

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

Факультет транспорту і будівництва

Кафедра будівництва, урбаністики та просторового планування

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломного проєкту (роботи)
освітньо-кваліфікаційного рівня бакалавр
(бакалавр, спеціаліст, магістр)

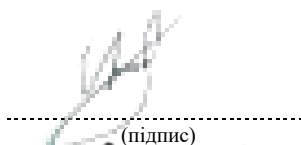
напряму підготовки Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва напряму підготовки)
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

на тему Будівництво 4-поверхового офісу банку на пальовій основі у м. Київ

Виконав: студент групи МБГ-22д

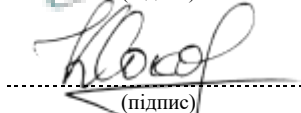
Царук О.В.

(прізвище, та ініціали)


(підпис)

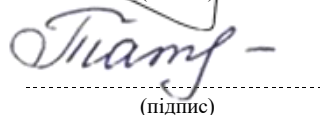
Керівник Соколенко К.В.

(прізвище, та ініціали)


(підпис)

Завідувач кафедри Татарченко Г.О.

(прізвище, та ініціали)


(підпис)

Рецензент Черних О.А.

(прізвище та ініціали)

Київ 2026

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

Інститут, факультет факультет транспорту і будівництва

Кафедра «Будівництва, урбаністики і просторового планування»

Освітньо-кваліфікаційний рівень бакалавр

(бакалавр, магістр)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва)

Спеціалізація _____

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ 20__ року

**З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Царук Олексій Вікторович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проєкту (роботи) Будівництво 4-поверхового офісу банку на пальовій основі у м. Київ

Спец. завдання _____

Керівник роботи Соколенко Костянтин Валерійович, PhD

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені _____ наказом _____ вищого _____ навчального _____ закладу
від “12” травня 2026 року № 105/16

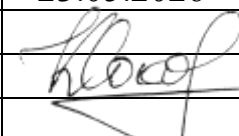
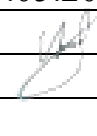
2. Строк подання студентом роботи 15.06.2026

3. Вихідні дані до роботи Зведення офісу банку з поперечними та поздовжніми цегляними стінами у конструктивній схемі будівлі з збірним залізобетонним настилом перекриття та покриття. Фундаменти – пальові. Основні проєктні рішення розробити за діючими нормами з будівництва та містобудування.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Розробка та розрахунок конструктивно-архітектурних рішень та елементів будівлі. Розробка конструктивного рішення фундаментної частини будівлі. Визначення технологій будівельного виробництва. Умови та послідовність організації будівельного виробництва.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Проектні архітектурно-планувальні рішення: фасади, поверхові плани, вузли, перерізи, генеральний план; Конструктивні рішення: фундаменти будівлі. Технологічна карта на зведення надземної частини – цегляна кладка з монтажем плит перекриття. Календарний план. Будівельний генеральний план.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

| Розділ | Прізвище, ініціали та посада консультанта | Підпис, дата | |
|--------|---|---|---|
| | | завдання видав | завдання прийняв |
| 1 | Соколенко К.В., ст. викл. | 23.05.2026 | 23.05.2026 |
| 2 | Соколенко К.В., ст. викл. | 23.05.2026 | 23.05.2026 |
| 3 | Соколенко К.В., ст. викл. | 23.05.2026 | 23.05.2026 |
| 4 | Соколенко К.В., ст. викл. | 23.05.2026 | 23.05.2026 |
| | |  |  |
| | | | |
| | | | |

7. Дата видачі завдання 23.05.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

| № з/п | Назва етапів дипломного проектування | Строк виконання етапів | Примітка |
|-------|---|------------------------|----------|
| 1 | Архітектурно-будівельна частина | 29.05.2026 | |
| 2 | Розрахунково-конструктивна частина | 03.06.2026 | |
| 3 | Технологія будівельного виробництва | 09.06.2026 | |
| 4 | Організація будівельного виробництва | 14.06.2026 | |
| 5 | Графічна частина | 14.06.2026 | |
| 6 | Оформлення пояснювальної записки | 14.06.2026 | |
| 7 | Подання кваліфікаційної роботи на розгляд кафедри | 15.06.2026 | |
| 8 | Захист кваліфікаційної роботи | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

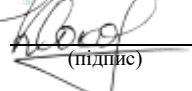
Студент


(підпис)

Царук О.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)


(підпис)

Соколенко К.В.

(прізвище та ініціали)

Примітки:

- 1.Форму призначено для видачі завдання студенту на виконання дипломного проекту (роботи) і контролю за ходом роботи з боку кафедри
- 2.Розробляється керівником дипломного проекту (роботи). Видається кафедрою.

ЗМІСТ

| | |
|--|-----------|
| 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ..... | 7 |
| 1.1. Генеральний план ділянки | 7 |
| 1.2. Відомості про функціональний процес | 8 |
| 1.3. Об'ємно-планувальне рішення..... | 8 |
| 1.4. Теплотехнічне вирішення огорожувальних конструкцій..... | 9 |
| 1.5. Характеристика основних конструктивних елементів | 11 |
| 1.5.1. Основа та фундаменти | 11 |
| 1.5.2. Стіни та перегородки | 12 |
| 1.5.3. Перекриття та покриття..... | 12 |
| 1.5.4. Сходи | 12 |
| 1.5.5. Покриття..... | 12 |
| 1.5.6. Перемички..... | 12 |
| 1.5.7. Підлога | 13 |
| 1.5.8. Двери та вікна | 13 |
| 1.5.9. Зовнішнє та внутрішнє оздоблення..... | 13 |
| 1.6. Інженерне обладнання..... | 14 |
| 1.6.1. Опалення | 14 |
| 1.6.2. Вентиляція та кондиціонування: | 15 |
| 1.6.3. Водопостачання:..... | 15 |
| 1.6.4. Каналізація:..... | 15 |
| 1.6.5. Електрозабезпечення: | 16 |
| 1.6.6. Зв'язок та сигналізація:..... | 17 |
| 1.6.7. Автоматика | 17 |
| 1.6.8. Шляхи евакуації та пожежогасіння..... | 17 |
| 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ..... | 18 |
| 2.1. Розрахунок фундаменту | 18 |
| 2.1.1. Характеристика вихідних даних..... | 18 |
| 2.1.2. Вибір типу фундаменту | 19 |

| | |
|---|-----------|
| 2.1.3. Визначення навантажень, що діють на фундамент несучих елементів. | 24 |
| 2.1.4. Вибір типу конструкції паль та ростверку, визначення глибини закладення ростверку та розмірів палі. | 29 |
| 2.1.5. Визначення несучої здатності одиночної палі | 32 |
| 2.1.6. Визначення розрахункового вертикального навантаження, що допускається на палі..... | 34 |
| 2.1.7. Визначення необхідної кількості паль у фундаменті на 1 м довжини стіни. | 34 |
| 2.1.8. Конструювання ростверку..... | 35 |
| 2.1.9. Визначення фактичного розрахункового навантаження на палю та порівняння його з гранично допустимим. | 35 |
| 2.1.10. Розрахунок за другою групою граничних станів..... | 36 |
| 2.1.11. Перевірка тисків на ґрунт у площині нижніх кінців паль | 37 |
| 2.1.12. Перевірка несучої здатності підстилаючого шару ґрунту | 42 |
| 2.1.13. Результати розрахунку..... | 42 |
| 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА | 44 |
| 3.1. Земляні роботи | 44 |
| 3.2. Улаштування підземної частини..... | 44 |
| 3.3. Розробка технологічної карти на улаштування надземної частини. ... | 46 |
| 3.3.1. Загальні положення..... | 46 |
| 3.3.2. Вибір монтажного механізму..... | 46 |
| 3.3.3. Опис технологічних процесів. | 47 |
| 3.3.4. Цегляна кладка стін та перегородок. | 47 |
| 3.3.5. Монтаж сходових майданчиків та маршів. | 48 |
| 3.3.6. Монтаж конструкцій покриття та перекриття. | 49 |
| 3.3.7. Контроль якості цегляної кладки. | 50 |
| 3.3.8. Контроль якості монтажних робіт..... | 51 |
| 3.3.9. Вимоги безпеки при улаштуванні цегляної кладки..... | 51 |

| | |
|---|-----------|
| 3.3.10. Вимоги безпеки при виконанні монтажних робіт | 52 |
| 3.3.11. Покрівельні роботи. | 53 |
| 3.3.12. Роботи оздоблювального циклу. | 53 |
| 3.3.13. Улаштування підлоги | 54 |
| 3.4. Технологічна карта на улаштування покрівлі з металочерепиці..... | 55 |
| 3.4.1. Область використання | 55 |
| 3.4.2. Організація і технологія будівельного процесу | 55 |
| 3.4.3. Контроль якості робіт | 57 |
| 3.4.4. Матеріально-технічні ресурси | 58 |
| 4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА..... | 60 |
| 4.1. Умови організації та здійснення будівництва, характеристика будівельного майданчика та запроєктованої будівлі. | 60 |
| 4.2. Нормативна тривалість будівництва. | 60 |
| 4.3. Потреба в матеріально-технічних ресурсах..... | 61 |
| 4.4. Методи виробництва робіт | 61 |
| 4.5. Розрахунок потреби у тимчасових будинках та спорудах складського, санітарно-побутового та адміністративно-господарчого призначення. | 63 |
| 4.6. Розрахунок тимчасового водопостачання та електропостачання будівельного майданчика..... | 64 |
| 4.6.1. Розрахунок потреби в воді | 64 |
| 4.6.2. Розрахунок потреби в електроенергії. | 65 |
| 4.6.3. Розрахунок потреби у світильниках..... | 66 |
| 4.7. Розташування окремих об'єктів на будівельному майданчику. | 66 |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ..... | 68 |

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Генеральний план ділянки

Будинок запроєктовано у м. Київ. Площа ділянки - 2,5 га. Запроєктований будинок розташований з урахуванням пануючих вітрів. Орієнтація основних приміщень будинку відносно сторін світу така що забезпечуються умови вентиляції та інсоляції. Рельєф ділянки спокійний з схилом на юго-захід.

При проєктуванні генерального плану розташування будинку виконано згідно з вказівками норм технічного проєктування та ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», враховані протипожежні та санітарні розриви до других споруджень. Витримані інтервали мінімальних розривів.

Для забезпечення благоустрою та озеленення території передбаченні кутки відпочинку, зелені насадження. Зелені насадження мають велике значення у боротьбі з міським шумом, для захисту від диму та газів. Тінь, від дерев гарно захищає від надлишкової сонячної енергії. Зелені насадження суттєво впливають на температуру повітря.

Дуже велико та багате архітектурно-планувальне значення зелених насаджень. Рослинність має велике різноманіття форм, кольорів та фактур.

Для перетворювання та використання рельєфу до вимог планування, забудови та благоустрою виконується висотна організація, тобто вертикальна планування територій.

При вертикальному плануванні територій вирішуються такі основні питання:

- відтворення рельєфу, для найліпшого розміщення та будівництва будинків та споруд;
- забезпечення нормальних схилів вулиць та доріг для зручного та безпечного руху транспорту та пішоходів;
- відведення стоку поверхневих вод за допомогою комунікацій.

Площадки та проїзди запроєктовані з асфальтовим покриттям.

| № п/п | Показник | Од. виміру | Кількість |
|-------|-----------------------|----------------|-----------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | Площа ділянки | м ² | 3750,0 |
| 2 | Площа озеленення | м ² | 2013,0 |
| 3 | Площа покриття | м ² | 997,4 |
| 4 | Площа забудови | м ² | 739,4 |
| 5 | Коефіцієнт забудови | б | 0,197 |
| 6 | Коефіцієнт озеленення | | 0,537 |

1.2. Відомості про функціональний процес

Будинок банку призначений для здійснення усіх видів банківських операцій з фізичними та юридичними особами. На першому поверсі розташовані: нічні банкомати, операційні зали, касовий зал, сховища, приміщення охорони банку та службці приміщення. На другому поверсі розташовані: кабінети керівництва банку, головного бухгалтера, адміністративно-правове, кредитне управління, аудиторська та ревізійна служби, відділ банківських операцій, кімната переговорів, зала нарад. Режим роботи банку - однозмінний. Орієнтовний штат співробітників - 50 чоловік. Будинок складної форми, має центральний вхід для відвідувачів та службовий для персоналу та служби безпеки.

1.3. Об'ємно-планувальне рішення

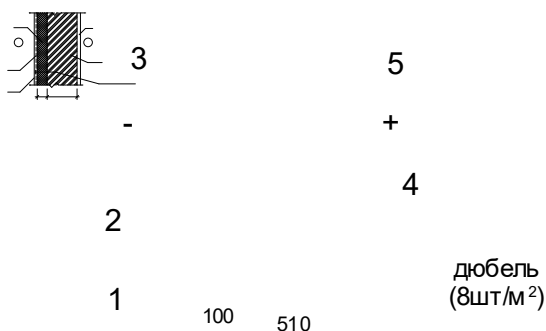
Будинок банку має складну форму в плані. Розміри в осях 40,92×17,50м.

Будинок п'ятиповерховий, по ступеню довговічності 2, по ступеню огнестійкості 2, клас будинку 2, клас відповідальності 1.

Таблиця 2. ТЕП будинку

| №п/п | Показник | Одиниця виміру | Кількість |
|------|-------------------------------|----------------|-----------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | Загальна площа | м ² | 2930,0 |
| 2 | Робоча площа | м ² | 1875,2 |
| 3 | Допоміжна площа | м ² | 750,2 |
| 4 | Підсобна площа | м ² | 304,6 |
| 5 | Висота будинку | м | 17,7 |
| 6 | Будівельний об'єм будівлі | м ³ | 13509 |
| 7 | Коефіцієнт використання площі | % | 64,0 |

1.4. Теплотехнічне вирішення огорожувальних конструкцій



1,2 – зовнішня теплоізоляційна система;

3 – утеплювач з мінеральної вати;

4 – цегляна кладка – 510 мм;

5 – внутрішнє оздоблення.

Вихідні дані:

Відповідно до ДБН В 2.6-31:2021 «Теплоізоляція будівель»:

1) м. Київ – I кліматична зона;

2) Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{в} = 20^{\circ}\text{C}$, розрахункове значення відносної вологості $\varphi_{в} = 55\%$, що відповідає нормальному режиму вологості приміщень та умовам експлуатації – Б.

3) Розрахункова температура зовнішнього повітря $t_{н} = -22^{\circ}\text{C}$.

4) В якості вертикальної огорожувальної конструкції беремо цегляну стіну товщиною 510 мм, з мінераловатним утеплювачем із зовнішнього боку та з оштукатуреними внутрішньою (20 мм) і зовнішньою (20 мм) поверхнями (рис. 1).

5) Коефіцієнти теплопередачі внутрішньої та зовнішньої поверхонь $\alpha_{в} = 8,7$ Вт/(м²·К), $\alpha_{н} = 23$ Вт/(м²·К).

6) Коефіцієнти теплопровідності матеріалів (згідно з додатком Л ДБН В.2.6-31:2021):

– цементно-піщаний розчин – $\lambda_1 = \lambda_4 = 0,81$ Вт/(м·К)

– цегляна кладка з повнотілої цегли на цементно-піщаному розчині – $\lambda_2 = 0,81$ Вт/(м·К);

– плити з мінеральної вати – $\lambda_3 = 0,045$ Вт/(м·К);

Порядок розрахунку:

1. Мінімально допустимий опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції $R_{q \min} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

2. Товщина теплоізоляційного шару:

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \left(R_{q \min} - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_2 = \\ &= \left(2,8 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,02}{0,81} - \frac{0,51}{0,81} - \frac{0,02}{0,81} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,045 = 0,090 \text{ м.} \end{aligned}$$

З огляду на уніфікацію розмірів матеріалів, приймаємо товщину утеплювача 100 мм.

3. Наведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції $R_{\Sigma np}$ составит:

$$\begin{aligned} R_{\Sigma np} &= \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_n} = \\ &= \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,1}{0,045} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{1}{23} = 3,06 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} \end{aligned}$$

4. Розрахунок конструкції на ймовірність утворення конденсату.

