевищувати 5–10 $^{\circ}\text{C}/\text{год}$.
 - Періоди: режим включає ізотермічне вистоювання та контрольоване охолодження зі швидкістю до 10 $^{\circ}\text{C}/\text{год}$.
- Обмеження застосування: цей спосіб застосовується для немасивних конструкцій за умови наявності достатньої кількості пари на будівельному майданчику та температури зовнішнього повітря не нижче ніж $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ [54].

Бібліографія

1. Методичні вказівки до виконання магістерської кваліфікаційної роботи для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" освітньо-професійної програми "Промислове і цивільне будівництво" / Попруга Д.В. – Кривий Ріг: КНУ, 2023. – 37 с.
2. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
3. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.
4. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – 611 с.
5. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. – 2015 р. – 617 с.
6. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
7. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
8. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.
9. Конспект лекцій з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / В.І. Астахов, О.А. Паливода. – Кривий Ріг. – КНУ, 2019. – 204 с.
10. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д.. Металеві конструкції . Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. – 306 с.
11. Металеві конструкції / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.; під заг. ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – 2-е вид., перероб. і доп. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
12. Металеві конструкції: Підручник / В. Сверлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.
13. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко; за ред. Ф. Є. Клименка. – 2-е вид., випр. і доп. – Львів : Світ, 2002.
14. Валовой О.І., “Конструктивні рішення й технологія зведення гірничо-збагачувальних комбінатів”. «Мінерал» КТУ 2004.- 113с.
15. Валовой О.І., “Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд”; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.
16. Валовой О.І., Валовой М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.
17. Валовой О.І., Валовой М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.

- Валовой О.І., Валовой М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.
- 18.Валовой О.І., Валовой М.О. “Проектування та інженерні вишукування в будівництві” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 365с.
 - 19.Валовой О.І., Валовой М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.
 - 20.Валовой О.І., Валовой М.О. “Технологія будівельного виробництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.
 - 21.Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
 - 22.Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького. Підручник. – К: Кондор, 2007. – 521 с.
 - 23.ДБН А.2.2-3-2014. Склад, та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 40 с.
 - 24.ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.
 - 25.ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проектування конструкцій. Настанова. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 81 с.
 - 26.ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. – 59 с.
 - 27.ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.
 - 28.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 15 с.
 - 29.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
 - 30.ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.
 - 31.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
 - 32.ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.
 - 33.ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.
 - 34.ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.
 - 35.ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні позначки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.
 - 36.ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18 с.
 - 37.ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.

38. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.
39. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва»). Частина 1. Технологічна та виконавча документація. – Київ, 1997.
40. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
41. ДБН В.2.3-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Укрархбудінформ, 2017. – 31 с.
42. Будівлі і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.
43. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 183 с.
44. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
45. ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010. Настанова з розрахунку інсоляції об'єктів цивільного призначення. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – 81 с.
46. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 39 с.
47. ДБН В.2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 133 с.
48. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 43 с.
49. ДБН В.2.2-16-2005. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвіллеві заклади. – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 65 с.
50. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будинків і споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 64 с.
51. ДБН В.2.2-23:2009. Будинки і споруди. Підприємства торгівлі. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 48 с.
52. ДБН В.2.2-5-97. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: Укрархбудінформ, 1998. – 119 с.
53. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 133 с.
54. Гуденко В.М. Технологія будівельного виробництва [навчальний посібник]. – Київ: Аграрна освіта, 2011. – 481 с.