4.1. Температура на внутрішній поверхні огорожувальної конструкції становитиме:

$$\tau_e = t_e - \frac{t_e - t_n}{R_{\Sigma np} \cdot \alpha_e} = 20 - \frac{20 - 22}{3,06 \cdot 8,7} = 18,42^\circ \text{C}$$

4.2. Температура точки роси становитиме:

$$\tau_{т.р.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot e_B)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1321)^2 = 10,92^\circ \text{C}$$

де: $e_B = 0,01 \cdot \phi_B \cdot E_B = 0,01 \cdot 55 \cdot 2401,85 = 1321 \text{ Па}$;

$$E_B = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 t_e)^2 = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 \cdot 20)^2 = 2401,85 \text{ Па.}$$

$18,42^\circ \text{C} \geq 10,92^\circ \text{C}$ – умова виконується, конденсат не утворюється, товщина та матеріал шару утеплювача підібрані правильно.

Розрахунок горизонтальної огорожувальної конструкції

Коефіцієнти теплопровідності матеріалів (згідно з додатком Л ДБН В.2.6-31:2021):

– обробка гіпсокартонними плитами $\delta_1 = 10 \text{ мм} - \lambda_1 = 0,21 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$;

– магнезитова плита $\delta_2 = 15 \text{ мм} - \lambda_2 = 0,09 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$

- пароізоляційна плівка $\delta_3 = 0,7$ мм $-\lambda_3 = 0,17$ Вт/(м·К);
- плити з мінеральної вати $-\lambda_4 = 0,055$ Вт/(м·К);
- вітрозахисна плівка $\delta_5 = 0,7$ мм $-\lambda_5 = 0,17$ Вт/(м·К).

Порядок расчета:

1. Мінімально допустимий опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції $R_{q \min} = 3,3$ м²·К/Вт.

2. Товщина теплоізоляційного шару:

$$\delta_4 = \left(R_{q \min} - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_5}{\lambda_5} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_4 =$$

$$= \left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,01}{0,21} - \frac{0,015}{0,09} - \frac{0,0007}{0,17} - \frac{0,0007}{0,17} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,055 = 0,160 \text{ м.}$$

Визначаємо товщину утеплювача 160 мм.

3. Наведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції $R_{\Sigma np}$ складає:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n} =$$

$$= \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,21} + \frac{0,015}{0,09} + \frac{0,0007}{0,17} + \frac{0,16}{0,055} + \frac{0,0007}{0,17} + \frac{1}{23} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

4. Розрахунок конструкції на ймовірність утворення конденсату.

4.1. Температура на внутрішній поверхні огорожувальної конструкції становитиме:

$$\tau_e = t_e - \frac{t_e - t_n}{R_{\Sigma np} \cdot \alpha_e} = 20 - \frac{20 - 22}{3,3 \cdot 8,7} = 18,54^\circ\text{C}$$

4.2. Температура точки роси становитиме:

$$\tau_{т.р.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot e_B)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1321)^2 = 10,92^\circ\text{C}$$

де: $e_B = 0,01 \cdot \phi_B \cdot E_B = 0,01 \cdot 55 \cdot 2401,85 = 1321$ Па;

$$E_B = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 t_e)^2 = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 \cdot 20)^2 = 2401,85 \text{ Па.}$$

$18,54^\circ\text{C} \geq 10,92^\circ\text{C}$ – умова виконується, конденсат не утворюється, товщина та матеріал шару утеплювача підібрані правильно.

1.5. Характеристика основних конструктивних елементів

1.5.1. Основа та фундаменти

В якості основи були прийняті суглинки. Ґрунтові води відсутні.

Фундаменти монолітні, фундаментна плита завтовшки 50 см. Глибина закладення фундаментів 4,7 метра. Горизонтальна гідроізоляція запроєктована з двох шарів толю на бітумній мастиці.

1.5.2. Стіни та перегородки

Стіни зовнішні та внутрішні - цегляна кладка з глиняної повнотілої цегли пластичного формування марки М-100 (ГОСТ 530-80) на цементно-піщаному розчині марки М-75. Перегородки виконані з гіпсокартону фірми «KNAUF».

Зовнішнє оздоблення – фактурна штукатурка, внутрішня – штукатурка цементно-піщаним розчином.

1.5.3. Перекриття та покриття

Плити покриття та перекриття застосовуються збірні залізобетонні багатопустотні завтовшки 220 мм по серії 1.041.1.

Таблиця 3. Специфікація плит перекриття та покриття.

| Поз. | Значення | Найменування | Кільк. | Маса | Прим. |
|------|---------------|--------------|--------|------|-------|
| 1. | 1.041.1-2,В.3 | ПК60.15-6 | 90 | 2800 | |
| 2. | 1.041.1-2,В.3 | ПК60.12-6 | 93 | 2240 | |
| 3. | 1.041.1-2,В.3 | ПК30.15-6 | 12 | 1400 | |
| 4. | 1.041.1-2,В.3 | ПК30.12-6 | 12 | 1120 | |

1.5.4. Сходи

У запроєктованому будинку сходи прийняти збірні залізобетонні, складаються з сходів та майданчиків. Перильне огородження сходів виконується з металевих секцій заввишки 900 мм з дерев'яними поручнями. Огородження сходів приєднується до закладних деталей за допомогою сварки.

1.5.5. Покриття

Покриття запроєктовано з технічним поверхом з кровлею з профнастилу «Rannila» по оґрунтованому суриком емальованому металевому каркасу ферм та обрешітки. При улаштуванні покриття керуватися ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд».

1.5.6. Перемички

Перемички – збірні залізобетонні.

1.5.7. Підлога

У будинку запроєктовані наступні види підлоги: керамічна ГОСТ 6787-80*, бетонна і лінолеумна. У якості утеплювача під підлогу 1-го поверху приймаємо газобетон.

1.5.8. Двери та вікна

Зовнішні та внутрішні двірні блоки прийняти з металопластику та анодируваного алюмінію. Протипожежні та вхідні двері повинні бути обладнанні пристроєм для самозачинення (пневматичні пристрої).

Таблиця 4. Специфікація елементів заповнення віконних прорізів

| Поз | Значення | Найменування | Кількість | | | | Примітки |
|-------|-----------------------------|---|-----------|--------|--------|--------|---|
| | | | 1 пов. | 2 пов. | 3 пов. | Всього | |
| ВІК 1 | Індивідуальне металопластик | Віконний блок ОРС 15-15. Проріз 1515 x 1515 | 9 | 11 | 15 | 35 | * захисне скло класу стійкості не нижче СП –1 по ДСТУ 78.11.002 |

Скління роздільних перегородок між кабінами касирів виконуються з прозорого скла, починаючи від поверхні скла. Висота перегородок від підлоги 2,4 м.

Скління перегородок тамбур-шлюзу, розділювальних перегородок між кабінами касирів та залами для фізичних и юридичних осіб виконується з броньованого скла на всю висоту. Клас стійкості броньованого скла повинен бути не менше СП-1 по ДСТУ 78.11.002, при цьому на висоту 1,2 м від поверхні бар'єру – непрозоре скло.

1.5.9. Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

Зовнішнє оздоблення банку під “шубу” з застосуванням мармурової крошки по технології ТМ “Ceresit”.

Внутрішня - мармуром в холі на 1 поверсі. В приміщеннях виконується фарбування водоемульсійними фарбами. За бажанням замовника є можливість

змінення внутрішнього оздоблення.

1.6. Інженерне обладнання.

1.6.1. Опалення

Теплопостачання будинку прийнято автономне. Джерелом тепла для систем опалення філії банку є автономна теплогенераторна, розташована в окремому приміщенні на технічному поверсі будинку. В теплогенераторній розташовані два газових котла. Прийняті в проєкті котли являються виробами повної заводської готовності та укомплектовані автоматикою безпеки та регулювання. Теплоносій – вода з параметрами 90С.

Робота теплогенераторній в теплу пору року передбачена тільки для нагріву води для гарячого водопостачання.

Димові гази від котлів відводяться по індивідуальним димовим трубам.

Для гарячого водопостачання передбачена установка ємнісного водонагрівача. Циркуляція теплоносія здійснюється малогабаритними малошумними насосами виробництв, змонтованих на відводах у кожній системі.

В якості опалювальних приладів для системи опалення прийняти сталеві панельні радіатори виробництва. Кожний опалювальний прилад обладнується автоматичним терморегулятором та спеціальним вентилем, змонтованим на зворотній підводки.

Трубопроводи системи опалення прийняти із полімерних труб з киснево-непроникним шаром.

Прокладка трубопроводів системи опалення прийнята скрита, в залежності від умов монтажу – в стінах, підвісної стелі та в конструкції підлоги.

Проєктом передбачена система теплозабезпечення приточної вентиляційної установки. Гідравлічна схема обв'язки установки прийнята згідно з вказівками виробника для забезпечення нормальної роботи автоматики. У вказаній схемі застосовані малошумний циркуляційний насос та автоматичний перепускний клапан, у комплекті поставки автоматики регулювання приточної установки.

Системи теплозабезпечення приточної вентиляційної установки і водонагрівача гарячого водопостачання розташовані на технічному поверсі

будинку.

Всі трубопроводи, крім підводок к опалювальним приладам заключити у зовнішню теплоізоляцію.

1.6.2. Вентиляція та кондиціонування:

Вентиляція приміщень банку прийнята приточно-витяжна, з механічним збудженням повітря.

Притік свіжого повітря здійснюється підвісною компактною приточною установкою. До складу установки входить водяний повітрянагрівач та фільтр. Установка комплектується автоматикою регулювання та захисту від заморозки повітрянагрівачів.

Притік повітря в необладнані приточно-витяжною вентиляцією приміщень – неорганізований, за рахунок провітрювання при відкриванні вікон та дверей.

Вентиляція санвузлів прийнята по наступній схемі: витяжка природня – через вентиляційні канали, приток – неорганізований.

Повітроводи систем вентиляції прийняти з тонколистової оцинкованої сталі.

1.6.3. Водопостачання:

Водопостачання запроектованого будинку філії банку передбачено від існуючого водопроводу Ø500мм,с напором у точці підключення 20 м. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння складає 10л/с. Зовнішнє пожежогасіння будинку філії банку передбачено від існуючого пожежного гідранту. Зовнішні сеті водопроводу виконуються з поліетиленових напірних труб Ø50мм, у колодязі - з сталених електрозварних труб з ізоляцією. Внутрішні сеті водопроводу виконуються з метало пластикових труб Ø25мм.

Господарчо-питний водопровід – тупиковий. Облік витрати води здійснюється водоміром Ø25мм

Гаряче водопостачання – місцеве, з циркуляцією.

Трубопроводи та фітинги у системі водопроводу прийняти пластмасові.

1.6.4. Каналізація:

Відвід господарчо-побутових стоків виконується в існуючий каналізаційний колектор Ø200мм. Відвід стичних від передбачено в існуючу

зовнішню мережу каналізації.

1.6.5. Електрозабезпечення:

Проект виконано під напругу 380/220В с глухо-заземленою нейтраллю трансформатора.

По ступені надійності електрозабезпечення об'єкт належить до II категорії, за виключенням аварійного освітлення, електроприймачів протипожежних пристроїв, комп'ютерного обладнання, які відносяться до особливої категорії.

Електрозабезпечення об'єкту передбачається від запроєктованої ТП по кабельним лініям.

Для споживачів особливої категорії й частини споживачів I категорії передбачається установка автономного джерела живлення (ДЭС).

Передбачаються наступні типи освітлення:

1. робоче,
2. аварійне (евакуаційне),
3. ремонтне (36 В).

В якості джерел світла приймаються світильники з люмінесцентними лампами в основних приміщеннях та з лампами накаливання - в допоміжних приміщеннях.

Керування робочим освітленням передбачається по місту, аварійним (евакуаційним) освітленням, - як по місту, так і з щитків ЩАО.

Керування освітленням входів виконується вимикачем з внутрішніх приміщень (тамбурів).

Підключення комп'ютерів передбачається через блоки штепсельних розеток с заземлюючим контактом.

Передбачається автоматичне відключення систем вентиляції та кондиціонування при пожежі.

Сервер та комп'ютерне обладнання серверної повинні бути приєднанні зовнішнього контуру заземлення з опором заземлюючого пристрою не більш 2 Ом. Всі металеві не струмопровідні частини електрообладнання підлягають зануленню.

1.6.6. Зв'язок та сигналізація:

Проектом передбачено прокладення телефонного зв'язку, диспетчерського зв'язку, а також пожежної сигналізації. В приміщеннях з коштовностями, встановлюється сигналізація, сигнал від якої поступає у місцеві органи міліції.

1.6.7. Автоматика

Для контролю появи горючих газів в приміщеннях технічного поверху встановлюються датчики сигналізації газу, датчики встановлюються на стіні 0,5 м від стелі. Сигналізатор горючих газів розташовується в приміщенні охорони. Звукова та світлова сигналізація о появленні горючих газів в приміщеннях темного поверху виводиться в вестибюль першого поверху.

1.6.8. Шляхи евакуації та пожежогасіння

Сходові марші та площадки - залізобетонні. Евакуація людей передбачається з приміщень в коридори, потім на сходові клітини, маючи виходи назовні. Із приміщень першого поверху евакуація здійснюється по коридорам назовні, по коридорам, через сходові клітини.

Зовнішнє пожежогасіння передбачається від існуючих пожежних гідрантів, розташованих в існуючих колодязях. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння складає 20 л/с.

Внутрішнє пожежогасіння передбачається від пожежних кранів у пожежних шухлядах. Витрата води на внутрішнє пожежогасіння складає 2,5 л/с.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок фундаменту

2.1.1. Характеристика вихідних даних

Розмір будівлі в плані $40,92 \times 17,5$ м. Підвал під усією площею будівлі, підлога підвалу на глибині 1,88 м від поверхні землі, будівля з повним каркасом і самонесучими стінами, зовнішні поздовжні стіни — з цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 0,51 м. Перегородки виконані з гіпсокартонних листів на металевому профілі (1,5 кН/м²). Будівельна ділянка зі спокійним рельєфом. Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика представлені в табл.

Таблиця 5. Вихідні інженерно-геологічні дані

| Назва ґрунту | h , м | J_L | e | ρ_t / м ³ | ρ_s м ³ | ω % | ω_L % | ω_P % | c_p , кПа | φ_p , град | ξ_{st} при p , кПа | | | E , МПа |
|---|---------|-------|------|---------------------------|-------------------------|------------|--------------|--------------|-------------|--------------------|-----------------------------|-------|-------|-----------|
| | | | | | | | | | | | 100 | 200 | 300 | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| Пісок пілоподібний середньої щільності | 3 | - | 0,0 | 1,9 | 2,66 | | | | 5 | 32 | 0,02 | | | 23 |
| Лесоподібний суглинок I типу за просадковістю | 3 | 0,533 | 0,86 | 1,74 | 2,7 | 20 | 41 | 18 | 2 | 12 | 0,02 | | | 20 |
| Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою | 5 | | 0,63 | 2 | 2,65 | 0 | 0 | 2,74 | 12 | 35 | | | | 32 |
| Суглинок тугопластичний | 4 | 0,81 | 0,76 | 1,96 | 2,69 | 39 | 23 | 0 | 22,5 | 20,8 | 0,001 | 0,004 | 0,006 | 18 |

У таблиці вказано:

- у графі 1 — поверхня ґрунту та найменування ґрунтів;
- у графі 2 — потужність (товщина) шару ґрунту;
- у графі 3 — показник текучості;
- у графі 4 — коефіцієнт пористості;

5. у графах 5 і 6 - відповідно щільність і щільність твердих частинок ґрунту;
6. у графах 7, 8, 9 – відповідно вологість, вологість на межі плинності, вологість на межі розкочування (пластичності);
7. у графі 10 – питоче зчеплення ґрунту;
8. у графі 11 - кут внутрішнього тертя;
9. у графах 12, 13, 14 — відносне осідання ґрунту відповідно при тиску $p = 100$ кПа, $p = 200$ кПа та $p = 300$ кПа;
10. у графі 15 - модуль деформації ґрунту.

Складові елементи покриття: Захисний шар із гравію, Бітулін (2 шари), $t = 10$ мм $\rho = 200$ кг/м³ = 2 кН/м²; Три шари руберойду на основі Кортонна марки РМ-420-1 $t = 15$ мм $\rho = 0,025$ кН/м² цементно-піщана стяжка, $t = 20$ мм, $\rho = 1,95$ т/м³; Один шар плиткового утеплювача $\gamma = 60$ кг/м³, $t = 100$ мм, пароізоляція — один шар руберойду РКМ-350 Б $t = 4$ мм, плита масою 168 кг/м².

Елементи горіщного перекриття: керамічна плитка; цементно-піщана стяжка $t = 20$ мм, $\rho = 1,95$ т/м³; пароізоляція - 2 шари руберойду, маса 1 шару 2,5 кг/м²; залізобетонна плита масою 300 кг/м².

Елементи міжповерхового перекриття: керамічна плитка; цементно-піщана стяжка $t = 25$ мм, $\rho = 1,95$ т/м³; тепло- та звукоізоляція з мінераловатних плит, $t = 50$ мм, $\rho = 0,1$ т/м³; залізобетонна плита перекриття масою 300 кг/м².

2.1.2. Вибір типу фундаменту

На майданчику, відведеному під будівництво розташовані ґрунти з гніздами карбонатів, з включенням органічних речовин, які не можуть служити основою, прийняті пальні фундаменти, з спиранням на гравійні ґрунти.

Вибір конструктивну фундаменту, а також тип паль та тип пального фундаменту належить використовувати виходячи з конкретних умов будівельного майданчика, матеріалами інженерних вишукувань, розрахункових навантажень, діючих на фундамент, на основі результатів техніко-економічного порівняння можливих варіантів проєктних рішень фундаментів (з оцінкою по приведеним витратам), виконаного з урахуванням вимог по раціональній витраті основних

будівельних матеріалів та забезпечуючи найбільш ефективне використання міцнісних та деформаційних характеристик ґрунтів та фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів.

Пальні фундаменти проєктуємо на основі результатів інженерно-геодезичних, інженерно-геологічних, інженерно-гідрометеорологічних вишукуванні будівельного майданчика, а також на основі даних, які характеризують призначення, конструктивні та технологічні властивості запроектованих будівель та споруд та умови їх експлуатації, навантаження, діючи на фундаменти, з урахуванням місцевих умов будівництва.

Залізобетонні палі проєктуємо з важкого бетону.

Для забивних залізобетонних паль с ненапруженою арматурою вздовж, на які відсутні державні стандарти, а також для набивних та бурових паль необхідно передбачити бетон класу не нижче В15, для забивних залізобетонних паль з напруженою арматурою - не нижче В22,5.

Залізобетонні ростверки пальних фундаментів для всіх будинків та споруд, крім опор мостів, гідротехнічних споруджень і великих переходів повітряних ліній електропередачі, треба проєктувати з важкого бетону класу не нижче:

- для збірних ростверків - В15;
- «монолітних»–В12,5.

Бетон для замонолічування пальних ростверків, а також оголовків паль при збірних стрічкових ростверках належить передбачувати згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції», що висуваються до бетону для заділи стиків збірних конструкцій, але не нижче класу В12,5.

Пальні фундаменти в залежності розміщення паль в плані належить проєктувати в виді: пальних стрічок - під стіни будинків та споруд при передачі на фундамент розподілених по вздовж навантажень з розташуванням паль в один ряд.

При розробці проєкту пальних фундаментів слід враховувати наступні данні: конструктивну схему проєктуємого будинку чи споруди; розміри несучих конструкцій та матеріал, з якого вони проєктуються; наявність та габарити

приближення заглиблених приміщень до будівельних осей будинку чи споруди та їх фундаментам; конструкції підлоги та технологічні навантаження на них; навантаження на фундамент від будівельних конструкцій; розташування технологічного обладнання, навантаження від нього на будівельні конструкції, а також вимоги до граничних осадок та кренам будівельних конструкцій та фундаментів під обладнання. Кількість паль у фундаменті належить назначати з умов максимального використання міцнісних властивостей їх матеріалу при розрахунковому навантаженні, можливого на палю, з урахуванням допустимих перенавантажень окремих паль у фундаменті.

Спряження пального ростверку з палями допускається передбачувати як вільно спираючимися, так й жорстким.

Вільне спирання ростверку на палі повинно враховуватися в розрахунках умовно як шарнірне спряження й при монолітних ростверках повинно виконуватися шляхом заділки голови палі в ростверк на глибину 5—10 см.

Жорстке з'єднання пального ростверку з палями належить передбачувати у випадках, коли:

а) стволи паль розташовуються у слабких ґрунтах (рихлих пісках, пілуватоглинистих ґрунтах текучої консистенції) ;

б) у місцях спряження стискуєче навантаження, яке передається на палю, прикладена до неї з ексцентриситетом, який виходить за межі її ядра перерізу;

Проектом передбачене жорстке з'єднання залізобетонних паль з монолітним залізобетонним ростверком з заділкою голови палі в ростверк на глибину, довжина анкерування арматури, або з заділкою в ростверк випусків арматури на довжину їх анкерівки згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції». У останньому випадку в голові попередньо напружених паль повинен бути передбачений каркас, застосований в подальшому в якості анкерної арматури.

Допускається також жорстке спряження за допомогою сварки закладних сталевих елементів при умови забезпечення потрібної міцності.

Тип фундаменту обирають з урахуванням:

- особливостей несучих конструкцій споруд, значення та характер переданих навантажень;
- розташування підземних споруд у будинках та поблизу будівель;
- характеру інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов будівельного майданчика;
- умов будівництва фундаменту (технічне оснащення будівельної організації, пора року в період зведення фундаменту, методи виконання земляних робіт та робіт з влаштування фундаментів тощо)

При проєктуванні фундаменту прагнуть, щоб навантаження від споруди найкоротшим шляхом передавалося на ґрунт основи. Такий шлях передачі навантаження від несучих стін забезпечується стрічковими фундаментами. Однак стрічкові фундаменти під стіни доцільно застосовувати, якщо глибина закладення невелика (зазвичай не перевищує 5 м).

Аналізуючи дані ґрунтових умов, робимо висновок, що від поверхні на глибину 5 м залягає шар слабких ґрунтів — лесоподібних суглинків I типу за осіданням.

Осідаючими називають пилувато-глинисті ґрунти, які під дією зовнішнього навантаження або власної ваги при замочуванні водою дають додаткове осідання (просідання) зі зміною внутрішньої структури ґрунту, ґрунт легко розмокає, розмивається. Осідання ґрунтів враховуються при відносній осадковості $es_l \geq 0,02$.

Оскільки верхній шар ґрунту відноситься до I типу за осіданням, то осідання ґрунту відбувається в основному в межах деформованої зони фундаменту від зовнішнього навантаження, а осідання від власної ваги не більше 5 см.

Леси та лесоподібні ґрунти мають великий коефіцієнт пористості (, макропористу структуру), малу щільність, малу вологість і містять понад 50% за масою пилоподібних частинок з наявністю солей. У природному (незволоженому) стані такі ґрунти мають велику міцність. У випадках, коли замочування ґрунтів основи виключається і можливе лише повільне підвищення їх вологості, основи та

фундаменти проєктуються як на звичайних ґрунтах, що не осідають.

Нижче просадочного ґрунту залягає шар надійних ґрунтів — глина тугопластичної консистенції, яка може слугувати природною основою фундаменту. Ґрунтові води не виявлено.

У даних інженерно-геологічних умовах будівлю можна спиратися на забивні або буронабивні палі висячі з низьким ростверком. Необхідно пройти палями товщу слабких ґрунтів і передати навантаження від будівлі на нижній більш міцний ґрунт - глину тугопластичну з показником текучості $J_L = 0,3$. При цьому заглиблення в несучий шар ґрунту має становити не менше 1 м, оскільки осідаючі ґрунти рекомендується повністю прорізати палями і заглиблюватися в ґрунти, що не осідають, не менше ніж на 1 м.

Як варіант можна розглянути застосування фундаментів дрібного закладення - стрічкових з широкою подошвою і мінімальною глибиною залягання. Оскільки глибина підвалу від рівня землі становить 1,7 м, то мінімальна глибина закладення подошви стрічкового фундаменту повинна бути з конструктивних міркувань не менше $1,7 + 0,5 = 2,2$ м (подошва фундаменту повинна бути не менше ніж на 0,5 м нижче відмітки підлоги підвалу). При цьому можна підібрати ширину подошви стрічкового фундаменту таку, щоб сума вертикальних напружень від зовнішнього навантаження та від власної ваги ґрунту не перевищувала початковий тиск на ґрунт p_{sl} — мінімальний тиск, при якому проявляються осадочні властивості ґрунту в умовах його повного водонасичення.

Якщо в ході розрахунків виявиться, що площа подошви стрічкових фундаментів перевищує 50 ... 60% площі забудови, то раціональним буде перехід до суцільного (плитного) фундаменту під усім будинком.

Якщо осідання все ж перевищують розмір граничних деформацій, то необхідно поліпшити властивості ґрунту в межах зони осідання, тобто проєктувати фундаменти на штучній основі: стрічковий фундамент на суцільній ґрунтовій подушці, на ущільненому або закріпленому (хімічним або термічним методом) ґрунті.

У даному випадку можливе усунення осідальних властивостей

лесоподібних суглинків у межах всієї товщі яка осідається, оскільки нижче подошви фундаменту вона не перевищує 3-х метрів.

Грунтові подушки застосовують для створення в основі фундаменту ущільненого шару ґрунтів більшої товщини, ніж це можливо при ущільненні важкими трамбівками (> 3 ... 3,5 м) і ступені вологості осідаючих ґрунтів $S_r > 0,7$. У даному випадку влаштування ґрунтової подушки доцільне, коли відстань до існуючих будівель становить менше 10 м, а також за відсутності кранів для ущільнення важкими трамбівками.

Улаштування глибоких котлованів у незволожених лесових ґрунтах не становлять труднощів. Однак варіант із влаштуванням ґрунтової подушки призводить до значного обсягу земляних робіт, оскільки глибина котловану становитиме 5 м. Ущільнення та закріплення ґрунту вимагає значних витрат і часу.

У даних інженерно-геологічних умовах пальові фундаменти дозволяють значно знизити вартість нульового циклу (за рахунок зменшення обсягу земляних робіт) і скоротити терміни виконання робіт (за рахунок значної індустріалізації пальових робіт порівняно з ручною працею, наприклад при монтажі фундаментних блоків).

Однак вибір оптимального рішення щодо облаштування фундаментів можна зробити лише на основі техніко-економічного порівняння варіантів, а також виходячи з можливостей будівельної організації.

2.1.3. Визначення навантажень, що діють на фундамент несучих елементів.

Підрахунок навантажень проводиться на рівні планованої відмітки землі. У даному прикладі прийнято, що планова відмітка (DL) збігається з рівнем природного рельєфу (NL) - див. табл. 1. Спочатку визначимо постійні навантаження.

Навантаження від власної ваги колон і балок визначається за формулою:

$$N(1) = V \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_f,$$

де V — об'єм усіх елементів; γ_1 - питома вага бетону, $\gamma_1 = 25 \text{ кН/м}^3$; γ_f -

коефіцієнт надійності за навантаженням: при визначенні навантажень для розрахунку за деформаціями - за II групою граничних станів (NII), тобто для отримання експлуатаційного розрахункового значення навантаження - $\gamma_f = \gamma_{fe} = 1$, при визначенні навантажень для розрахунку за несучою здатністю (міцністю) - за I групою граничних станів (NI), тобто для отримання граничного розрахункового значення навантаження - $\gamma_f = \gamma_{fm} > 1$. Значення коефіцієнта надійності за граничним навантаженням γ_{fm} наведено в табл. 5.1 ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження та впливи». Для цегляної (кам'яної) кладки $\gamma_{fm} = 1,1$.

$$15,77 \cdot 25 \cdot 1 = 394,25 \text{ кН}$$

$$15,77 \cdot 25 \cdot 1,1 = 433,67 \text{ кН}$$

Визначаємо площу навантаження A для визначення навантажень від ваги покриття та перекриттів, у межах якої навантаження передаються на колону:

$$A = a \times b$$

де a - довжина розрахункової ділянки стіни, $a = 7,8$ м; b - відстань у світлі між стінами, $b = 6$ м.

$$A = 7,8 \times 6 = 46,8 \text{ м}^2.$$

Навантаження від ваги покриття визначається за формулою:

$$N(2) = A \cdot g_1,$$

де g_1 - вага 1 м² покриття, кН/м², визначена в таблиці.

Таблиця 6. Визначення навантаження від ваги покриття

| № п/п | Вид навантаження | Експлуатаційне розрахункове значення навантаження ($\gamma_{fe} = 1$) $g_{I,II}$, кН/м ² | γ_{fm} | Граничне розрахункове значення навантаження ($\gamma_{fm} > 1$) $g_{I,I}$, кН/м ² |
|-------|---|---|---------------|--|
| 1 | Захисний шар із гравію | $2 \cdot 0,005 = 0,01$ | 1,3 | 0,013 |
| 2 | Три шари руберойду | $0,025 \cdot 3 = 0,075$ | 1,2 | 0,09 |
| 3 | Цементно-піщана стяжка, $t=15$ мм, $\gamma=19,5$ кН/м ³ | $0,015 \cdot 19,5 = 0,29$ | 1,3 | 0,38 |
| 4 | Один шар плиткового утеплювача з мінеральної вати | $0,05 \cdot 0,6 = 0,03$ | 1,2 | 0,036 |
| 3 | Плита покриття | 3 | 1,1 | 3,3 |
| | Разом | 3,43 | | 3,849 |

$$N_{II}^{(2)} = 46,8 \cdot 3,43 = 160,52 \text{ кН}$$

$$N_I^{(2)} = 46,8 \cdot 3,849 = 195,29 \text{ кН}$$

Навантаження від ваги міжповерхових перекриттів визначається за формулою:

$$N(3) = A \cdot g_3 \cdot n,$$

де g_3 — вага 1 м² міжповерхового перекриття, кН/м², визначена в табл.;
 n — кількість міжповерхових перекриттів (включаючи перекриття над підвалом).

Таблиця 7. Визначення навантаження від ваги міжповерхового перекриття.

| № | Вид навантаження | Експлуатаційне розрахункове значення навантаження ($\gamma_{fe} = 1$) $g_{I,II}$, кН/м ² | γ_{fm} | Граничне розрахункове значення навантаження ($\gamma_{fm} > 1$) $g_{I,I}$, кН/м ² |
|---|--|---|---------------|--|
| 1 | Керамічна плитка | $20 \cdot 0,01 = 0,2$ | 1,2 | 0,24 |
| 2 | Цементно-піщана стяжка $t=20$ мм, $\gamma=19,5$ кН/м ³ | $0,025 \cdot 19,5 = 0,4875$ | 1,3 | $0,4875 \cdot 1,3 = 0,6338$ |
| 4 | Тепло-звукоізоляція з мінераловатних плит, $t=50$ мм, $\gamma=1$ кН/м ³ | $0,05 \cdot 1 = 0,05$ | 1,2 | $0,05 \cdot 1,2 = 0,06$ |
| 5 | Залізобетонна плита перекриття $\delta = 220$ мм | 3,0 | 1,1 | $3 \cdot 1,1 = 3,3$ |
| | Разом | 3,6435 | | 4,1252 |

$$N_{II}^{(3)} = 46,8 \cdot 3,6435 \cdot 4 = 530,49 \text{ кН}$$

$$N_I^{(3)} = 46,8 \cdot 4,1252 \cdot 4 = 600,62 \text{ кН}$$

Навантаження від ваги перегородок на перекриттях:

$$N^4 = A \cdot g_4 \cdot n \cdot \gamma_f,$$

$g_4 = 1,5$ кН/м² — вага 1 м² гіпсокартонних перегородок (згідно з вихідними даними — п. 1). $N_{II}^{(5)} = 46,8 \cdot 0,1 \cdot 7 \cdot 1 = 6,55$ кН,

$$N_I^{(4)} = 46,8 \cdot 0,1 \cdot 7 \cdot 1,1 = 7,2$$

Сумарне постійне навантаження від ваги надземних конструкцій:

$$N_{II} = N_{II}^{(1)} + N_{II}^{(2)} + N_{II}^{(3)} + N_{II}^{(4)} = 349,25 + 160,52 + 530,49 + 6,55 = 1046,81 \text{ кН}$$

$$N_I = 433,67 + 195,29 + 600,62 + 7,2 = 1236,78 \text{ кН}.$$

Визначимо змінні (тимчасові) навантаження. У даному випадку рівномірно

розподілене навантаження на перекриття можна визначити за формулою:

$$N^{(5)} = A \cdot (g_5 \cdot n \cdot \psi_n \cdot \gamma_f + g_6 \cdot \gamma_f),$$

де g_5 – квазіпостійне ($g_{5,I}$) або характеристичне ($g_{5,I}$) значення рівномірно розподіленого навантаження на міжповерхові перекриття, кПа; g_6 – те саме на горищне перекриття, кПа; ψ_n – коефіцієнт поєднання, для розрахунків за деформаціями (для квазіпостійного навантаження) $\psi_n = 1$, для розрахунків на міцність (для характеристичного значення навантаження) ψ_n визначається згідно з п. 6.8, 6.9 ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження та впливи». Оскільки в даному випадку вантажна площа для збору навантаження $A = 3\text{м}^2 < 9\text{м}^2$, то $\psi_n = 1$ і для характеристичного значення навантаження. $\gamma_{fm} = 1,3$, оскільки характеристичні значення навантажень $g_{5,I} = 1,5 \text{ кН/м}^2$ та $g_{6,I} = 0,7 \text{ кН/м}^2$ менші за 2 кПа . В іншому випадку — при характеристичному значенні навантаження 2 кПа і більше — $\gamma_{fm} = 1,2$ (п. 6.6 ДБН).

$$N_{II}^{(5)} = 46,8 \cdot 0,35 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1 = 65,52 \text{ кН}$$

$$N_I^{(5)} = 46,8 \cdot (1,5 \cdot 4 \cdot 1 + 0,7) \cdot 1,3 = 313,56 \text{ кН}.$$

Навантаження від снігового покриву на покриття (змінне снігове навантаження) визначається за формулою:

$$N^{(6)} = A \cdot S$$

де S – рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття. Для перевірки граничних станів першої групи (розрахунків на міцність) використовуються граничні розрахункові значення навантажень $S = S_m$. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою (формула (8.1) п.8.2 ДБН):

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T .

Для об'єктів масового будівництва допускається приймати середній період повторюваності T рівним встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} , який можна визначити за додатком В ДБН. Для житлових та громадських будівель $T = T_{ef} = 100$ років, тоді $\gamma_{fm} = 1,14$.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження на 1 м² горизонтальної поверхні землі, визначається за додатком Е ДБН. Для м. Києва $S_0 = 1350 \text{ Па} = 1,34 \text{ кПа}$; C — коефіцієнт, що визначається за формулою (формула (8.4) п. 8.6 ДБН):

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} ,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, визначається за вказівками додатка Ж ДБН – при нахилі покрівлі під кутом $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$; C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт $C(e)$ допускається приймати рівним одиниці (п. 8.9 ДБН); C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту H (у кілометрах) розташування будівельного об'єкта над рівнем моря; при $H < 0,5 \text{ км}$ $C_{alt} = 1$ (п. 8.10 ДБН). Таким чином, у даному випадку $C = 1$. Тоді за формулами:

$$S_m = 1,14 \cdot 1,35 \cdot 1 = 1,539 \text{ кПа},$$

$$N_I^{(6)} = 46,8 \cdot 1,539 = 72,02 \text{ кН}.$$

Для розрахунків за деформаціями (для перевірки граничних станів другої групи) використовується експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження $S = S_e$, що визначається за формулою (формула (8.2) п.8.3 ДБН):

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності щодо експлуатаційного розрахункового значення снігового навантаження, що визначається за табл. 8.3 ДБН залежно від частки часу η , протягом якого можуть порушуватися умови другого граничного стану. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$ (п. 8.12 ДБН), тоді за табл. 8.3 ДБН $\gamma_{fe} = 0,49$. Отже $S_e = 0,49 \cdot 1,35 \cdot 1 = 0,66 \text{ кПа}$

$$N_{II}^{(6)} = 46,8 \cdot 0,66 = 30,88 \text{ кН}$$

Для визначення найбільш несприятливого поєднання навантажень складемо таблицю, у якій розглянемо два поєднання:

1) Постійні навантаження з одним змінним навантаженням (максимальним із двох за величиною), яке вводиться в розрахунок без знижувального коефіцієнта;

2) Постійні навантаження з 2-ма змінними навантаженнями, останні приймаються з коефіцієнтом поєднання ψ_i :

для тривалих навантажень $\psi_1 = 0,95$,

для короткочасних навантажень $\psi_2 = 0,90$.

| Від зусилля, кН | Значення від постійного навантаження | Значення від змінних навантажень | | | Комбінації навантажень | |
|-----------------|--------------------------------------|----------------------------------|--------------|------------------------|------------------------|---------------------|
| | | на перекриття | | Снігове (короткочасне) | I ($\psi_i = 1$) | II ($\psi_i < 1$) |
| | | тривала | короткочасна | | | |
| N_{II} | 1046,81 | 65,52 | - | 30,88 | 1112,3 | 1136,84 |
| N_I | 1236,78 | - | 313,56 | 72,02 | 1550,3 | 1543,8 |

Для першого поєднання зусиль були отримані наступні значення:

$$N_{II} = 1046,81 + 65,52 = 1112,3 \text{ кН}$$

$$N_I = 1236,78 + 313,56 = 1550,3 \text{ кН}$$

Для другого поєднання зусиль були отримані таким чином:

$$N_{II} = 1046,81 + 65,52 \cdot 0,95 + 30,88 \cdot 0,9 = 1136,84 \text{ кН}$$

$$N_I = 1236,78 + (313,56 + 72,02) \cdot 0,9 = 1543,8 \text{ кН}$$

З двох комбінацій вибираємо найбільшу за величиною:

- для розрахунків за другою групою граничних станів $N_{II} = 1136,84 \text{ кН}$,
- для розрахунків за першою групою граничних станів $N_I = 1550,3 \text{ кН}$.

За ступенем відповідальності дане значення відноситься до другого класу, отже, коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0,95$. З урахуванням цього коефіцієнта для розрахунку за деформаціями приймаємо:

$$N_{II} = 1136,84 \cdot 0,95 = 1079,99 \text{ кН},$$

а для розрахунку на міцність

$$N_I = 1550,3 \cdot 0,95 = 1472,78 \text{ кН}.$$

2.1.4. Вибір типу конструкції паль та ростверку, визначення глибини закладення ростверку та розмірів палі.

У розглянутому випадку ростверк буде знаходитися в лесоподібному суглинку — пучинисто-небезпечному ґрунті, тому визначаємо нормативну глибину промерзання ґрунту за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

де d_0 – величина, що приймається рівною для супісків, дрібних і пилюватих пісків – 0,28 м; M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від’ємних температур за зиму в даному районі, які приймаються згідно ДБН з будівельної кліматології.

Для міста Києва $M_t = 16,8$. Тоді

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{16,38} = 1,147 \text{ м}$$

Визначаємо розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, який для будівлі з підвалом приймаємо $k_h = 0,7$, тоді

$$d_f = 0,7 \cdot 1,147 \approx 0,8 \text{ м}$$

Визначимо необхідну глибину закладення ростверку, виходячи з конструктивних особливостей будівлі. У даному випадку це — забезпечення необхідної глибини підвалу. Ростверк, як правило, розташовують нижче рівня підлоги підвалу, нижче приямків і комунікацій та, бажано, вище рівня ґрунтових вод. У завданні зазначено, що підлога підвалу знаходиться на глибині 2,4 м від поверхні землі. Приймаємо для підвалу монолітні стіни. Висота стіни 3,2 м. З конструктивних міркувань мінімальна висота (товщина) стрічкового ростверку повинна бути не менше 0,3 м і визначається за формулою:

$$\geq h_0 + 0,25 \text{ [м]},$$

де h_0 – величина закладення палі в ростверк.

Шарнірне з’єднання палі з ростверком застосовується для палей із центральним навантаженням, коли палі працюють переважно на стиск і заглиблені в ґрунти, придатні як природне підґрунтя. При цьому головка палі заглиблюється в ростверк на 0,05–0,1 м (іноді 0,2 м).

Оскільки палі розташовуються в лесових (слабких) ґрунтах, припускаємо жорстке з’єднання пари паль з ростверком за рахунок закладення випусків робочою

$$h_0 = 0,25 + 0,05 = 0,3 \text{ м.}$$

З урахуванням того, що у нас діаметр палі не менше 500 мм, і з ростверку відразу виходять колони, то з конструктивних міркувань приймаємо висоту р-ка:

$$p \ h \geq 0,3 + 0,6 = 0,9 \text{ м} .$$

Отже, глибина закладення ростверку від поверхні землі становитиме:

$$d_p = h_0 + p \ h - h_{плн} = 3,2 \cdot 0,9 - 0,8 = 3,3 \text{ м} ,$$

що більше ніж $d_f = 0,6 \text{ м} .$

Визначимо мінімально можливу довжину палі.

Довжину палі можна визначити за формулою:

$$L \geq h_0 + \sum_{i=1} h_{gi} + l_z ,$$

де h_{gi} – глибина прорізу ґрунтів, розташованих вище несучого шару;

l_z – величина заглиблення палі в несучий шар ґрунту.

визначають необхідну довжину палі з урахуванням заглиблення палі в ростверк на $h_0 = 0,3 \text{ м}$ та заглиблення палі в тугопластичну глину з $J_L = 0,3 > 0,1$ на глибину не менше $l_z = 1 \text{ м}$, а також необхідність прорізу палями шару лесоподібних суглинків, товщина якого від подошви ростверку становить:

$$h_g = h_l - d_p = 6 - 3,3 = 2,7 \text{ м} ,$$

де h_l – товщина шару лесоподібних суглинків.

Тоді довжина палі повинна бути не менше:

$$L \geq h_0 + h_g + l_z = 0,3 + 3,05 + 1,2 = 4,5 \text{ м} .$$

Для забивних палей L округлюють у більшу сторону до найближчого номенклатурного розміру, а для палей, що виготовляються в ґрунті, L округлюють до розмірів, кратних 0,1. Попередньо приймаємо буро-забивні палі суцільного круглого перетину з поперечним армуванням стовбура та ненапруженою арматурою.

$$l_z = L - h_g - h_0 = 4,5 - 3,05 - 0,3 = 1,2 \text{ м} .$$

Глибина заглиблення палей у несучий шар ґрунту має бути не менше 3 діаметрів палі ($l_z = 1, \gamma > 3d = 3b = 3 \cdot 0,4 = 1,2 \text{ м}$). Умова не виконана! Слід прийняти заглиблення в несучий шар 1,5 м. Тоді довжина палі складе:

$$L \geq h_0 + h_g + l_z = 0,3 + 2,7 + 1,2 = 4,2 \text{ м.}$$

Визначимо робочу довжину палі — частину бічної поверхні палі, яка бере участь у передачі навантаження на ґрунт. Оскільки в лесоподібних суглинках І типу щодо осідання враховується тертя по бічній поверхні палі, то за робочу довжину приймається довжина палі від подошви ростверку до початку загострення, тобто довжина палі за вирахуванням закладки в ростверк:

$$l_p = L - h_0 = 4,5 - 0,3 = 4,2 \text{ м}$$

2.1.5. Визначення несучої здатності одиночної палі

Несуча здатність палі визначається як мінімальне значення з несучої здатності палі за ґрунтом та за матеріалом. При перевірці міцності (несучої здатності) залізобетонної палі за матеріалом визначають силу розрахункового опору палі F_{Rm} , кН, за формулою:

$$F_{Rm} = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (\gamma_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s)$$

Де γ_c — коефіцієнт умов експлуатації ($\gamma_c = 0,9$ при розмірі поперечного перерізу палі $b \leq 0,2$ м і $\gamma_c = 1$ при $b > 0,2$ м; тут b — максимальний розмір поперечного перерізу палі); φ - коефіцієнт поздовжнього вигину (для паль, що повністю знаходяться в ґрунті, тобто для низького ростверку $\varphi = 1$ визначається на основі вільної довжини палі); γ_{cb} — коефіцієнт умов роботи бетону (для забивних паль $\gamma_{cb} = 1$, для набивних і бурових γ_{cb} наведено нижче); R_b — розрахунковий опір бетону осьовому стисненню (призматична міцність бетону), кПа; A_b - площа поперечного перерізу бетону палі, м²; R_{sc} - розрахунковий опір арматури стиску, кПа; A_s - площа поперечного перерізу всіх поздовжніх стрижнів арматури, м². 0,09 м². Розрахунковий опір арматури А-І стиску $R_{sc} = 225 \text{ МПа} = 225 \text{ 000 кПа}$. Площа поперечного перерізу чотирьох поздовжніх стрижнів арматури діаметром $d_a = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см}$:

$$A_s = 4 \cdot \pi \cdot (d_a)^2 / 4 = 3,14 \cdot 1,2^2 = 6,78 \text{ см}^2 = 0,00067 \text{ м}^2 .$$

Враховуючи, що $\gamma_c = 1$ ($b = 0,3 \text{ м} > 0,2 \text{ м}$); $\varphi = 1$ (ростверк низький); $\gamma_{cb} = 1$ (палі забивна) знаходимо силу розрахункового опору палі на осьове стиснення:

$$F_{Rm} = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (\gamma_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s) = 1 \cdot 1 \cdot (1 \cdot 8500 \cdot 0,125 + 365000 \cdot 0,00067) = 1307,05 \text{ кН}$$

Несучу здатність ґрунту F_d , кН, для висячої палі (забивної, набивної та бурової з розширенням і без розширення) та палі-оболонки, що працюють під стискаючим навантаженням, слід визначати як суму сил розрахункового опору ґрунтів фундаменту під нижнім кінцем палі та на її бічній поверхні за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймається рівним $\gamma_c = 1$ у всіх випадках, за винятком опори забиваних і бурових паль, а також оболонок, що занурюються з виїмкою ґрунту та заповнюються бетоном, у глинисті ґрунти зі ступенем вологості $S_r < 0,9$ та у лесові ґрунти, для яких $\gamma_c = 0,8$; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа.

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (5)$$

$$R = 0,75 \cdot 0,24 \cdot (71,3 \cdot 20 \cdot 0,4 + 127 \cdot 0,72 \cdot 18,48 \cdot 7,7) = 2444,75 \text{ кПа}$$

γ_1 - усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, розташованих вище нижнього кінця палі, можна визначити за формулою:

$$\gamma_1 = \gamma_{II} = \sum (\gamma_i \cdot h_i) / \sum h_i = (20 \cdot 1,35 + 17,4 \cdot 3 + 19 \cdot 2,8 + 18 \cdot 0,55) / 7,7 = 18,48 \text{ кН/м},$$

Де γ_i - питома вага i -го шару ґрунту, розташованого в межах глибини занурення паль у ґрунт, кН/м³; h_i - товщина цього шару ґрунту, A - площа опори палі на ґрунт, м², що приймається за площею перерізу палі бруто (площа всього поперечного перерізу палі) або за площею поперечного перерізу розширення за його найбільшим діаметром, або для паль-оболонок з ґрунтовим ядром без заповнення порожнини бетоном - за площею палі-оболонки нетто (площа кільця оболонки), м²; u — зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м; f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа; h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі (у межах робочої довжини палі), м, причому $h_i \leq 2,0$ м; γ_{CR} , γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу заглиблення палі на розрахункові опори ґрунту;

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2444,75 \cdot 0,1256 + 1,256 \cdot 0,8 \cdot (24 \cdot 1,2 + 26 \cdot 1,65 + 60,15 \cdot 1,35)) =$$

$$=307,06+153,63 =460 \text{ кН}$$

Несуча здатність даної палі за матеріалом більша, ніж за ґрунтом:

$$F_{Rm} = 1307,05 \text{ кН} > F_d = 460 \text{ кН}.$$

Тож несучою здатністю палі приймається найменше з двох значень несучої здатності, тобто $F_d = 460 \text{ кН}$.

2.1.6. Визначення розрахункового вертикального навантаження, що допускається на палі.

Розрахункове навантаження, допустиме на палі при розрахунку за першою групою граничного стану, визначається за формулою:

$$p = \frac{F_d}{\gamma_k} = 460/1,4 = 329,07 \text{ кН}$$

де γ_k – коефіцієнт надійності, що враховує точність методу визначення несучої здатності одиночної палі.

У даному випадку несуча здатність визначена розрахунком, тому $\gamma_k = 1,4$.

2.1.7. Визначення необхідної кількості паль у фундаменті на 1 м довжини стіни.

Центрально навантаженим називається пальовий фундамент, у якого рівнодіюча навантажень проходить через центр ваги площі поперечного перерізу паль у площині їх верхніх кінців (низу ростверку). При розрахунку центрально навантажених пальових фундаментів палі розміщують рівномірно по всій плиті ростверку симетрично відносно його осі, що збігається з віссю споруди, припускаючи, що ростверк забезпечує рівномірну передачу навантаження на всі палі. Кількість паль у центрально навантаженому фундаменті може бути визначена за формулою:

$$n = \frac{N_{I \max} + G_{IR}}{p}$$

Де $N_{I \max}$, ; G_{IR} – орієнтовна розрахункова вага ростверку та ґрунту над ним, на початковому етапі проєктування можна приблизно прийняти:

$$G_{IR} = 0,1 \cdot N_{I \max} = 0,1 \cdot 3215,54 = 321,55 \text{ кН}.$$

Отже:

$$n = \frac{1472,78 + 147,2}{329,07} = 4,92 \approx 5.$$

2.1.8. Конструювання ростверку.

Розстановка паль у пальному фундаменті здійснюється наступним чином.

Тоді відстань між рядами:

$$c_p = 1,5 \text{ м.}$$

Відстань від краю ростверку до зовнішньої сторони палі приймаємо кратною 5 см:

$$c_0 = 0,45 \text{ м.}$$

Тоді ширина ростверку дорівнюватиме:

$$b_p = 1 \text{ м.}$$

При проєктуванні ростверку мінімальна відстань між палями не повинна бути менше 3-х діаметрів палі, і не більше 6-ти діаметрів. Умова виконується. Висота ростверку уточнюється згідно з розрахунком на продавлювання та вигин

орієнтовно за формулою: $h_p = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{b^2 + \frac{P}{k \cdot R_{bt}}}$;

де h_0 – величина закладення палі в ростверк; u - периметр перерізу палі.

$$h_p = 0,3 + \frac{280}{4 \cdot 0,3 \cdot 750} = 0,89 \text{ м} \approx 0,9 \text{ м}$$

Остаточно приймаємо $h_p = 0,9 \text{ м}$.

2.1.9. Визначення фактичного розрахункового навантаження на палю та порівняння його з гранично допустимим.

Фактичне навантаження на одну палю визначається за формулою:

$$N_I = \frac{\sum N_I}{n}$$

$$\sum N_I = N_{I_{\max}} + G_{I_{\text{кг}}} + G_{I_{\text{підлоги}}},$$

де $N_{I_{\max}}$, G_{I_p} – вага 1 погонного метра ростверку; $G_{I_{\text{підлоги}}}$ – вага підлоги на уступі ростверку.

Знайдемо фактичну вагу погонного метра ростверку, підлоги та ґрунту на його обрізі. Вага ростверку:

$$G_{I_p} = V_p \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n$$

де γ_b – питома вага залізобетонного ростверку, приймаємо $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$; V_p – об'єм, який займає ростверк:

$$V_P = b_p \cdot h_p \cdot l_p = 2,3 \cdot 0,9 \cdot 4,9 = 10,14 \text{ м}^3,$$

$l_p = 1$ м – розрахункова довжина стрічкового ростверку,

$$G_{I_p} = 10,14 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 251,03 \text{ кН}.$$

Вага перекриття на уступі ростверку:

$$G_{I_{\text{підлогу}}} = h_{cf} \cdot \frac{b_p - b'}{2} \cdot l_p \cdot \gamma_{cf} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n$$

де h_{cf} – товщина підлоги підвалу (0,1...0,2 м); γ_{cf} - питома вага матеріалу підлоги підвалу (для бетонних підлог можна прийняти 22 кН/м³).

| № п/п | Вид навантаження | Експлуатаційне розрахункове значення навантаження ($\gamma_{fe} = 1$) $g_{I,II}$, кН/м ² | γ_{fm} | Граничне розрахункове значення навантаження ($\gamma_{fm} > 1$) $g_{I,II}$, кН/м ² |
|-------|--|---|---------------|---|
| 1 | Керамічна плитка | $20 \cdot 0,01 = 0,2$ | 1,2 | 0,24 |
| 2 | Цементно-піщана стяжка $t=20$ мм, $\gamma=19,5$ кН/м ³ | $0,02 \cdot 19,5 = 0,39$ | 1,3 | 0,507 |
| 3 | Гідроізоляція | $0,025 \cdot 2 = 0,05$ | 1,2 | $0,05 \cdot 1,2 = 0,06$ |
| | Разом | | | 0,807 |

$$G_{I_{\text{пола}}} = 0,807 \times 11,27 = 9,09 \text{ кН}.$$

Уточнюємо фактичне навантаження на одну палю:

$$N_I = \frac{N_{I_{\text{max}}} + G_{I_p} + G_{I_{\text{пола}}}}{n} = \frac{1472,78 + 9,09 + 251,03}{6} = 288,81 \text{ кН}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$N_I \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = p$$

$$N_I = 288,81 \text{ кН} < p = 329,07 \text{ кН}.$$

Умова виконується. Недовикористання несучої здатності палі складе:

$$\left| \frac{N_I - p}{N_I} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{288,81 - 329,07}{288,81} \right| \cdot 100\% = 13,93\% < 15\%.$$

Недовикористання несучої здатності палі не перевищує допустиму норму, що свідчить про те, що фундамент спроектований економічно доцільно.

2.1.10. Розрахунок за другою групою граничних станів

Розраховувати на деформації не потрібно: 1) пальові фундаменти з паль, що

працюють як палі-стійки, оскільки палі-стійки заглиблюються у практично нестисливі ґрунти, 2) пальові кущі або поодинокі висячі палі, що працюють під дією висмикуючих навантажень, оскільки їх розрахунок за несучою здатністю гарантує припустимість при цьому величин деформацій для звичайних будівель і споруд. Мета розрахунку за другою групою граничних станів — виключити можливість виникнення неприпустимих за умов нормальної експлуатації споруди деформацій основ і фундаментів.

2.1.11. Перевірка тисків на ґрунт у площині нижніх кінців паль

Розрахунок фундаментів із висячих паль та їх основи за деформаціями виконується так само, як для умовного масивного жорсткого фундаменту на природному ґрунті. Ростверк, палі та ґрунт між ними розглядаються як єдиний масив. У розрахунковій схемі приймається, що тиск на ґрунт передається по подошві умовного фундаменту і сприймається ґрунтами, що знаходяться нижче площини вістря паль - основи умовного фундаменту, а площу подошви цього фундаменту визначають у припущенні передачі сил тертя під кутом до бічної поверхні крайніх паль:

$$\alpha_{cp} = \frac{\varphi_{II,mt}}{4}$$

Межі умовного фундаменту визначають таким чином (рис. 4): знизу — горизонтальна площина ГВ, що проходить через нижні кінці паль (подошва умовного фундаменту); зверху — поверхня вирівнювання ґрунту АБ (у даному випадку підвал лише з одного боку стіни, тому поверхня вирівнювання ґрунту знаходиться на різних рівнях ліворуч і праворуч від стіни підвалу); з боків — вертикальними площинами АГ і БВ, що відстають від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані:

$$\Delta = (l_p + l_{ocm}) \cdot tg \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 4.2 \times 0.093 \times 5.34 = 2.085$$

де l_p – робоча довжина палі, $l_{ocm} = h_{ocm}$ – довжина (або висота) вістря палі, $\varphi_{II, mt}$ – усереднені (середньозважені) розрахункові значення кута внутрішнього тертя ґрунтів:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{14,95 \times 2,85 + 35 \times 1,35}{4,2} = 21,39$$

$\varphi_{II,i}$ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя для окремих пройдених палями шарів ґрунту товщиною h_i ; $\sum_{i=1}^n h_i$ – глибина занурення паль у ґрунт, відраховуючи від підосви ростверку, або від поверхні першого шару ґрунту, сили тертя якого враховуються в розрахунку.

У випадках, коли під нижніми кінцями паль залягають глинисті ґрунти з показником текучості $JL > 0,6$, відстань $\Delta \leq 2 \cdot b$ (b — сторона перерізу або діаметр палі). Якщо робоча довжина палі та її вістря розташовані в одному ґрунті, то $\varphi_{II,mt} = \varphi_{II}$, де φ_{II} кут внутрішнього тертя даного ґрунту.

Тоді:

$$\alpha_{cp} = \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = \frac{21,39}{4} = 5,34^\circ.$$

Розміри підосви умовного стрічкового фундаменту (рис. 5):

$$B_{ум} = c_p \cdot (m - 1) + b + 2 \cdot \Delta = c_p \cdot (m - 1) + b + 2 \cdot (l_p + l_{осм}) \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,mt}}{4};$$

$$L_{ум} = 1 \text{ м}$$

де c_p – відстань по осях між рядами паль;

m – кількість рядів паль; $B_{ум}$, $L_{ум}$ – відповідно ширина та довжина підосви умовного фундаменту. Знайдемо ширину умовного фундаменту (рис. 4 і 5):

$$B_{ум} = 1,4 + 0,4 + 2,085 \cdot 2 = 5,97 \text{ м}$$

$$L_{ум} = 4,0 + 0,4 + 2,085 \cdot 2 = 8,57 \text{ м}$$

Площа основи умовного стрічкового фундаменту: $A_{ум} = B_{ум} \cdot L_{ум}$

$$A_{ум} = 5,97 \cdot 8,57 = 51,16 \text{ м}^2.$$

При розрахунку палювих фундаментів із висячих паль повинні виконуватися вимоги розрахунку за II групою граничних станів, тобто середній тиск на підосві умовного фундаменту (у площині нижніх кінців паль) p_{II} не повинно перевищувати розрахункового опору ґрунту основи умовного фундаменту R (розглядається ґрунт, на який спираються палі):

$$p_{II} \leq R.$$

Тиск p_{II} визначають з урахуванням ваги умовного фундаменту. До власної ваги умовного фундаменту входять вага стінових фундаментних блоків G_{II} , S , вага паль G_{II} , св і ростверку G_{II} , г, а також вага ґрунту G_{II} , гр і підлоги підвалу G_{II} , підлоги в обсязі умовного фундаменту АБВГ (рис. 4):

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A_{ум}} = \frac{N_{II} + G_{II,C} + G_{II,p} + G_{II,св} + G_{II,зр} + G_{II,пола}}{A_{ум}}$$

Тут N_{II} — вертикальне експлуатаційне розрахункове навантаження (для розрахунку за II групою граничних станів) від ваги споруди на рівні запланованої відмітки землі або нижньої частини цегляної кладки, $N_{II} = 400,48$ кН

$$G_{II,p} = 495,86 \text{ кН},$$

вага перекриття на уступі умовного фундаменту

$$G_{II, підлоги} = 13,34 \text{ кН}.$$

$$G_{II, св} = n \cdot V \cdot 25 \cdot \gamma_{fe} \cdot \gamma_n = 0,125 \cdot 4,225 \cdot 1 \cdot 0,95 = 144,37 \text{ кН}.$$

$$G_{II, зр} = [(207,17 - 3,16 - 3,91) \cdot 17,4 + (93,22 - 1,848) \cdot 20 + (51,79 - 15,81) \cdot 19] = 7992,23 \text{ кН}$$

Тиск на ґрунт під подошвою фундаменту за формулою (36):

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A_{усл}} = \frac{1472,78 + 9,09 + 251,03 + 144,37 + 7922,23}{51,16} = 191,54 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту визначаємо так само, як і для фундаменту неглибокого закладення:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot B_{усл} \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II})$$

де γ_{c1} та γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи; k - коефіцієнт, що приймається, і с) визначено ф рівних: $k = 1$, якщо характеристики міцності ґрунту (отримані безпосередньо випробуваннями), і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за табл. ДБН; M_{γ} , M_g , M_c — коефіцієнти, що приймаються згідно з ДБН; k_z - коефіцієнт, що приймається рівним: при $B_{усл} < 10$ м - $k_z = 1$, при $B_{усл} \geq 10$ м - $k_z = z_0 / b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м); $B_{усл}$ - ширина подошви умовного фундаменту, м; γ_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче основи

умовного фундаменту, кН/м³; γ'_{II} - те саме, що залягають вище п'яти; c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою умовного фундаменту, кПа; d_I - глибина закладення фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, визначають за формулою:

$$d_I = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}$$

де h_s — товщина шару ґрунту над подошвою умовного фундаменту з боку підвалу, м; h_{cf} — товщина конструкції підлоги підвалу, м; h_{cf} — товщина конструкції підлоги підвалу, кН/м³; $\gamma_{(cf)}$ - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³;

d_b - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд із підвалом шириною *При* ширині *підвалу* $B \leq 20$ м та глибині понад 2 м приймається $d_b = 2$ м при ширині *підвалу* $B > 20$ м - $d_b = 0$).

Для тугопластичної глини з показником текучості $0,25 < I_L = 0,3 < 0,5$ коефіцієнт $\gamma_{c1} = 1,2$. Оскільки підвал розташований під усією площею будинку, то це будівля з жорсткою конструктивною схемою і при відношенні довжини будівлі до висоти (див. п. 1) $L/H = 98/23 = 4,26 > 4$, коефіцієнт $\gamma_{c2} = 1$. оскільки питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя ϕ ґрунту основи умовного фундаменту — тугопластичної глини — були визначені за таблицями ДБН, то $k = 1,1$. $V_{усл} = 1,64$ м < 10 м, отже, коефіцієнт $k_z = 1$.

У даному випадку основа умовного фундаменту є однорідною, тобто складається з одного шару ґрунту — тугопластичної глини, для якої: кут внутрішнього тертя $\phi_{II} = 17^\circ$; питоме зчеплення $c_{II} = 50$ кПа (див. табл. 1); оскільки ґрунтові води не виявлено, питома вага $\gamma_{II} = 18,7$ кН/м³, визначена за формулою (8) (див. обчислення ваги ґрунту в обсязі умовного фундаменту АБВГ $\gamma_{II} = \gamma_{II}, 4$).

Якщо основа фундаменту неоднорідна, тобто під подошвою фундаменту є кілька шарів ґрунту (2 або більше), то характеристики γ_{II} , ϕ_{II} і c_{II} знаходяться на шарі ґрунту товщиною z нижче подошви умовного фундаменту:

$$\text{при } B_{\text{усл}} < 10 \text{ м}; z = \frac{B_{\text{усл}}}{2},$$

$$\text{при } B_{\text{усл}} \geq 10 \text{ м } z = 4 + 0,1 \cdot B_{\text{усл}}.$$

φ_{II} і c_{II} за аналогічними формулами:

$$\varphi_{II} = \frac{\sum (\varphi_i \cdot h_i)}{\sum h_i} = \frac{(\varphi_1 \cdot h_1 + \varphi_2 \cdot h_2 + \dots + \varphi_i \cdot h_i)}{(h_1 + h_2 + \dots + h_i)}, \quad (39)$$

$$c_{II} = \frac{\sum (c_i \cdot h_i)}{\sum h_i} = \frac{(c_1 \cdot h_1 + c_2 \cdot h_2 + \dots + c_i \cdot h_i)}{(h_1 + h_2 + \dots + h_i)}, \quad (40)$$

для $\varphi_{II} = 17^\circ$ визначаємо:

$$M_\gamma = 1,68; \quad M_g = 7,71; \quad M_c = 9,58.$$

знаходимо середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви умовного фундаменту (в обсязі умовного фундаменту):

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{17,8 \cdot 2,85 + 20 \cdot 1,35}{2,85 + 1,35} = 14,58 \text{ кН/м}^3$$

Визначаємо наведену глибину закладення п'яти умовного фундаменту від підлоги підвалу за формулою (38), при цьому враховуємо, що в даному випадку товщина шару ґрунту над п'ятою умовного фундаменту з боку підвалу:

$$h_s = h_p + h_1 + h_2 + h_{\text{ост}},$$

γ_{cf} прийняли 22 кН/м³

Тоді отримаємо:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = (0,6 + 2,6 + 1,1 + 0,25) + 0,1 \cdot \frac{22}{17,99} = 7,7 \text{ м};$$

Глибина підвалу d_b , відраховується від відмітки планування до підлоги підвалу, при ширині підвалу $B = 12 \text{ м} < 20 \text{ м}$ (див. п.1): $d_b = 1,7 \text{ м}$.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту фундаменту та виконуємо перевірку тиску на ґрунт:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1,1} * (1,68 \cdot 1 \cdot 7,37 \cdot 14,58 + 7,71 \cdot 5,19 \cdot 18,48 + (0,68 - 1) \cdot 2 \cdot 14,48 + 9,58 \cdot 12) = 387 \text{ кПа};$$

$$p = 191,54 \text{ кПа} < R = 387 \text{ кПа};$$

Основна вимога розрахунку пальового фундаменту за другою групою граничного стану виконується, отже, фундамент спроектовано правильно. Якщо умова (35) не виконується, то необхідно збільшити розміри умовного фундаменту за рахунок збільшення відстані між палями в осях (або збільшити

кількість паль) або використання довших паль і повторити розрахунок відповідно до визначення розмірів ростверку або несучої здатності палі

2.1.12. Перевірка несучої здатності підстиляючого шару ґрунту

Якщо під несучим шаром ґрунту, який сприймає тиск подошви фундаменту або нижніх кінців паль у межах стискуваної товщини, залягає шар менш міцного ґрунту (з меншими, ніж у верхніх шарах, показниками міцності φ , R_0), необхідно перевірити несучу здатність цього (підстиляючого) шару відповідно до ДБН. Така перевірка для фундаменту з паль нічим не відрізняється від перевірки міцності підстиляючого шару слабкого ґрунту, виконаної при розрахунку фундаментів дрібного закладення. Оскільки наш підстиляючий шар має великі несучі властивості, то перевірку виконувати не потрібно.

2.1.13. Результати розрахунку

Тип фундаменту: Стрічковий на пальної основі

1. Вихідні дані:

- Засіб вирахування несучої здібності палі: Розрахунком
- Тип паль: Стійка
- Тип розрахунку: Перевірити заданий
- Засіб розрахунку: Розрахунок на вертикальне навантаження та вирів

Вихідні данні для розрахунку:

- Несуча здібність палі (F_d) 320 тс
- Несуча здібність палі на вирів (F_{du}) 52 тс
- Діаметр (сторона) палі 0,4 м
- Висота фундаменту (H) 1 м
- Кількість рядів (n) 1 шт.
- Шаг паль в ряду (a) 3 м
- Відстань між рядами (b) 1.2 м

Розрахункові навантаження на фундамент: $N=48,4$ тс/п.м.

2. Висновки: Несучої здібності ростверку ДОСТАТНЬО для сприйняття заданого навантаження. Максимальне навантаження на палю 150,38 тс

3. Результати конструювання:

- Ширина ростверку (b_0) 0.6 м
- Висота фундаментного ростверку (h_n) 0.3 м
- Захисний шар підколоники (z_v) 3.5 см
- Захисний шар арматури підосви (z_n) 7.0 см
- Відстань верхньої ступені вздовж осі X (b_1) 0,05 м
- Підосва стрічкового ростверку вздовж осі X
- Робоча арматура в перерізі 12 А-III
- По міцності по нормальному січенню армування ДОСТАТНЬО.
- Підосва стрічкового фундаменту вздовж осі Y (Z)
- Робоча арматура в перерізі 12 А-III
- По міцності по нормальному січенню армування ДОСТАТНЬО.

3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1. Земляні роботи

При будівництві будинку, а також планування та благоустрою території виконують розробку ґрунту. Спеціалізований потік земляні роботи включає до себе наступні потоки:

- зрізка рослинного шару ґрунту з відведеної площі, яка здійснюється бульдозером марки ДЗ-101А. Ґрунт транспортується на відстань до 20 км автосамоскидами для рекультивації с/г земель.
- Вертикальне планування здійснюється для забезпечення відводу води з будівельного майданчика з уклоном 5% у бік природного водовідводу. Планування виконується по балансу земляних мас бульдозером ДЗ-101А.
- розробка котловану здійснюється одноківшовим екскаватором ЭО-2621 потужністю 96 кВт/час. Екскаватор обладнаний прямою лопатою, 928 м³ у відвал для зворотної засипки у пазухи фундаментів, а інші 2880 м³ вивозиться автосамоскидами.
- ручна доробка виконується підчисткою дна котловану до проєктної відмітки совковими лопатами.

К виконанню земляних робіт дозволяється приступати тільки по закінченню підготовчих робіт. Самоскидами завозять пісок та влаштовують піщану підготовку під фундаменти.

3.2. Улаштування підземної частини.

Улаштування фундаментів.

До початку улаштування фундаментів повинні бути виконані наступні роботи:

- перевірені фактичні відмітки дна котловану;
- спланована основа під фундаменти;
- перевірена правильність відміток дна основи – згідно з проєктом;
- перевірено якість ґрунту основи та збіг його з проєктом;

- виконані осеві риси на бетонній підготовці.

Улаштування монолітних фундаментів виконувати по робочим кресленням згідно з ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

Після улаштування фундаментів, їх гідроізоляції виконують засипку котловану та ущільнюють ґрунт. Засипаний ґрунт ущільнюють пневматичними трамбівками

Монтаж збірних з/б елементів здійснюється за допомогою крана КБ-403.

Монтаж блоків починати з установки маячних блоків (кутових та проміжних). При розбивці місць установки блоків наступних рядів, риси осей вертикальних швів наносити на бокову грань блоку.

Перед монтажем блоків другого ряду відрізати або загнути монтажні петлі попереднього ряду, потім виконати ліжко з розчину. У ліжко під кожен блок втопити по два маяки та два кліну. Маяки встановлюють біля зовнішньої грані блоку на відстані 8-10 см від бокової грані. Клини улаштовувати під внутрішню грань так, щоб забезпечувати невеликий нахил блоку назовні. Видаляти клини через 1-2 дні після установки блока.

При установці положення блоку контролювати у напрямку вздовж по рискам осей вертикальних швів та розміру монтажного зазору між встановленим та встановленням блоками, в поперечному напрямку – по обрізу блоків нижчого ряду.

Правильність установки верха блока перевіряють причалкою та візіюванням на раніш встановлені блоки. Якщо відхил верху блоку від проєктного положення перевищує 5 мм, блок мають підняти, відвести в сторону, очистити від розчину, утворити заново розчинну постель, замінив маяки більш товстими або тонкими та знов встановити блок. Горизонтальність верха блока у напрямку вздовж перевірити правилом з рівнем та візіюванням на раніш встановлені блоки.

Після монтажу блока вертикальні пази та шви між блоками заповнюють розчином, який подається з ящика к пазу в відрі з носиком або забрасується в паз

розчинною лопатою або кельмою шаром - 0,3 м. По мере заповнення паза розчин ущільнюють.

Для захисту фундаментів від зволоження улаштовують вертикальну та горизонтальну гідроізоляцію. Конструкції фундаменту підлягають здачі по акту до початку виконання робіт по зведенню надземної частини будинку.

3.3. Розробка технологічної карти на улаштування надземної частини.

3.3.1. Загальні положення

Подача та монтаж елементів надземної частини здійснюється за допомогою крана КБ-403, та виконується згідно з с ДБН 3.03.01-94. К возведенню надземної частини приступаємо тільки після інструментальної перевірки положення фундаментів згідно з проектом.

Строповку елементів та подачу їх до місця виконується тільки в положенні, близькому до проектного.

Область застосування технологічної карти.

Данна технологічна карта розроблена на улаштування надземної частини будинку. Будинок розбито на дві захватки і будівництво здійснюється послідовно, тобто спочатку будинок возводиться на першій захватці, після на другій.

Будівництво на обох захватках схоже. Стіни та перегородки виконуються з керамічної цегли. Зверху змонтовані плити розміром 1,5 x 6, 1,2 x 6.

Обґрунтування прийнятого метода монтажу.

В наведеної технологічної карті прийнято послідовний метод монтажу. При цьому методі всі конструкції монтуються у визначеному порядку: колони ригеля та плити. Цей метод дає можливість нормативному схопленню бетону, що впливає на міцність конструкції та якість.

В напрямку монтажного процесу приймаємо монтаж конструкцій по периметру будинку з зовнішньою проходкою крана.

3.3.2. Вибір монтажного механізму.

Вихідними даними для вибору є габарити об'ємно-планувальні рішення, параметри та робочі положення змонтованих вантажів, метод та технологія монтажу, умови виробництва робіт.

Для монтажу конструкцій запроектованого будинку приймаємо баштовий кран. Стоянки крана розраховуються з урахуванням максимального вилету стріли та врахуванням вантажопідйомності на цьому виліту.

Розрахунок параметрів крана графічно.

1) Вибір крана по технічним параметрам.

– по вантажопідйомності:

$$Q_{\max}^{\text{од}} = Q_{\max}^{\text{в}} + q = 2,8 + 0,012 = 2,812 \text{ т}$$

$Q_{\max}^{\text{эл}}$ – маса піднімаємого елемента;

$q = 0,012 \text{ т}$ – маса стропа

– по висоті під'єму гака:

$$H_{\max}^{\text{мп}} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 13,8 + 0,5 + 0,2 + 5,0 = 18,5 \text{ м}$$

$h_1 = 13,0 - 2,2 = 10,8 \text{ м}$ – висота змон. будинку від основи крана;

$h_2 = 0,5 \text{ м}$ – відстань від верхньої відмітки будинку до низу вантажу;

$h_3 = 0,2 \text{ м}$ – висота монтаємого елемента;

$h_4 = 5,0 \text{ м}$ – висота вантажозахватних пристроїв.

Приймаємо стріловий кран КБ-403.

Таблиця 8. Параметри кранів.

| Елемент | $Q, \text{ т}$ | $l_{\max}^{\text{мп}}, \text{ м}$ | $H, \text{ м}$ | Прийнятий кран |
|----------------|----------------|-----------------------------------|----------------|----------------|
| Плита покриття | 2,8 | 30 | 18,5 | КБ-403 |

3.3.3. Опис технологічних процесів.

До початку работ по возведенню надземної частини будинку повинні бути виконані наступні роботи:

- підготовлені інвентар та пристрої;
- сплановані площадки для складування цегли та збірних конструкцій на 1 поверх;
- перевірені відмітки основань під цегляну кладку.

3.3.4. Цегляна кладка стін та перегородок.

При цегляної кладки стін до 4 метрів використовують містки. Розміри

керамічної цегли $250 \times 120 \times 65$ мм. Робоче місце включає до себе три зони: робочу зону, зону складування та транспортну зону. Робоча зона має розмір не менш 60 – 70 см, зона складування 100 – 160 см, вільня зона 30 – 90 см.

Середня товщина горизонтальних швів повинна бути 12 мм, а вертикальних 10 мм. Муляри використовують контрольно-вимірювальні прилади.

Цегляну кладку стін виконують згідно з робочими кресленнями та вимогами ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва», ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

Організація праці мулярів.

Основним методом організаційного процесу при цегляній кладці є поточно-кольцевий.

В ланці обов'язки розподіляються таким чином, щоб усі муляри були однаково завантажені та виконували робочі операції по складності, їх розряду. Муляр високого розряду встановлює порядковки, укладає верстові ряди, перевіряє правильність виконаної роботи. Підсобники подають цеглу та розчин.

На виробку муляра впливає також організація робочого місця. Згідно з організацією робочого місця воно повинно знаходитися у зоні обслуговування крану. При цьому повинні бути виділені три зони: робоча шириною 0,6-0,7м, зона складування 0,65-1м та транспортна 0,8-1,25м. Загальна ширина робочого місця муляра досягає 2,5м. Цеглу розташовують вздовж фронту роботи, разом з розчином. При кладці стін з отворами цеглу слід розташовувати напроти простінків, а розчин – напроти отворів.

Кількість цегли на робочому місці повинна залишати 2^x-4^x часової потреби, розчин подається на підмости перед початком кладки. У подальшому матеріал подається по мірі його потреби. У теплу пору року кількість розчину складає 40-45 хвилин роботи. Експлуатаційне навантаження на підмости не повинно перевищувати 250 кг/м^2 .

3.3.5. Монтаж сходових майданчиків та маршів.

Стропують сходи чотирьох гілковим стропом. Сходові марші та сходові

майданчики монтують аналогічно плитним елементам багатопверхових будинків. Відхилення у тому, що їх піднімають в похилому положенні і нахил при цьому перевищує їх нахил у проектному положенні. Це необхідно для того, щоб спочатку оперти на сходовий майданчик нижчий кінець маршу, а потім опустити на опору верх. Перед укладкою маршу шаблоном перевіряють правильність укладки майданчиків.

3.3.6. Монтаж конструкцій покриття та перекриття.

Процес установки плит:

- очистка плит від бруду;
- перевірка правильності розташування закладних деталей та розмірів плити;
- стропова плиті;
- підйом, установка та вивірка;
- розструповка.

Монтаж плит здійснює звено монтажників у складі 5-ти чоловік.

Робота по монтажу ведеться стріловим краном з об'єктного складу. Плити складаються у штабелях. Перша плита укладається на підкладці з бруса 70 x 70, а наступні з бруса 50 x 50 мм. Висота штабелей не більш 2400 мм (в штабелях укладено по 6 плит).

При укладці плит покриття необхідно слідити за їх спиранням на несучі конструкції згідно з проектом. Монтаж плит здійснюється за допомогою спеціальних траверс, стропуємих у необхідній кількості крапок, вказаних у проекті. Під час укладки необхідно забезпечувати зазор між плитами і кожен наступну встановлювати після приварки попередньої до закладних деталей.

Зміст робіт:

- Приготування ліжка з готового розчину;
- Укладка плит панелей при допомозі крану;
- Вивірка та виправлення положення плит або панелей;
- Кріплення плит або панелей анкерами між собою.

3.3.7. Контроль якості цегляної кладки.

Якість цегляної кладки повинно задовляти вимогам ДБН. Контроль якості необхідно здійснювати по ходу кладки і, якщо потребується, виконувати прийом прихованих робіт.

Прийомка закінчених цегляних конструкцій повинна супроводжуватися перевіркою:

- правильності перев'язки, товщини заповнення швів, а також вертикальності, горизонтальності та прямолінійності поверхонь та вузлів кладки;
- правильності встановлення закладних деталей, зв'язків, актів, анкерів;
- якості поверхневих фасадних стін з цегли, збігання перев'язки та розшивки швів.

Відхилення у розмірах цегляних конструкцій від проєктних не повинні перевищувати допускаємо відхилення, наведені в цієї технологічної карті.

Таблиця 9. Допуски та відхилення при монтажі збірних конструкцій.

| № п/п | Найменування конструкцій | Величина допускаємих відхилень, мм |
|-------|---|------------------------------------|
| 1 | Допускаються нерівності на вертикальній поверхні при накладанні 2 ^x метрової рейки | ±5 |
| | Поверхні яка не штукатуриться | ±10 |
| 2 | Рядів кладки от горизонталі на 10 метрів довжини | ±15 |
| 3 | Поверхонь та кутів кладки от вертикали на 1 поверх | ±10 |
| 4 | По зміщенню вісей суміжних віконних отворів | ±20 |
| 5 | По ширині отворів | ±15 |
| 6 | По відмітки обрізів | ±15 |
| 7 | По ширині простінків | ±15 |
| 8 | По зміщенню вісей конструкції | ±10 |
| 9 | По товщині кладки | +10 |

В процесі монтажу проводять операційний контроль якості робіт. Основні критерії якості монтажних робіт: точність установки елементів та ретелність постійного кріплення стиків. По закінченню кладки проводять прийом очний контроль. Його здійснюють окремими секціями будинку при прийомці робіт

виконробами та майстрами, а також у цілому по об'єкту при його здачі. При здачі закінчених цегляних конструкцій складають акт здачі-приймки цегляних робіт. К акту додаються робочі креслення конструкцій, журнали виконання робіт, акти огляду прихованих робіт.

3.3.8. Контроль якості монтажних робіт.

При монтажі залізобетонних конструкцій необхідно виконувати вимоги ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві». Контроль якості монтажу ведуть з моменту надходження конструкцій на будівельний майданчик, на об'єкт здійснюють вхідний контроль шляхом зовнішнього огляду. Якщо відхилення від проєкту перевищують допустимі, то залишають рекламацию та разом з забракованими виробами направляють на завод-виготовлювач.

Таблиця 10. Допуски и відхилення при монтажі збірних конструкцій.

| № п/п | Найменування конструкцій | Величина відхилень, мм |
|-------|--|------------------------|
| 1 | Зміщення в плані плит покриття відносно їх проєктного положення. | ±13 |

В процесі монтажу здійснюють операційний контроль якості робіт. Основні моменти якості монтажних робіт: точність установки елементів та щільність постійного кріплення стиків. По закінченню монтажу конструкцій проводять прийом очний контроль. Його здійснюють окремими секціями будинку при прийомці робіт виконробами та майстрами, а також в цілому по об'єкту при його здачі. При здачі змонтованого об'єкту складають акт здачі-приймки монтажних робіт. До акту здачі-приймки додають робочі креслення конструкцій, журнали виробництва робіт, акти огляду прихованих робіт, документи лабораторних випробувань.

3.3.9. Вимоги безпеки при улаштуванні цегляної кладки.

При виробництві робіт з улаштування стін з цегли необхідно виконувати вимоги ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві»

При улаштуванні стін необхідно щоденно перевіряти стан риштування, не допускати навантаження їх більше, ніж встановлено проєктом. Пакети з цеглою або мілкими блоками та ящики з розчином повинні бути розташовані згідно з

прийнятою організацією робочого місця та забезпечувати вільне переміщення. Початковий рівень кладки повинен здійматися над поверхнею настилу риштування міжповерхового перекриття на 15 см. Неможна допускати кладку, находячись на стіні..

Неможна вести кладку стін заввишки більш двох поверхів без улаштування міжповерхового перекриття або укладки тимчасового риштування.

Стіни будинків заввишки до 8м можливо класти без захисних козирків при вимогах улаштування біля будинку огорожі на відстані не менш 1.5м від стіни навісів над входами.

Риштування огороджують перилами заввишки не менш 1м, які повинні мати поверху поручень, один допоміжний горизонтальний елемент та бортову дошку заввишки не менш 15 см. Віконні та дверні отвори повинні мати тимчасове огороження.

При подаче матеріалів в процесі кладки необхідно слідкувати за станом стропів, піддонів та інших захватних пристроїв. Робочі не повинні знаходитись під стрілою крана з вантажем.

3.3.10. Вимоги безпеки при виконанні монтажних робіт

При виконанні робіт необхідно керуватися ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві». На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не дозволяється виконання інших робіт.

К монтажних робіт допускаються робітники не молодше 18 лет, навчені по спец. програмі та маючі посвідчення на право виконання цих робіт, проходячи медогляд та інструктаж по техніці безпеки. Для попередження падіння робітників з висоти повинні бути встановлені риштування з огороженням робочого місця при його розташуванні 1 м від рівня полу. Робочі зайняті на монтажі забезпечують спецодягом, спецвзуттям та касками. На будмайданчику повинні бути вказані та огороженні небезпечні зони.

При вільному монтажі підняті елементи необхідно утримувати від розгойдування гнучкими обтяжками. Розстроповують монтуємо елементи тільки після надійного закріплення. Вантажопідйомні машини та монтажні пристрої до

початку їх використання повинні проходити технічний огляд.

3.3.11. Покрівельні роботи.

Улаштування покриття виконують згідно такої технологічної послідовності: улаштування стропильних конструкцій, улаштування прогонів, укладка металочерепиці

Подача матеріалів та підйом людей здійснюється за допомогою підйомника ТП-2.

3.3.12. Роботи оздоблювального циклу.

Зовнішнє оздоблення.

Зовнішні поверхні стін з відмітки 0,000 штукатурять матеріалами по системі «Ceresit». Крильця будинку виконуються з монолітного бетону з бетонними сходами. Покриття площадки крильця головного входу виконуються з гранітних плит розміром 500x500x20 мм.

Внутрішнє оздоблення

При оздоблюванні приміщення використовується поліпшене фарбування. До начала малярних робіт в приміщеннях необхідно закінчити всі будівельні роботи (крім чистої підлоги устрою чистої підлоги).

Фарбування поверхонь водоемульсійними составами виконують валиками. Фарбування виконують тонкими шарами за кілька разів після повного висихання попереднього шару.

Фарбування здійснюється за допомогою малярної станції СО-114 с потужністю при нанесенні водних фарб 500 м²/ч.

Перед штукатуркою поверхню очищують, насікають по всієї площості. Багат шарова штукатурка виконується з трьох окремо нанесених шарів набризгу, ґрунту та накривки. Кожен наступний шар наносять тільки після вирівнювання та схоплення попереднього. Розчин розрівнюють по маячним рейкам вручну правилом. Затирка виконується вручну. Штукатурні роботи виконують механізованим засобом, за допомогою штукатурної станції СО-115 .

Оздоблювання поверхні починають з її розмітки та провішування відвісом з метою визначення їх відхилу от вертикалі та горизонталі. Встановлюють рейки з

цвяхів по котрим остаточно вивіряють поверхню, потім через 150 см друг від друга встановлюють маячні плитки, далі по отвісу також закріплюють верхні маячні плитки. Оздоблювання починають з першого нижнього маячного ряду, який встановлюють по горизонтальній рейці. Оздоблювання виконують знизу вгору з витриманням вертикальних та горизонтальних рядів.

3.3.13. Улаштування підлоги

Комплексний процес складається з наступних операцій: улаштування основи, підстилаючи шар, стяжка, гідроізоляційний шар, бетонне покриття. Використовується поточно-комплексний метод настилання кожного виду підлоги. Ланка робітників виконує весь комплекс робіт по улаштуванню підлоги на захватці і тільки потім переходить на наступну. До складу ланки входять бетонщики, теслярі.

Бетонні та мозаїчні покриття виробляються з бетонних сумішей на портландцементі М 400. В якості крупного заповнювача використовується щебінь 5...15 мм з гірських порід, малим заповнювачем є пісок. Монолітну бетонну підлогу виконують в один шар завтовшки 25...50 мм, а мозаїчні в два шара: нижчий шар розчину – 15...20мм, верхній – 25...30 мм. Перед укладкою матеріалу покриття поверхню зволожують ґрунтують цементним молоком. Для отримання мозаїчного покриття на підстилаю чому шарі попередньо виставляють жилки з скла, латуні та алюмінію.

Керамічні плитки розміром 300*300 мм укладають на стяжку з цементно-піщаного розчину завтовшки 10-20 мм. Після підготовки основи починають розмітку та встановлення маяків. Після укладки фризівого ряду та установки маячних рядів з плитки укладають плитку. Готову підлогу з керамічних плиток повинен бути горизонтальним.

Підлогу з лінолеуму виконують по цементно-піщаній стяжці з фінішним оздобленням. Перед улаштуванням підлоги лінолеум витримують в приміщеннях при температурі повітря не нижче 15 °С протягом 2 діб. Лінолеум приклеюють до основи клеєм ТМ "Мастер", який наносять сполосним шаром шпателем завтовшки 1 мм. Прирізку та приклеюку виконують не раніш ніж через 2-3 діб

після наклейки полотнищ. Зазори між стінами та лінолеумом не повинні перевищувати 10 мм. Після настилки лінолеуму встановлюють дерев'яні або пластмасові плінтуса. Плінтуса кріплять до стіни за допомогою цвяхів.

Покриття з паркету влаштовують з окремих планок (клепок), маючих на бокових та торцевих кромках паз та гребінь. Планки штучного паркету виготовляють завтовшки 20 мм з деревини сосни. Вологість клепок повинна бути 6...10%. Планки паркету не повинні мати тріщин, сколов. Паркетні планки укладають на прошарок з мастики.

3.4. Технологічна карта на улаштування покрівлі з металочерепиці

3.4.1. Область використання

Технологічна карта розроблена на пристрій покриття даху будівлі металочерепицею.

Розмір будівлі 40920 x 17500 мм.

До складу робіт, що розглядаються картою, входять:

- сортування і заготівка плиток;
- покриття крівлі.

Подача шиферної плитки на дах ведеться консольним краном К-1 в одну денну зміну. Роботи виконуються в літній період.

3.4.2. Організація і технологія будівельного процесу

До початку робіт по укладанню шиферних плиток на дах повинні бути виконані наступні роботи:

- всі роботи по пристрою конструкції даху про лат з дошок
- укладені бруски уздовж ковзанів і ребер;
- всі роботи по пристрою обробок з покрівельної сталі, а також встановлені скоби для кріплення ходових містків;
- змонтований і випробуваний консольний кран К-1;
- підготовлені і встановлені пристосування і огорожі для безпечного ведення робіт;
- завезена на об'єкт шиферна плитка в кількості забезпечуючи безперебійну роботу.

Подача листів на дах ведеться консольним краном К-1 в одну зміну.

Лати повинні бути прямолінійні з дошок завтовшки 50 мм, шириною 50 мм,

укладені із зазором 850 мм.

По краях карнизного настилу повинна бути пришта зрівняльна планка завтовшки 8 мм і шириною 50 мм для забезпечення щільного прилягання листів рядового покриття до полук карнизного звісу. Торцева дошка повинна При перевірці площини обрешетки однометровою рейкою просвіт між рейкою і площиною обрешетки не повинен перевищувати 5 мм

Для пристрою крівлі застосовують плитки металочерепиці розміром 1180x1000 мм завтовшки 0,5 мм

Металочерепицю із захисним покриттям можна складувати на рівному місці і берегти в заводській упаковці протягом одного місяця, підклавши під пачку плит бруси заввишки 20 см і кроком 50 см. Для більш тривалого зберігання плити слід перекласти рейками. Оцинковані плити можна берегти в заводській упаковці не більше одного тижня. При переупаковуванні забезпечити повітряний зазор між плитами щоб уникнути появи окислу цинку.

Пакувальні матеріали сортувати і направити в повторне вживання. Сортування плиток роблять на буд майданчику. З бракованих плиток випилюються плитки-половинки для місць примикань і для першого карнизного ряду.

Пристрій крівлі з шиферних плиток виконується послідовно по захваткам і ділянкам Монтаж плит починають з торця даху. При використанні покрівельних плит слідує при їх укладанні мати у вигляду, щоб наступна плита перекрила канавку попередньої. Плити кладуть перпендикулярно до карниза так, щоб їх нижні краї виступали 40 мм за карниз Перші три-чотири плити закріплюють одним шурупом на весільне дахи, вирівняйте по карнизу і закріпіть остаточно. При обробці плит не користуватися абразивним ріжучим інструментом.

Бічне нахльостування звичайно виконують в розмірі, половини хвилі профілю. Плити нарощують над решетинами з нахльостуванням на даху 200 мм.

Ковзани і ребра крівлі обшиваються дошками з покриттям останніх. покрівельною оцинкованою сталлю

Примикання до виступаючих частин крівлі виконуються таким чином:

При обробці крівлі у димарів плитки, що укладаються, пропускають під

видру впритул до труби а простір, що залишився, заповнюють розчином, роблячи невеликий укiс від труби.

При примиканні крiвлі до цегляної стiни в останній вибирають штрабу в 1/4 цеглини з розрахунком» щоб плитка по торцю ската, що укладається, заходила в штрабу, а зазор в штрабе над плиткою закладається розчином, з пристроєм невеликого відливу від стiни.

Разжелобки крiвлі повинні бути покриті покрівельною сталлю з крiпленням цвяхами до лат. Ширина покриття разжелобку повинна бути не менше 400 мм Місця зтикування підганяються по місцю шляхом обрiзання плиток ножовкою.

Перед початком укладання плиток намічають лiнiю, по якій укладають перший карнизний ряд плиток, з таким розрахунком, щоб плитка мала звiс 40-50 мм з карнизного дошатого настилу.

Настилку плиток виконують від низу до верху (від карниза до коника) рядами, користуючись спеціальним інструментом.

В перший ряд укладають укорочені плитки на зрiвняльну рейку впритул одна до iншої і прибивають двома цвяхами. Зазор між плитками в межах 1-15 мм вважається нормальними. Укладені карнизні плитки повністю перекривають другим поряд з таким розрахунком, щоб стик нижележащих плиток перекривався серединою верхнього ряду, для цієї мети з краю укладають половинку.

Всі подальші ряди плиток прибивають до лаи із змiщенням, так щоб уздовж ската однойменні ряди перекривалися між собою на 20-30 мм, а парний з непарним перекривався на 200-230 мм, В напрямі упоперек ската всі плитки повинні перекривати стики нижележащих на половину їх ширини.

Останній ряд плиток повинен підходити впритул до конькового бруса.

Стружку, що утворилася при обробці, треба акуратно з плит змести. Забруднені плити можна очистити звичайними мийними засобами.. Органічні розчинники можуть пошкодити полімерне покриття плит.

3.4.3. Контроль якості робіт

Операційний контроль якості робіт по улаштуванню покриття виконується

відповідно до вимог ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд».

Відхилення геометричних розмірів і фізико-технічних характеристик, що допускаються при пристрої крівлі, передбачаються правилами ДБН.

Відхилення від проектного ухилу крівлі не повинні перевищувати 5%.

Плитка повинна прилягати до обрешітки і прикріплена до неї належним чином і мати необхідний напуск на примиканнях.

Ряди плиток повинні бути укладені паралельно карнизу і конику.

Плитки не повинні мати сколів, тріщин і викривлення.

На пристрій крівлі повинен бути складений акт огляду прихованих робіт відповідно до встановленої форми.

При виробництві робіт необхідно дотримувати правила техніки безпеки, приведені в ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

3.4.4. Матеріально-технічні ресурси

Потреба в основних матеріалах «напівфабрикатах» приводиться в табл.

Таблиця 11. Потреба в основних матеріалах «напівфабрикатах»

| Найменування | Марка | Одиниця вимірювання | Кількість |
|----------------------------------|-------|---------------------|-----------|
| 1. Метало черепиця товщею 0.5 мм | | м ² | 891,34 |
| 2. Цвяхи покрівельні оцинковані | | кг | 274,0 |

Потреба в матеріалі, устаткуванні, інструментах і пристосуваннях приводиться в табл.

Таблиця 12. Потреба в матеріалі, устаткуванні, інструментах і пристосуваннях

| Найменування | Мазка | Кількість | Технічна характеристика | 1 |
|--|-------|-----------|--|---|
| Підйомник Приставні сходи завдовжки 3,0 і Верстак для сортування і пиляння плиток Дріт для прив'язки працівників. завдовжки 10 м Ходові дошки (драбини) Комбінований молоток-ножівка Стальної місток-підставка | | 1 | Вантажопідйомність 300 кг Ножівка знімна | |

Таблиця 13. Калькуляція трудовитрат

| Найменування робіт | Од. вим. | об'єм робіт | Норма часу на од. вим. . | Витрати праці на об'єм люд.-день | Розцінка на од. гр.-коп. | З. пл. заг. об'єм роб. гр.-коп. |
|---|----------------|-------------|--------------------------|----------------------------------|--------------------------|---------------------------------|
| Основні роботи Покриття даху метало черепицею розміром 1180x1000 мм та товщею 0.5 мм, уклоном крівлі 14 ⁰ | м ² | 848,9 | 1,566 | 1330,0 | 19,54 | 16587,5 |
| Утеплення покриттів плитами із мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар | м ² | 405 | 6,367 | 258,0 | 8,85 | 3587,0 |
| Монтаж кроквяних та підкроквяних ферм на висоті до 25 м прольотом до 24 м, масою до 3 т | т | 32,44 | 36,8 | 1194,0 | 471,78 | 15305,0 |
| Разом: Взагалі: | • | - | - | 2782,0 | - | 35479,5 |

4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Умови організації та здійснення будівництва, характеристика будівельного майданчика та запроєктованої будівлі.

Район будівництва, по відношенню його від баз будівельної індустрії, пов'язаний сіттю доріг, що забезпечує безперебійну доставку матеріалів при двозмінному режимі праці.

Водопостачання від існуючої сіті водопроводу. Постачання електричної енергії – від міської сіті.

Будівництво здійснюється підрядним способом. Генпідрядник очолює будівництво та відповідає перед замовником не тільки за об'єм своїх робіт, але й за роботу субпідрядної організації, виконуючу спеціальні роботи.

Перед початком будівництва проведена підготовка будівельного майданчика до будівництва. Зроблена планування майданчика, перенесені або убрані зелені насадження.

Влаштовані під'їзді шляхи, так як їх спорудження входить до складу комплексу споруд. Визначенні площадки під складування матеріалів та конструкцій.

Постачання будівельного майданчика будівельними матеріалами здійснюється автомобільним транспортом на відстань, не перевищуючи 50 км.

Будівництво ведеться в освоєному районі, будівельники мешкають у місті. Постачання водою та електроенергією здійснюється від міських комунікацій. Передбачені комунікації: водопровід, каналізація, тепло сіть. Майданчик огорожений та встановлені знаки техніки безпеки. Вночі здійснюється освітлення.

4.2. Нормативна тривалість будівництва.

Згідно з ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів», нормативний час будівництва 9 міс., в том складі підготовчий період 1 мес. Початок будівництва 1 квітня 2026 г.

4.3. Потреба в матеріально-технічних ресурсах.

Таблиця 14. Відомість потреби в будівельних машинах, механізмах та засобах малої механізації.

| № | Найменування машин та механізмів | Марка | Кіл-ть, шт. | В/п, т | Потужність, кВт |
|----|------------------------------------|-----------|-------------|--------|-----------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | Бульдозер | ДЗ-101 | 1 | - | 96 |
| 2 | Екскаватор | ЭО-2621 | 1 | - | - |
| 3 | Кран баштовий | КБ – 403 | 1 | 10 | - |
| 4 | Автомобіль вантажний | ЗиЛ 130 | 2 | 5 | - |
| 5 | Автосамоскид | ЗиЛ 15021 | 2 | 5 | - |
| 6 | Напівпричіп загального призначення | МаЗ 35224 | 1 | 10 | - |
| 7 | Каток шляховий | ДУ 89 | 1 | - | - |
| 8 | Пневмотрамбовочна машина | ТР-1 | 1 | - | 12 |
| 9 | Зварювальний апарат | СТН-350 | 2 | - | 30 |
| 10 | Под'ємник | ТП-2 | 1 | - | 7 |
| 11 | Перемоточна машина | СО-98 | 1 | - | 40 |
| 12 | Компресор | СО-7 | 1 | - | 4 |
| 13 | Штукатурна станція | С-327 | 1 | - | 10 |
| 14 | Наклеєчна машина | СО-99 | 1 | - | 1,1 |
| 15 | Антикорозійний агрегат | УПАГ-1 | 1 | - | 0,4 |
| 16 | Малярна станція | СО-115 | 1 | - | 40 |

4.4. Методи виробництва робіт

Планування будівельного майданчика здійснюється бульдозером

ДЗ-101А потужністю до 96 кВт с переміщенням ґрунту до 10 м.

Розробка котловану здійснюється екскаватором ЭО-2621 оснащеного зворотною лопатою з об'ємом ковша 0,5 м³. Підчистка ґрунту під фундаменти здійснюється вручну глибиною до 2 м без кріплення от косів.

Монтаж фундаментних плит та блоків здійснюється за допомогою крана КБ - 403.

Обратна засипка ґрунту в пазухи фундаментів за допомогою бульдозера. Ущільнення ґрунту здійснюється пневматичними трамбівками ТР-1 без поливки

водою одним проходом. Ущільнення ґрунту – за допомогою гладкого самохідного катка 1У-89.

Монтаж елементів каркаса будинку, подача матеріалів здійснюється за допомогою крана КБ - 403. Улаштування гідроізоляції з цементно-піщаного розчину 1:2 завтовшки 20 мм здійснюється вручну.

Фарбування водоемульсійними составами здійснюється за допомогою малярної станції СО-115 з виробкою при нанесенні водних складів 500 м²/ч.

Оштукатурювання стін та перегородок здійснюється за допомогою штукатурної станції С-327 потужністю 2-4 м³/ч. Облицювання стін керамічною плиткою, а також улаштування чистої підлоги, здійснюється вручну.

Ущільнення щебеневої основи під вимощення, а також улаштування асфальтобетонного покриття виконуються катком ДЧ-87.

Виконання робіт виконується по захваткам. Монтаж каркаса будинку, оздоблювальні роботи виконують по захваткам, а земляні та покрівельні – с розбивкою по довжині будинку. Роботи виконуються с максимальним суміщенням по часу.

Для відображення процесу виконання проєкту та управління будівництвом використовується календарний план будівництва, який дозволяє:

- чітко відобразити структуру проєкту та встановити взаємодію окремих розділів;
- скласти план здійснення проєкту, так як при будівництві моделі використовуються знання спеціалістів, безпосередньо беручих участь в рішенні задач;
- прогнозувати критичні роботи та сконцентрувати увагу керівництва на їх виконання;
- більш ефективно використовувати ресурси;
- застосовувати для обробки інформації ПЕОМ;
- здійснювати безперервне контролювання робіт для коректування планів з урахуванням виникаючих змін;
- По новому підійти до обліку у будівництві.

4.5. Розрахунок потреби у тимчасових будинках та спорудах складського, санітарно-побутового та адміністративно-господарчого призначення.

Розрахунок тимчасових будинків та споруд

Кількість робітників у найбільш завантажену зміну -44 чол.

$$N_{\text{обиц.}} = (N_{\text{роб.}} + N_{\text{имр}} + N_{\text{служ.}} + N_{\text{мон}}) \cdot K_1$$

Співвідношення категорій робітників для будівництва:

$$\text{- робочі -85 \%} \quad N_{\text{робіт}} = 44 \cdot 85/100 = 37 \text{ чол.}$$

$$\text{- ІТР -8 \%} \quad N_{\text{имр}} = 37 \cdot 8/100 = 2 \text{ чол.}$$

$$\text{-службовці - 5 \%} \quad N_{\text{служ}} = 37 \cdot 5/100 = 1 \text{ чол.}$$

$$\text{- МОП -2 \%} \quad N_{\text{мон}} = 37 \cdot 2/100 = 1 \text{ чол.}$$

$$N_{\text{заг.}} = (37 + 2 + 1 + 1) \cdot 1,05 = 43 \text{ чол.}$$

Таблиця 15. Відомість розрахунку тимчасових будинків та споруд

| Тимчасові будинки | Кільк працюючих чол. | Кільк. користуючихся, % | Площа приміщень, м ² | | Прийняті будинки | | |
|----------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------------------|------|--------------------------------------|--------------|--------|
| | | | норм | Аг. | Розмір, площа | Тип | Кільк. |
| Контора | 3 | 100 | 4,0 | 12,0 | 9x2,5x2,7 S = 22,5 м ² | Пересувн. | 1 |
| Гардеробна з вмивачами | 37 | 100 | 0,9 | 33,3 | 9x4x2,8 S = 36 м ² | Пересувн. | 1 |
| Душеві | 37 | 100 | 0,82 | 30,0 | 9x4x2,8 S = 36 м ² | Пересувн. | 1 |
| Приміщення для сушки одягу | 37 | 100 | 0,2 | 6,0 | | | |
| Кімната для прийому їжі | 37 | 70 | 0,25 | 6,5 | 11x3x2,8 S = 33 м ² | Пересувн. | 1 |
| Вбиральні | 43 | 100 | 0,1 | 4,3 | 2,7x2x2,8 S = 5,4 м ² | Пересувн. | 1 |
| Здравпункт | - | - | - | - | 3x3x2,8 S = 9 м ² | Контейнерний | 1 |

4.6. Розрахунок тимчасового водопостачання та електропостачання будівельного майданчика.

4.6.1. Розрахунок потреби в воді

Потреба у воді розраховується з урахуванням витрати на виробничі ($Q_{\text{прод}}$), побутові ($Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{душ}}$) та протипожежні потреби ($Q_{\text{пож}}$). Водопостачання здійснюється від існуючої місткої системи.

Загальна потреба у воді вираховується за формулою:

$$Q_{\text{общ}} = 0,5 \cdot (Q_{\text{прод}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{душ}}) + Q_{\text{пож}}$$

Секундна витрата води на виробничі потреби

$$Q_{\text{пр}} = \sum \frac{q_{\text{сут}}}{3600 \cdot n} \cdot k_1 = \frac{16939}{3600 \cdot 8,2} \cdot 1,5 = 0,86 \text{ л/с}, \text{ де}$$

$q_{\text{сут}}$ – максимальна добова виробнича витрата кожного споживача води;

Зволоження при ущільненні – 1320 л.

Поливка ущільнюючого ґрунту – 380 л.

Робота екскаватора – 310 л.

Заправка екскаватора – 120 л.

Штукатурні роботи – 731 л.

Малярні роботи – 4258 л.

Поливка бетону – 9820 л.

Секундна витрата води на господарчо-побутові потреби:

$$Q_{\text{дш}} = \frac{N \cdot q_2 \cdot k_2}{3600 \cdot n} = \frac{43 \cdot 15 \cdot 3}{3600 \cdot 8,2} = 0,065 \text{ л/с}$$

$N = 43$ чол. – максимальна кількість робітників у зміні;

$q = 15$ л – норма витрати на одного робітника;

$k = 3$ – коеф. нерівномірності потреби води;

$n = 8,2$ час – число годин роботи в зміні

Секундна витрата води на душові:

$$Q_{\text{душ}} = \frac{N \cdot q_3}{3600 \cdot n} = \frac{21 \cdot 35}{3600 \cdot 45} = 0,0045 \text{ л/с}$$

$N = 43 \cdot 0,5 = 21$ чол. – число робітників приймаючих душ

$q = 35$ л – норма витрати на одного робітника;

$n = 45$ хв. – тривалість роботи душа.

Витрата води для пожежогашіння для тимчасового водопостачання не враховуємо, так як пожежні гідранти знаходяться на постійному водопроводі.

$$Q_{\text{обц}} = 0,5 \cdot (Q_{\text{произ}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{душ}}) + Q_{\text{пож}} = 0,5 \cdot (0,86 + 0,046 + 0,003) = 0,45 \text{ л}$$

Розрахунок діаметру труб водопровідної системи:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{обц}}}{\pi \cdot V \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,45}{3,14 \cdot 1,5 \cdot 1000}} = 0,02 \text{ м.}$$

$V = 1,5$ м/с – швидкість руху по трубах

Приймаємо діаметр труби $d = 32$ мм.

4.6.2. Розрахунок потреби в електроенергії.

Електроенергія потребується для машин, зовнішнього та внутрішнього освітлення.

Загальна потужність трансформатора:

$$P = a \cdot \sum \frac{P \cdot k_1}{\cos f} + \sum \frac{P_m \cdot k_2}{\cos f} + P_{\text{ов}} \cdot k_3 + P_{\text{он}} \cdot k_4$$

$a = 1,05$ – коефіцієнт, враховуючий втрати потужності у низьковольтній мережі.

P – силова потужність машин або установок

P_m – потрібна потужність на технічні потреби

$P_{\text{ов}}$ – потрібна потужність необхідна на внутрішнє освітлення

$P_{\text{он}}$ – потрібна потужність необхідна на зовнішнє освітлення

k_1, k_2, k_3, k_4 – коеф. попиту, залежний від кількості споживачів

Контора $0,75 \cdot 22,5 = 16,8$

Кімната прийому їжі $0,75 \cdot 33 = 24,75$

Склад закритий, навіс $0,1 \cdot 615 = 61,5$

Санітарно-побутові $0,5 \cdot 9 = 4,5$

Територія будівельного майданчика $2 \cdot 1,597 = 3,2$

Освітлення відкритої місцевості $25 \cdot 2,3 = 57,5$

Освітлення відкритих складів $2 \cdot 1,566 = 3,132$

Головні проходи та проїзди $3 \cdot 2,47 = 7,41$

Другорядні проходи та проїзди $1 \cdot 0,952 = 0,952$

Охоронне освітлення огороженої території $0,5 \cdot 20,625 = 4,2$

k_3 (внутр.) = 0,8 k_4 (зовн.) = 1 k_4 (складів) = 0,5

$$P = a \cdot \sum \frac{P \cdot k_1}{\cos f} + \sum \frac{P_m \cdot k_2}{\cos f} + P_{ov} \cdot k_3 + P_{on} \cdot k_4 =$$

$$= 1,05 \cdot 39,87 + 92,9 \cdot 0,8 + 54,86 \cdot 1 = 169,05 \text{ кВт}$$

Джерелом електропостачання приймаємо пересувну типову КПТМ 180

4.6.3. Розрахунок потреби у світильниках.

Кількість світильників для штучного освітлення беремо в залежності від площі та потужності ламп накаливання.

Кількість світильників (прожекторів) вираховуємо за формулою:

$$\dot{I} = \frac{E \cdot k \cdot S}{F \cdot n \cdot u \cdot z} = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 17080}{18200 \cdot 0,38 \cdot 0,9 \cdot 0,75} = 11 \text{ од}$$

$E = 2 \text{ Лк}$ – нормуємо освітлення

$k = 1,5$ – коеф. запасу

$S = 17080 \text{ м}^2$ – освітлюємо площа

$n = 0,38$ – КПД прожектора

F – світловий потік ламп накаливання

$u = 0,8$ – коеф. Використання світлового потоку

$z = 0,75$ – коеф. нерівномірності освітлення

4.7. Розташування окремих об'єктів на будівельному майданчику.

Будгенплан робимо на стадії зведення надземної частини будинку. На будівельному майданчику передбачені тимчасові споруди адміністративно-побутового призначення, тимчасова мережа водопостачання, трансформаторна підстанція необхідної потужності, розрахована кількість світильників, необхідних для охоронного освітлення. Будгенплан розроблено з метою вирішення питань раціонального використання будівельного майданчика, розташування виробничих установок, розташування складського господарства, адміністративно-побутових

приміщень, встановлення місця розташування та відстані тимчасових автошляхів, мереж водопостачання, каналізації, енергозабезпечення та інших комунікацій.

Постачання будівельних матеріалів на будівельний майданчик здійснюється автомобільним транспортом, для чого передбачені тимчасові дороги з радіусом закруглення 12 м, ширина доріг 6 м, покриття ґрунтове. Тимчасові дороги запроектовані по трасам постійних доріг по кільцевій схемі.

Зона обслуговування крана вираховується максимально необхідним вильотом крюка та максимальною довжиною робочої ділянки кранового шляху, небезпечна зона, дорівнює максимальному вилету крюка крана плюс 5 м, при висоті падіння вантажу до 20 м.

При розташуванні адміністративно-побутових будівель необхідно забезпечити безпеку та зручність підходів до них, не заважати будівництву протягом всього періоду, забезпечити максимальну блокіровку будівель одна з одною.

Побутові та адміністративні будівлі повинні бути віддалені від об'єктів, які виділяють пил та небезпечні гази, не менш ніж на 50 м та розташовуватися в співвідношенні до них з навітряного боку. Відстань від води до робочих місць не повинно перевищувати 75 м, від пунктів прийому їжі – 600 м. Вбиральні необхідно розташовувати так, щоб відстань до них від найбільш віддаленого робочого місця не перевищувало 200 м.

Відкриті майданчики для складування будівельних матеріалів та конструкцій розташовуються поблизу об'єкту та в зоні дії монтажного крана. Мається також матеріальний склад та навіси. Розташування складів на буд генплані пов'язано з шляхами та під'їздами.. До складам передбачається вільний під'їзд транспорту та підведення ліній електроосвітлення. Склади повинні відстояти від краю дороги на 1,5 м.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»
2. ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві»
3. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів»
4. ДБН Б.2.2-5:2011 «Благоустрій територій»
5. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій»
6. ДБН В.1.1-31:2013 «Захист територій, будинків і споруд від шуму»
7. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»
8. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд»
9. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»
10. ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд»
11. ДБН В.2.2-17:2006 «Доступність будинків для мало мобільних груп населення»
12. ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки адміністративного та побутового призначення»
13. ДБН В.2.2-9:2009 «Громадські будинки та споруди»
14. ДБН В.2.5-64:2012 «Внутрішній водопровід та каналізація»
15. ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування»
16. ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
17. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд»
18. ДБН В.2.5-56:2014 «Системи протипожежного захисту»
19. ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення»
20. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»
21. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»
22. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції»
23. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»
24. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій»

25. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 «Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії»
26. ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії»
27. ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013 «Настанова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії»
28. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення»
29. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону»
30. ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель»
31. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 «Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд»
32. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів»
33. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014 «Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд»
34. ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 «Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних будівель та споруд»
35. ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013 «Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем»
36. ДСТУ Б А.3.2-13:2011 «Система стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпечність. Загальні вимоги»
37. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
38. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів»
39. ДСТУ Б А.3.2-15: 2011 «Норми освітлення будівельних майданчиків»
40. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції»