

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**
Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну
Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва
(протокол № __, від __.06.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
«__» _____ 2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: **«Реконструкція готельного комплексу в історичній забудові
міста Луцька»**

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____ кандидат технічних наук, доцент _____ Євген ДМИТРЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____ К.Т.Н., доц. _____ Катерина ОМЕЛЬЧЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент

_____ Данило ЯНЧЕНКО _____
«підпис» (ПІБ студента)

Рецензент:

_____ _____ _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

_____ «підпис» _____ «оцінка»

м. Київ 2026 р.

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

завідувач кафедри будівництва,

Д.Т.Н., професор
(науковий ступінь, вчене звання)

Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис) (ІПБ)

«25» березня 2026р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ

Янченку Данилу Юрійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва) (назва)

Програма підготовки освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та вплив згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 6 листів формату А1 та використаних джерел літератури 25 найменувань.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурна частина

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ

Розділ 3. Основи і фундаменти

Розділ 4. Технологія будівельного виробництва

Розділ 5. Організація будівельного виробництва

Розділ 6. Охорона праці

Висновки

Список використаної літератури

Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Зміст

ВСТУП.....	6
1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. Загальна характеристика ділянки.....	7
1.2. Генеральний план.....	9
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.4. Конструктивні рішення.....	12
1.5. Архітектурно-художнє рішення будівлі.....	16
1.6. Санітарно-технічне обладнання.....	17
1.7. Заходи з охорони природи і санітарії.....	18
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	19
2.1. Розрахунок трикутної металевої ферми.....	19
2.2. Розрахунок рами.....	29
2.3. Розрахунок колони.....	34
2.4. Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття.....	40
3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	48
3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва.....	48
3.2. Визначення навантаження на фундамент.....	48
3.3. Глибина закладання фундаментів.....	61
4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	63
4.1. Технологія будівельного виробництва.....	63
4.2. Опис виконання основних технологічних процесів.....	63
4.3. Підбір монтажного крану.....	65
5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	67
5.1. Календарний план.....	67
5.2. Технологічна карта на влаштування буроін'єкційних паль.....	70
5.3. Визначення терміну будівництва.....	73
5.4. Будівельний генеральний план.....	73
5.5. Охорона праці під час виконання робіт.....	75

6. ОХОРОНА ПРАЦІ І НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....	77
6.1. Безпечна експлуатація будівельного оснащення.....	77
6.2. Санітарно-побітове забезпечення працюючих на будівельному майданчику.....	78
6.3. Організація першої допомоги потерпілим на будівельному майданчику.....	80
6.4. Пожежна безпека на будівельному майданчику.....	84
6.5. Визначення факторів екологічної небезпеки проектуємого об'єкту.....	85
6.6. Відповідність проектів вимогам природоохоронного Законодавства.....	85
6.7. Розрахунки екологічних забруднень, які мають місце під час експлуатації проектуємого об'єкту.....	86
6.8. Методи і засоби захисту навколишнього середовища.....	88
ВИСНОВКИ.....	91
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	92
ДОДАТКИ.....	95

Вступ

Розвитку будівництва будь-яких часів необхідно приділяти велику увагу. Наш час досить скрутний у економічному відношенні.

Необхідно розглядати питання розбудови міст і сіл. І саме в даний час необхідно враховувати в першу чергу економічність будівництва, що досягається введенням нових матеріалів, технологій і конструкцій.

Дана пояснювальна записка розроблена до бакалаврської кваліфікаційної роботи «Реконструкція готельного комплексу в історичній забудові міста Луцька». Тема проекту є дуже актуальною в теперішній час, адже центральні частини міст забудовувалися відносно давно. Тому ці будинки реконструюють, актуальним є також надбудова поверхів та мансард.

Готель в цілому призначений для тимчасового проживання людей.

Також готель призначений для проведення різного роду семінарів та зборів, обладнані кімнати для вечірок. В приміщенні готелю розміщені кімнати відпочинку, сервіс-центр, перукарня, ресторан, зала для ділових заходів.

Приміщення готелю розміщені таким чином, щоб жильці та обслуговуючий персонал могли вільно переміщатися, тобто чітко налагоджена схема руху людей.

Передбачені аварійні виходи. Запроектовані дві ліфтові шахти. Приміщення добре вентильовані. На належному рівні встановлено водопостачання та водовідведення, а також вузли санітарної гігієни. В проєкті заплановано декілька кімнат для обслуговуючого персоналу та пральні.

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1. Загальна характеристика ділянки

Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка, на якій здійснюється реконструкція будівлі знаходиться в м. Луцьку.

Територія ділянки – рівнинна, що сприяє зручному розташуванню запроектованих будівель і майданчиків. Також цей фактор зменшує об'єми земляних робіт, за рахунок природного земляного покрову, що в свою чергу затрудняє роботи по розплануванню для водовідводу [2].

Будинок під реконструкцію заходиться на центральній вулиці, що говорить про престижне розташування будівлі.

Клімат міста помірний, вологий з короткою теплою зимою і не спекотним літом.

Теплі повітряні маси із заходу приводять часто взимку до відлиг, що спричиняє майже повне таїння снігу.

Середньорічна температура повітря становить 7 °С, середня температура найбільш теплого місяця 19,4 °С, і найбільш холодного -18,5 °С. Абсолютний мінімум температури коливається в межах -23 °С і -30 °С [1].

Середня тривалість безморозного періоду складає 168 днів.

Найбільший добовий максимум опадів складає 119 мм.

Висота снігового покрову сягає 20 см.

Відносна вологість повітря приймає максимальне значення взимку 85-92%, а в літні місяці відносна вологість коливається в межах 52-56 %.

Характеристика кліматичних умов району будівництва приведена на основі даних місцевої метеостанції.

Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище

За санітарними вимогами будівля відноситься до будівель 4 класу, тобто абсолютно нешкідливим [26].

У проєкті виключене забруднення повітря і ґрунтів, що робить його абсолютно екологічним для навколишнього середовища, тим більше що об'єкт розташований неподалік від центрального парку.

Існуючі каналізаційні стоки направляються в міську каналізаційну мережу.

Вплив на оточуюче середовище по шуму відсутнє, оскільки в будівлі не передбачено проведення шумних виробничих, чи організаторських заходів.

Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Використовуємо дані інженерно-геологічних розвідувань минулих років. На території майданчика було пробурено 3 свердловини і було встановлено наступні інженерно-геологічні елементи [20]:

ІГЕ-1 – рослинно-ґрунтовий шар товщиною 0,4 м;

ІГЕ-2 – Суглинок тугопластичний, гумусований, високопористий, темно-сірий, товщина шару ґрунту:

св. №1 – 1,8 м;

св. №2 – 2,0 м;

св. №3 – 1,6 м.

ІГЕ-3 – Суглинок тугопластичний, низькопористий, сірий, озалізнений, товщина шару ґрунту:

св. №1 – 4,5 м;

св. №2 – 4,25 м;

св. №3 – 4,5 м.

ІГЕ-4 – Пісок дрібний, неоднорідний середньої щільності з лінзами суглинку, водонасичений.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю горизонту ґрунтових вод четвертинних відкладів, що залягають на глибинах 6,2 – 6,5 м від поверхні землі. Максимальний прогнозований рівень сезонного коливання – на 1,7 м вище зафіксованого (за аналізом матеріалів розвідувань минулих років).

Категорія складності природних умов згідно ДБН В.2.1-10-2009 – друга.

1.2. Генеральний план

Обґрунтування прийнятого рішення

Рельєф ділянки, на якій проводиться реконструкція будинку з добудовою двох поверхів має рівнинний вигляд, а тому при плануванні нових майданчиків не потрібно спеціально планувати територію [2].

Коли відмітки рельєфу місцевості наближається відміток планування ділянки – земляні роботи мінімальні і тому значно скорочується вартість цих робіт зокрема і об'єкту взагалі.

Архітектурно-планувальне рішення генерального плану прийняте з врахуванням санітарно-технічних вимог та протипожежних норм, а також архітектурно-планувального завдання міста.

Вертикальне планування (план організації рельєфу)

Роботи по організації рельєфу майданчика виконуються з метою влаштування пішохідних доріжок і автомобільної дороги для хорошої доступності людей і автомобілів. Також в ці роботи включається планування ділянки для водовідведення [2]. Завдяки існуючому водовідведенню ми лише підкорегуємо відмітки майданчиків і спрямовуємо воду в існуючу систему водовідведення, яка приєднана до міської мережі водовідводу.

Всі дороги влаштовані з відповідним ухилом в обох перпендикулярних напрямках, що забезпечує організований водовідвід атмосферних опадів.

На території відведеної ділянки відведені спеціальні майданчики для відпочинку і автомобільна стоянка.

Покриття доріжок і автодороги виконане з асфальту.

Заходи з дотримання санітарних і пожежних норм та охорони навколишнього середовища

Для запобігання виникнення пожежі проектом передбачено всі заходи які регламентовані нормативною літературою. Для локалізації ж пожеж у випадку їх виникнення передбачена мережа протипожежних гідрантів [27].

Окрім цього ймовірність пожежі зменшує ще те, що поблизу об'єкту не має вогненебезпечних сусідів.

Всі дерева та інші зелені насадження розміщені на регламентованій відстані (більше 6 м) від фасадів будівлі [2].

Техніко-економічні показники розбивочного плану

1. Загальна площа ділянки 2526,25 м².
2. Площа забудови 629,65 м².
3. Площа заощення 1052,22 м².
4. Площа озеленення 844,38 м².

Коефіцієнт забудови:

$$K_z = \frac{\text{площа забудови}}{\text{площа ділянки}} = \frac{629.65}{2526.25} = 0,25; \quad 2.1$$

- коефіцієнт використання території:

$$K_{\text{с}} = \frac{\text{площа забудови, покриття озеленення}}{\text{площа ділянки}} = \frac{629.65 + 1052.22 + 844.38}{2526.25} = 0.99$$

2.2

1.3. Об'ємно-планувальне рішення

Характеристика функціонального призначення

Планувальна схема будівлі – коридорна [3]. Конфігурація будівлі – складна, під кутом 90⁰, поєднуються блоки через сектор. В обох блоках функціональне планування і поверховість однакові.

Будівля до реконструкції є двоповерховою, під час реконструкції надбудовується один поверх та мансардний поверх [17].

На першому поверсі приміщення переобладнані під перукарню, магазин, кімнати побутового обслуговування.

Сходові клітки розміщені між блоками в секторі, що їх з'єднує. В кожному блоці розміщений пасажирський ліфт. З другого поверху по четвертий поверх розташовані номери. Номерні складаються загальної кімнати, спальної кімнати, ванної кімнати та вбиральні.

Також на території будинку розташований майданчик для відпочинку дорослих, господарський майданчик та майданчик для стоянки автомобілів. Всі ці майданчики, крім автостоянки, розташовані в дворі будинку [2].

В готелі розміщено 40 номерів.

Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

У нашому випадку ми виконуємо не будівництво з нуля, а проводимо реконструкцію будівлі [17, 18]. Габарити будівлі ми залишаємо такі самі, а лише добудовуємо два поверхи, один з яких мансардний та влаштовуємо ліфтові шахти, а для четвертого поверху зводимо надбудовану мансарду, яка буде виконувати суміщену роль даху і огорожуючої конструкції приміщення. Приймавши таке рішення ми досягаємо максимального ефекту при розміщенні вище перерахованих приміщень, і досягаємо максимально можливих площ номерів і приміщень згідно діючих норм, оскільки старі площі приміщень не відповідають цим нормам.

У дворі будівлі передбачається будівництво майданчика для відпочинку дорослих, господарський майданчик та майданчик для стоянки автомобілів. Всі ці майданчики, крім автостоянки, розташовані в дворі будинку.

При такому розміщенні запроектованих приміщень і майданчиків максимально ефективно використовується будівельний об'єм і надана площа для будівництва і реконструкції.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення

Дані показники наведені для всієї будівлі, разом з надбудовою [17, 18]:

1. Загальна площа приміщень першого поверху 453,23 м².
2. Загальна площа приміщень другого поверху 426,5 м².
3. Загальна площа мансардного поверху 426,5 м².
4. Загальна площа реконструйованого будинку 629,65 м².
5. Будівельний об'єм реконструйованого будинку 4178,19 м³.
6. Будівельний об'єм надбудови 1526,16 м³.

1.4. Конструктивні рішення

Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору

В зв'язку з тим що будівля реконструюється і при попередньому її проектуванні для несучих конструкцій була вибрана схема з повздовжніми несучими стінами [17], тому в подальшому проєкті реконструкції ця схема залишається дійсною і незмінною.

У надбудові також прийнята аналогічна конструктивна схема [17, 18].

Щодо фундаментів, то в будівлі яка реконструюється в попередньому її проєкті були прийняті стрічкові збірні фундаменти, тому при реконструкції ми не будемо міняти їх, а тільки в 4 розділі ми перевіримо їх на достатність несучої здатності, тому як в проєкті реконструкції передбачено будівництво третього поверху та мансардного поверху. Якщо виявиться, що несуча здатність існуючих фундаментів не достатня, то буде прийняте рішення для їх підсилення.

Перекриття будівлі, яка реконструюється залишається незмінним, тобто дерев'яні перекриття, нові перекриття – залізобетоні пустотні плити. У надбудові на металеві ферми вкладаються прогони з кроком 500 мм, а по них монтується металочерепиця по всьому мансардному поверху.

Огороджуючі конструкції

Так як, ми виконуємо реконструкцію вже існуючої будівлі [18], то в нашому випадку ми будемо тільки утеплювати огороджуючу конструкцію зовнішньої вже побудованої стіни. Утеплюємо стіни системою ДРАЙВІТ.

Огороджуючими конструкціями в даній будівлі служать стіни із звичайної глиняної цегли [12]. Внутрішні несучі стіни мають товщину 510 мм, зовнішні несучі стіни – 510 мм, простінки – 120мм.

Для заповнення віконних отворів будуть використані вікна зі склопакетами. Це дуже високоякісні вікна з прекрасними показниками по тепловтратах, їх використання в будинку зробить його більш привабливим і стійким до тепловтрат, що в подальшій експлуатації приведе до економії

грошових витрат на експлуатацію і обігрів житла. Склопакети в конструкції вікна заповненні аргоном, а несуча коробка виконана фібергласу. Як показала практика країн заходу вікна з таких матеріалів мають відмінні теплотехнічні характеристики і при цьому довговічність. Вони мають властивість акумулювати в приміщенні тепло, діючи по принципу діода - пропускаючи тепло в середину, а на зовні не випускає.

Двері виконанні з використанням цінних порід деревини, таких як дуб, з використанням нетрадиційного дизайну проектування.

Прийнята конструкція стіни відповідає конструктивним вимогам і вимогам теплотехнічного розрахунку [12].

В існуючій будівлі всі перегородки були виконанні із звичайної цегли, а так як ми проводимо реконструкцію, то проектом передбачено їх знос. При новому розплануванню поверхів, всі нові перегородки будуть виконані із гіпсокартону по каркасній системі із дерев'яних брусків. Цей матеріал дуже легкий і технологічна схема їх монтажу не представляє складності будівельникам, що сприяє швидкості будівництва в цілому. Гіпсокартонна система дуже зручна в експлуатації, і прокладання в ній електричних і водяних чи інших мереж не викликає складності, тому як в середині між плитами гіпсокартону є пустота яка згодом заповнюється утеплювачем і звукоізоляцією.

Всі підлоги крім в ванних кімнатах виконані із соснової дошки, яка вкладається на лаги. Підлога в ванних кімнатах буде виконана з застосуванням керамічної плитки високої якості.

Теплотехнічний розрахунок

Вихідні дані для зовнішньої стіни:

Район будівництва (реконструкції): м. Луцьк

Назва будівлі: готель.

Температура внутрішнього повітря: 18 °С.

Вологий режим будівлі: нормальний.

Проводимо теплотехнічний розрахунок стіни, яку надбудовуємо.

Конструкція огороження (Рис.2.1): зовнішня стіна товщиною 0.38 м влаштовується з глиняної цегли $\gamma=1800\text{кг/м}^3$ на цементно-піщаному розчині, зовнішньої сторони влаштовується утеплювач товщиною 10 см, з внутрішньої сторони вапняно-піщаним розчином товщиною 0.02 м.

Розрахункові значення коефіцієнтів теплопровідності вибираємо за ДБН В.2.6-31 2006 [1], з врахуванням того, що м. Чернігів розміщене в першій зоні вологості. Розрахункові характеристики матеріалів, що включені в розрахунок зведені в табличній формі (таблиця 2.1).

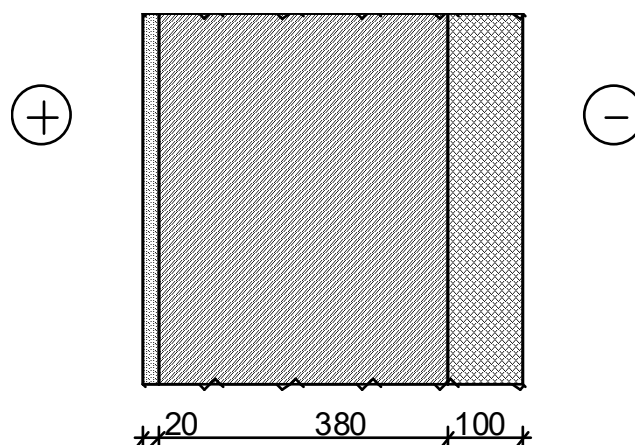


Рис. 1.1 Конструкція стіни

Таблиця 1.1. Розрахункові характеристики матеріалів

№ шару	Назва матеріалу шару	Густина, ρ кг/м^3	Товщина шару, м	Теплопровідність λ , $\text{Вт/м}^2\text{ }^\circ\text{C}$
δ_1	Цементно-піщана штукатурка	1800	0,02	0,76
δ_2	Цегла звичайна на цементному розчині	1800	0,38	0,7
δ_3	Утеплювач пінопласт	25	0,10	0,038

Загальний термічний опір R_0 для усієї конструкції стіни визначена за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\alpha_1} + \frac{\delta_2}{\alpha_2} + \frac{\delta_3}{\alpha_3} + \frac{1}{\alpha_H}; \quad 1.3$$

α_B і α_H – коефіцієнти тепловіддачі і тепло сприймання;

δ_i і λ_i – відповідно товщина шарів і теплопровідність матеріалів.

$$R_0 = \frac{1}{23} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,7} + \frac{0,10}{0,038} + \frac{1}{8,7} = 2,31 \text{ м}^2\text{°C/Вт}. \quad 1.4$$

Нормативний опір теплопередачі зовнішньої огорожуючої конструкції розташованої в першій зоні становить $2,2 \text{ м}^2 \text{°C/Вт}$.

$$R_0 = 2,31 > R_0^H = 2,2 \text{ м}^2\text{°C/Вт}. \quad 1.5$$

Вище приведені рівняння говорять про те, що дана конструкція стіни придатна для застосування в цивільній будівлі.

Матеріали для зведення будівлі, обґрунтування їх вибору

Одним з напрямків будівництва (реконструкції) є використання сухої системи утеплення. Використовуємо систему ДРАЙВІТ. Суть цієї технології полягає в створенні на всій поверхні стіни будівлі, яка утеплюється, стійкою від пошкоджень і яка має багаторічну міцність, водостійкої термоізолюючої оболонки, яка містить наступні шари:

1. Основа.
2. Акриловий клей плюс портландцемент.
3. Шар термоізоляції та акустичної ізоляції, який кріпиться до стіни за допомогою клейових розчинів і у випадку необхідності – за допомогою дюбелів.
4. Шар арматури: скловолокниста сітка, полегшена бутадієно-стіреновим кополімером, яка втоплена в масу акрилового клею.
5. Акриловий клей.
6. Тонкошарова акрилова штукатурка.

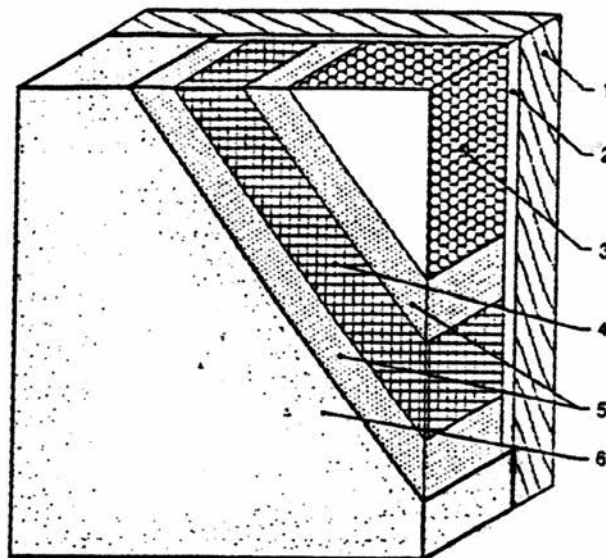


Рис. 1.2 Утеплення стіни системою ДРАЙВІТ

Покрівля влаштовується із метало черепиці, яка робиться з листової сталі, захищеної антикорозійним покриттям. Термін служби такої покрівлі складає не менше 50 років. Тільки після 20 років експлуатації зовнішнє органічне покриття може потребувати невеликого догляду, який зводиться до виконання невеликих фарбувальних поправок в місцях можливих пошкоджень за допомогою спеціальних фарб.

Цоколь будівлі облицьовується лицевальними плитами з природного каменю, за допомогою спеціальних анкерів, способом навішення на них. Фасадна частина плит має фактуру рваного каменю, що надає будівля особливого вигляду.

1.5. Архітектурно-художнє рішення будівлі

Архітектурне рішення будівлі формує кутовий фасад будівлі, виступаючі мансардні вікна, конструкція покрівлі - купол. Колір фасаду вбраний з теплої гами кольорів. Зовнішні стіни будинку виконуються із звичайної глиняної цегли на розчині марки 50. Фарбується фасад акриловими фарбами по шпаклівці.

Також особливий вигляд будівлі надає цоколь, який облицьований плитами з натуральних порід каменю. Його рвана фактура типу "скала",

робить вигляд, що будівля побудована на великому виступаючому з землі каменю.

1.6. Санітарно-технічне обладнання

Об'єкт забезпечений зовнішньою мережею водопроводу, каналізації, електроенергії, телефоном, радіо, телекомунікаціями. Всі вказані комунікації проходять в безпосередній близькості від об'єкту [26].

Внутрішніми інженерним устаткуванням є:

- освітлення;
- радіофікація;
- каналізація;
- водопостачання;
- вбиральні;
- опалення;
- газифікація.

Вентиляція приміщень здійснюється природнім способом за допомогою системи каналів в стінах.

Опалення будівлі здійснюється безпосередньо за допомогою центральної системи опалення.

Гаряче і холодне водопостачання – централізоване.

Освітлення приміщень здійснюється за допомогою ламп розжарювання і денного світла. Крім цього будинок має на вулиці передбачені гідранти для під'єднання пожежних рукавів і пожежних машин.

1.7. Заходи з охорони природи і санітарії

Об'єкт знаходиться в безпосередній близькості з парковою зоною відпочинку. Шкідливого впливу на навколишнє середовище він не чинить, та як результатом функціонування не є виробництво матеріальних благ, а призначений виконувати житлову функцію [26].

Шкідливі викиди в повітря відсутні, а відвід побутових стоків води здійснюється в міську каналізаційну мережу [26].

Об'єкт забезпечений усіма виходами і під'їздами у випадку виникнення пожежі. А також прийняті всі протипожежні заходи згідно нормативних документів.

Освітлення приміщень здійснено за всіма вимогами і стандартами, які передбачені нормативними документами.

Всі матеріали які передбачається використати на будівництві відповідають екологічним стандартам, а тому не становлять загрози для навколишнього середовища.

Перепади підлог і висот сходових маршів дотримана згідно встановлених норм правил безпеки. Висота сходинок і проступів підібрана з максимальною зручністю для людей які будуть ними користуватися.

Матеріал мощення підібраний таким чином, щоб у будь-яку пору року і в будь-які погодні умови забезпечити безпечне пересування транспорту і людей.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Розрахунок трикутної металевої ферми

Розрахункова схема ферми

Розрахункова схема ферми має вигляд осьових ліній стержнів, вузлові з'єднання яких умовно шарнірні [11].

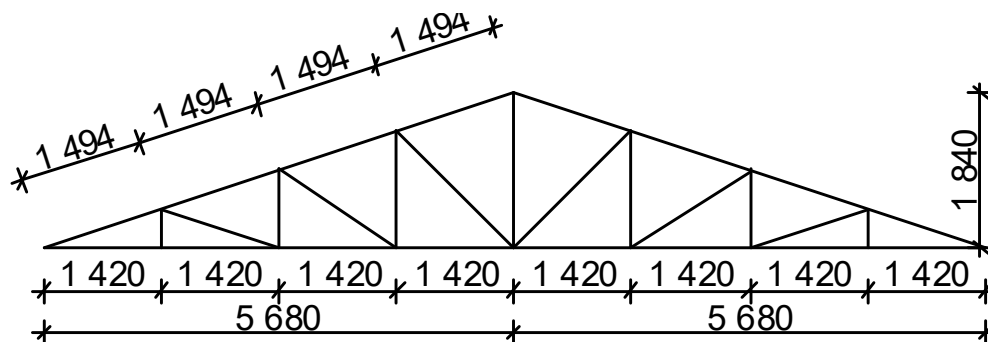


Рис. 2.1. Розрахункова схема ферми

Визначення та збір навантажень

Крокв'яну ферму розраховуємо на такі види навантажень, які передаються у вигляді зосереджених сил у вузлах ферми [11]:

- постійне навантаження від маси покрівлі та власної маси конструкції;
- тимчасове навантаження від снігу, вітру.

Всі навантаження підраховуємо з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$.

Навантаження від 1 м^2 покриття підраховуємо за табл. 2.1

Таблиця 2.1. Навантаження від 1 м^2 покриття [1]

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
1	2	3	4
Постійні навантаження			
Металочерепиця	0,039	1,05	0,041
Конденсатна плівка	0,001	1,3	0,002

Лаги і крокви $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ $a_1 \times b_1 = 0,05 \times 0,03 \text{ м}$ $a_2 \times b_2 = 0,1 \times 0,05 \text{ м}$	0,12	1,1	0,132
Прогон 2 шт L 63x40x5 m = 3,91 кг/м	0,078	1,05	0,082
Утеплювач $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$ t = 110 мм	0,055	1,2	0,066
Руберойд 1 шар	0,04	1,3	0,052
Профнастил 3 шт L 70x45x5 m = 5,59 кг/м	0,168	1,05	0,176
Гіпсокартон $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$ t = 16 мм	0,128	1,2	0,154
Власна вага рами	0,2	1,05	0,21
ВСЬОГО	0,829		0,915

Постійне навантаження

$$q_{\text{п}} = g_{\text{кр}} \cdot \cos \alpha = 0,915 / \cos 18^\circ = 0,96 \text{ кН/м},$$

де $\gamma_{\text{п}}$ – коефіцієнт надійності за призначенням;

$g_{\text{кр}}$ – розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 ;

$b_{\text{ф}}$ – ширина вантажної площі;

Зосереджена вузлова сила $F_{\text{п}} = q_{\text{п}} \cdot A$,

де A – вантажна площа одного вузла

Снігове навантаження [1]

$$S_{\text{п}} = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_{\text{ф}} / \cos \alpha = 0,5 \cdot 1 \cdot 1,4 / \cos 18^\circ = 0,74 \text{ кН/м},$$

де S_0 – вага снігового покриву на 1 м^2 площі горизонтальної поверхні землі;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на горизонтальній поверхні землі до снігового навантаження на покриття з врахуванням його нерівномірного розподілення в залежності від профілю покриття;

$\gamma_{\text{ф}}$ – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Зосереджена сила у вузлі від снігового навантаження визначається:

$$F_s = q_n \cdot A,$$

де A – вантажна площа одного вузла.

Використовуємо програмний комплекс ЛПРА для визначення зусиль в стержнях. Для цього складаємо розрахункові схеми для кожного з навантажень. Створюємо систему координат і визначаємо координати кожного з вузлів.

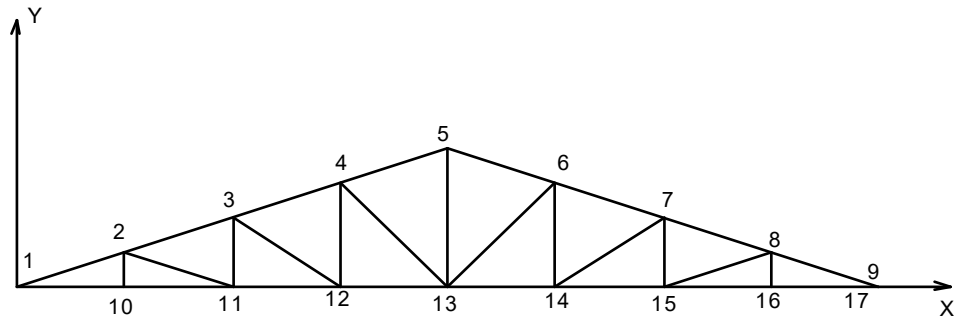


Рис. 2.2. Номери вузлів

Постійне навантаження

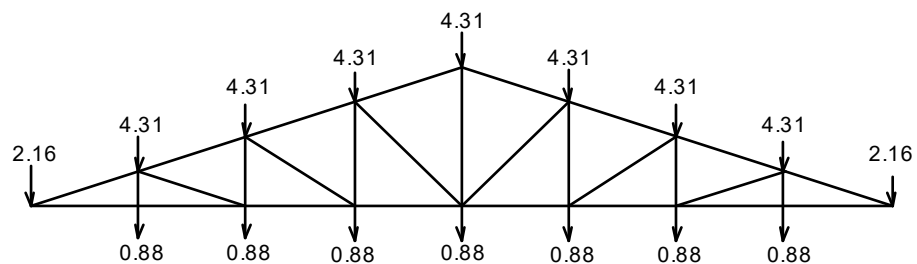


Рис. 2.3. Розрахункова схема №1

Снігове навантаження

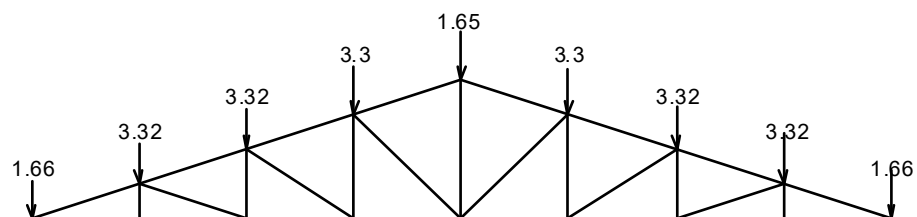


Рис. 2.4. Розрахункова схема №2

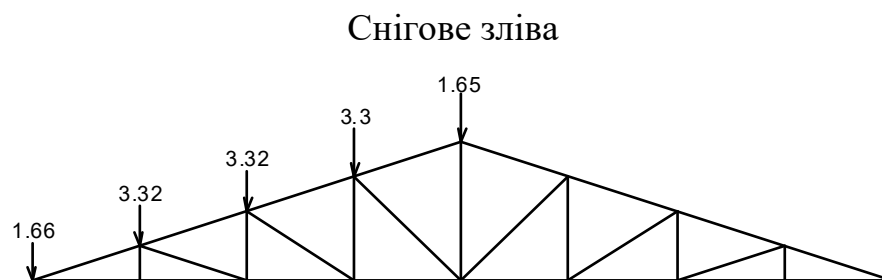


Рис. 2.5. Розрахункова схема №3

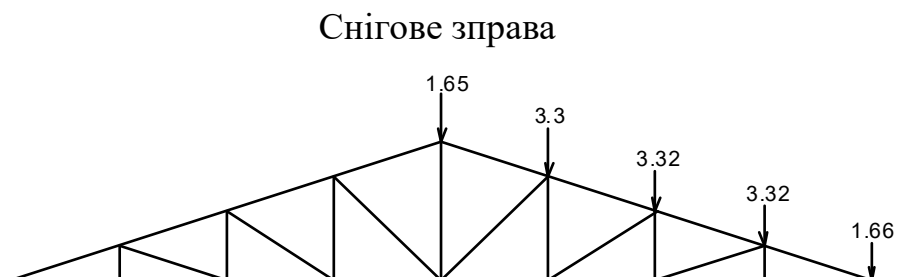


Рис. 2.6 Розрахункова схема №4

Таблиця 2.2. Координати вузлів

№ вузла	X	Y	№ вузла	X	Y
1	0	0	9	11360	0
2	1420	0	10	1420	462
3	2840	0	11	2840	924
4	4260	0	12	4260	1385
5	5680	0	13	5680	1840
6	7100	0	14	7100	1385
7	8520	0	15	8520	924
8	9940	0	16	9940	462

Підбір перерізів стержнів ферми

Підбір перерізів ферми ведемо у такому порядку [11]:

А. Підбір перерізів розтягнутих стержнів.

1. Визначаємо необхідну площу перерізу стержня з двох кутиків:

$$A = \frac{N \cdot 10}{R_y \cdot \gamma_c}; \quad 2.1$$

2. Визначаємо необхідну площу перерізу одного кутика:

$$A_n = \frac{A}{2}; \quad 2.2$$

Із сортаменту приймаємо L з площею $A > A_n$, із такими геометричними характеристики: $A, \text{см}^2; i_x, \text{см}; z_0, \text{см}$.

3. Виконуємо перевірку підібраного перерізу:

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{A} \leq R_y \gamma_c; \quad 2.3$$

4. Розтягнуті елементи ферми обмежуються гнучкістю, а тому повинні задовольняти умовам:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \leq \lambda_u = 400 \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \leq \lambda_u = 400 \quad i_y = \sqrt{i_{y0}^2 + (z_0 + 0,5 \cdot t_p)^2}. \quad 3.4$$

- Б. Підбір перерізів стиснутих стержнів.

1. Задаються типом перерізу.
2. Визначають розрахункові довжини стержнів: $l_{ef,x}, l_{ef,y}$.
3. Задаємося гнучкістю стержня $\lambda' = 80 \dots 100$.
4. За λ' та R_y визначаємо значення коефіцієнта повздовжнього згину φ' .
5. Обчислюємо необхідні радіуси інерції:

$$i'_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda'}; \quad i'_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda'}; \quad 2.5$$

6. З умови стійкості центрально стиснутого елемента обчислюємо необхідну площу поперечного перерізу стержня з двох кутиків:

$$A_n = \frac{N \cdot 10}{\varphi' \cdot R_y \cdot \gamma_c}; \quad 2.6$$

7. Визначаємо площу одного кутика:

$$A_n = \frac{A}{2}; \quad 2.7$$

8. Із сортаменту виписуємо необхідну площу, $A > A_n$, а також такі геометричні характеристики: $A, \text{см}^2; i_x, \text{см}; z_0, \text{см}$.

9. Обчислюємо фактичну площу перерізу стержня та радіуси інерції:

$$A=2A_n; i_x;$$

$$i_y = \sqrt{i_{y0}^2 + (z_0 + 0,5 \cdot t_p)^2}; \quad 2.8$$

10. Визначаємо фактичну гнучкість стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} \leq \lambda_u; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \leq \lambda_u; \quad 2.9$$

11. За λ_{max} та R_y визначаємо значення коефіцієнта повздовжнього згину φ .

12. Виконуємо перевірку підбраного перерізу:

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c; \quad 2.10$$

Оскільки, верхній і нижній пояс ферми проектується постійними перерізами по всій довжині, то перевіряємо лише стержні, в яких виникають максимальні зусилля. Переріз проектуємо тавровий, складений двома кутиками, які з'єднуються фасонкою.

а) верхній пояс :

Приймаємо переріз з двох рівнополицевих кутиків.

Задаємося розрахунковими довжинами стержня в площині:

$$l_{ef,x} = 149.4 \text{ см}; \quad l_{ef,y} = 149.4 \text{ см}.$$

Попередньо задаємось гнучкістю стержня $\lambda=70 < \lambda_u=120$.

При $\lambda=70$ і $R_y=230$ МПа – $\varphi_0=0,767$ (абл..72 [18]).

Обчислюємо необхідні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} = \frac{149.4}{70} = 2.13 \text{ см};$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda} = \frac{149.4}{70} = 2.13 \text{ см}.$$

$$A_n = \frac{N \cdot 10}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{96.649 \cdot 10}{0.767 \cdot 230 \cdot 0.95} = 6.54 \text{ см}^2;$$

$$A_n = \frac{A}{2} = \frac{6,54}{2} = 3,27 \text{ см}^2;$$

Вибираємо з сортаменту кутик 50x5 з такими геометричними характеристиками: $A = 4,8 \text{ см}^2$; $i_x = 1,54 \text{ см}$; $z_0 = 1,42 \text{ см}$.

Обчислюємо фактичну площу перерізу стержня та радіуси інерції:

$$A=2A_n = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2; i_x = 1,54 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{i_{y0}^2 + (z_0 + 0,5 \cdot t_p)^2} = \sqrt{0,98^2 + (1,42 + 0,5 \cdot 5)^2} = 4,04 \text{ см};$$

Визначаємо фактичну гнучкість стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{149}{1,54} = 96,75 \leq \lambda_u = 120; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{149}{4,04} = 36,88 \leq \lambda_u.$$

Приймаємо кутики із сталі С235, для якої $R_y = 230 \text{ МПа}$

За $\lambda_{\max}$ та R_y визначаємо значення коефіцієнта повздовжнього згину $\varphi = 0,534$.

Виконуємо перевірку стійкості підбраного перерізу [11]:

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{\varphi A} = \frac{96,649 \cdot 10}{0,534 \cdot 9,6} = 188,53 \leq R_y \gamma_c = 230 \cdot 0,95 = 218,5 \text{ МПа};$$

Рівень розрахункових напружень:

$$\alpha = \frac{N \cdot 10}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{96,649 \cdot 10}{0,534 \cdot 9,6 \cdot 230 \cdot 0,95} = 0,86 > 0,5.$$

Умови виконуються, остаточно приймаємо переріз з двох кутиків 50х5.

б) нижній пояс :

Аналогічні розрахунки проводимо для визначення перерізу нижнього поясу:

$$A = 4,8 \text{ см}^2; i_x = 1,54 \text{ см}; z_0 = 11,2 \text{ см}, \lambda_x = 97,93 < 120; \quad \varphi = 0,523.$$

$$A=2A_n = 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{A} = \frac{91,945 \cdot 10}{9,6} = 95,77 \leq R_y \gamma_c = 230 \cdot 0,95 = 218,5 \text{ МПа}.$$

Визначаємо точність підбору:

$$\delta = \frac{(R_y \gamma_c - \sigma) \cdot 100\%}{R_y \gamma_c} = \frac{(218,5 - 95,77) \cdot 100\%}{218,5} = 20,4\%.$$

Розтягнуті елементи ферми обмежуються гнучкістю, а тому повинні задовільняти умові [11]:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{142}{1,54} = 92,2 \leq \lambda_u = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{142}{4.04} = 35.15 \leq \lambda_u = 400,$$

$$\text{де } i_y = \sqrt{i_{y0}^2 + (z_0 + 0,5 \cdot t_p)^2} = \sqrt{0.98^2 + (1.42 + 0,5 \cdot 5)^2} = 4.04.$$

Підібраний переріз 2L 50x5 зодовільняє умові міцності і жорсткості.

Подальший розрахунок розтягнутих стержнів зведені

Стержні решітки ферми проектуємо з одного рівнополицевого кутика, розрахунки проводимо в табличній формі (додаток П).

Розрахунок кріплень стержнів решітки до фасонки

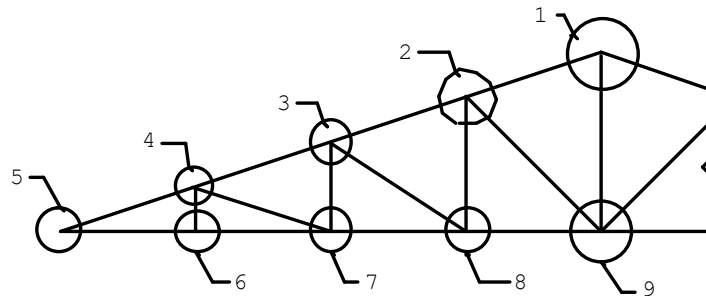
Вузол 1

Визначаємо довжину зварних швів, які прикріплюють поясний кутик до фасонки [11]:

а) біля обушка

$$l_{wc} = \frac{0,65 \cdot N_{19} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{fc} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,65 \cdot 55.23 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 5.69 \text{ см.} \quad 2.11$$

Приймаємо $l_{wc}=6 \text{ см.}$



3.7 До розрахунку прикріплення стержнів до фасонки

б) біля пера

$$l_{wt} = \frac{0,35 \cdot N_{19} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{ft} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,35 \cdot 55.23 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 3.06 \text{ см.} \quad 2.12$$

Приймаємо $l_{wt}=l_{\min}=4 \text{ см.}$

Визначаємо довжину зварних швів, які прикріплюють стояк до фасонки

:

а) біля обушка

$$l_{wc} = \frac{0,65 \cdot N_{12} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{fc} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,65 \cdot 26.41 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 2.72 \text{ см.} \quad 2.13$$

Приймаємо $l_{wc} = l_{min} = 4$ см.

б) біля пера

$$l_{wt} = \frac{0,35 \cdot N_{12} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{ft} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,35 \cdot 26,41 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 1,46 \text{ см.} \quad 2.14$$

Приймаємо $l_{wt} = l_{min} = 4$ см.

Конструємо вузол.

Вузол 9

Визначаємо довжину зварних швів, які прикріплюють стояк до фасонки

:

а) біля обушка

$$l_{wc} = \frac{0,65 \cdot N_{12} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{fc} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,65 \cdot 26,41 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 2,72 \text{ см.} \quad 2.15$$

Приймаємо $l_{wc} = l_{min} = 5$ см.

Б) біля пера

$$l_{wt} = \frac{0,35 \cdot N_{12} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{ft} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,35 \cdot 26,41 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 1,46 \text{ см.} \quad 2.16$$

Приймаємо $l_{wt} = l_{min} = 5$ см.

Визначаємо довжину зварних швів, які прикріплюють розкоси до фасонки:

а) біля обушка

$$l_{wc} = \frac{0,65 \cdot N_{26} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{fc} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,65 \cdot 18,32 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 1,9 \text{ см.} \quad 2.17$$

Приймаємо $l_{wc} = l_{min} = 5$ см.

б) біля пера

$$l_{wt} = \frac{0,35 \cdot N_{26} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_{ft} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0,35 \cdot 18,32 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 1,02 \text{ см.} \quad 2.18$$

Приймаємо $l_{wt} = l_{min} = 5$ см.

Конструємо вузол.

Аналогічно знаходимо довжини зварних швів, які прикріплюють стержні ферми до фасонки і зводимо у табл. додаток Р.

Розрахунок кріплення поясних елементів до фасонки

Зварні шви, які прикріплюють фасонку до поясу розраховуються на дію рівнодіючої [11]

$$N = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2}, \quad 2.19$$

де N_1 – зусилля панелі поясу зліва від вузла,

N_2 – зусилля справа від вузла.

F – вузлове навантаження від постійного та снігового навантаження

$$F_q = q \cdot l_m \cdot B = 2.16 \cdot 1.49 \cdot 3 = 9.65 \text{ кН};$$

$$F_s = p \cdot l_m \cdot B = 1.66 \cdot 1.49 \cdot 3 = 7.42 \text{ кН};$$

$$F = F_q + F_s = 9.65 + 7.42 = 17.07 \text{ кН}.$$

Виконуємо розрахунок прикріплення фасонки до поясу у вузлі 5:

$$N_1 = 0 \text{ кН};$$

$$N_2 = 96,649 \text{ кН}.$$

Переріз поясу тавр, який складений з двох рівнополицевих кутиків.

Товщина фасонки 6 мм.

Рівнодіюча сил:

$$N = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2} = \sqrt{(96.649 - 0)^2 + 17.07^2} = 98.14 \text{ кН}. \quad 2.20$$

Необхідна площа шва:

$$A_{fw} = \frac{N}{R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{98.14}{180 \cdot 1 \cdot 1} = 5,45 \text{ см}^2. \quad 2.21$$

Визначаємо розрахункову довжину шва:

$$l_w = l_p - 1 \text{ см} = 50 - 1 = 49 \text{ см}.$$

Де l_p – довжина контакту фасонки з поясом (розмір з креслення).

Визначаємо катет шва:

$$k_f = \frac{A_{wf}}{\beta_f \cdot l_w} = \frac{5.45}{0.7 \cdot 490} = 0.12 \text{ мм}. \quad 3.22$$

Приймаємо мінімальний катет шва 5 мм.

Аналогічно розраховуємо шви прикріплення фасонки до поясів в інших вузлах ферми і зводимо розрахунок в таблицю 2.5.

Таблиця 2.5. Розрахунок кутових швів кріплення поясних елементів до вузлових фасонів ферми

Елементи ферми	Номери вузлів	Силові фактори, кН				Геометричні характеристики		
		N_1	N_2	F	N	$A_{fw}, \text{см}^2$	$L_w, \text{мм}$	$K_f, \text{мм}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Верхній пояс	1	55,228	55,228	34,01	34,01	0,13	60	5
	2	55,228	69,04	34,01	53,12	0,29	190	5
	3	69,04	82,842	34,01	36,7	0,2	180	5
	4	82,842	96,649	34,01	36,7	0,2	220	5
	5	0	96,649	17,07	98,14	5,45	490	5
Нижній пояс	6	91,945	91,945	3,75	3,75	0,02	140	5
	7	78,81	91,945	3,75	13,66	0,08	490	5
	8	65,675	78,81	3,75	13,66	0,08	340	5
	9	65,675	65,675	3,75	3,75	0,02	370	5

2.2. Розрахунок рами

Визначення навантажень на раму, складання розрахункової схеми

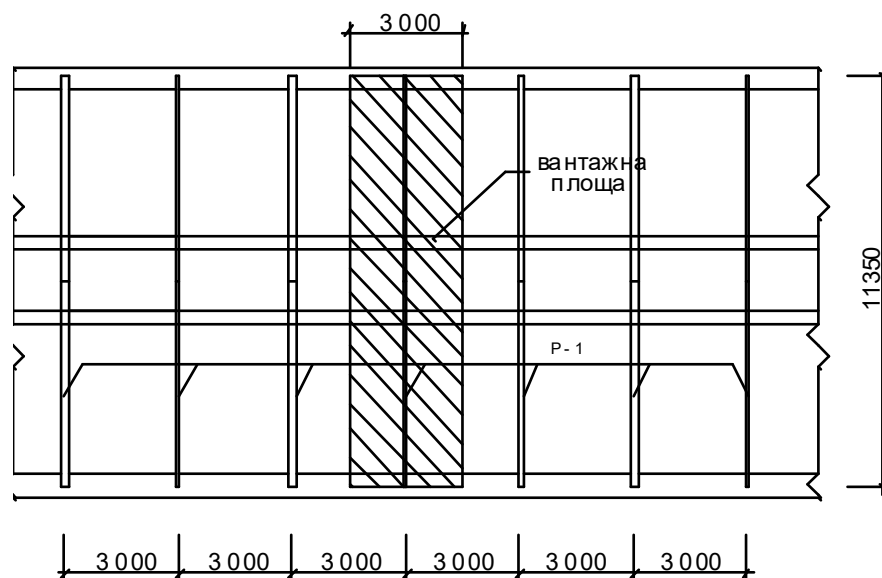


Рис. 2.8. До визначення вантажної площі

При складанні розрахункової схеми рами, враховуючи її схему спирання, приймаємо 1 раз статично-невизначену системою [11]. Навантаження на раму зводимо до вузлового по верхньому поясі [1].

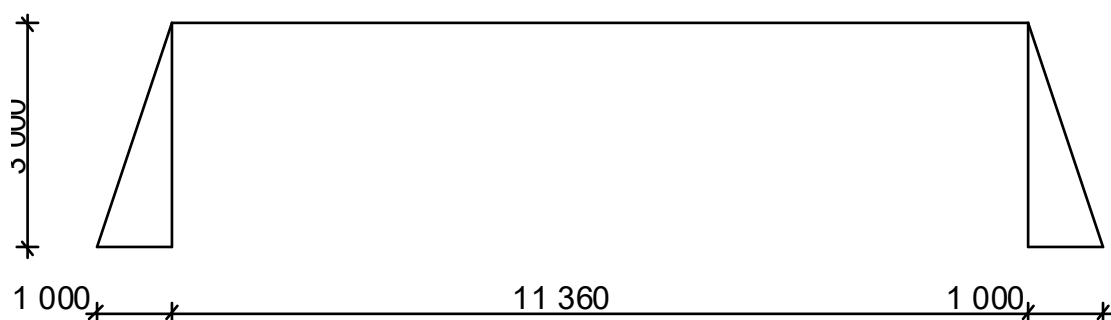


Рис. 2.9. Розрахункова схема рами

Всі навантаження підраховуємо з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$

Навантаження від 1 м^2 покриття підраховуємо за табл. 3.4.

Таблиця 2.4. Навантаження від 1 м^2 покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове Навантаження, кПа
Постійні навантаження			
Металочерепиця	0,039	1,05	0,041
Конденсатна плівка	0,001	1,3	0,002
Лати і крокви $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ $a_1 \times b_1 = 0,05 \times 0,03 \text{ м}$ $a_2 \times b_2 = 0,1 \times 0,05 \text{ м}$	0,12	1,1	0,132
Прогон 2 шт L 63x40x5 $m = 3,91 \text{ кг/м}$	0,078	1,05	0,082
Утеплювач $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$ $t = 110 \text{ мм}$	0,055	1,2	0,066

Руберойд 1 шар	0,04	1,3	0,052
Профнастил 3 шт L 70x45x5 m = 5,59 кг/м	0,168	1,05	0,176
Гіпсокартон $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$ t = 16 мм	0,128	1,2	0,154
Власна вага рами	0,2	1,05	0,21
ВСЬОГО	0,829		0,915

Постійне навантаження [1]

$$q_n = \gamma_n \cdot g_{кр} \cdot b_f / \cos 18^\circ = 0,95 \cdot 0,915 \cdot 3,0 / \cos 18^\circ = 2,74 \text{ кН/м},$$

$$q_{n1} = \gamma_n \cdot g_{кр} \cdot b_f / \cos 72^\circ = 0,95 \cdot 0,915 \cdot 3,0 / \cos 72^\circ = 8,45 \text{ кН/м},$$

де γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням;

$g_{кр}$ – розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 ;

b_f – ширина вантажної площі;

Снігове навантаження

$$S_n = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b_f / \cos \alpha = 0,5 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 3,0 / \cos 18^\circ = 1,9 \text{ кН/м},$$

$$S_{n1} = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b_f / \cos \alpha = 0,5 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 3,0 / \cos 72^\circ = 6,46 \text{ кН/м},$$

де S_0 – вага снігового покриву на 1 м^2 площі горизонтальної поверхні землі;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на горизонтальній поверхні землі до снігового навантаження на покриття з врахуванням його нерівномірного розподілення в залежності від профілю покриття;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Оскільки $g_n / S_0 = 0,829 / 0,5 = 1,658 > 0,8$, то $\gamma_f = 1,4$.

Вітрове навантаження

Для навітряної сторони [1]:

$$W_m = \omega_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b_f$$

$$W_m = \omega_0 \cdot k \cdot c,$$

де ω_0 – нормативне значення вітрового тиску, визначається за ДБН;

k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті, залежить від типу місцевості:

$$k_{10,8} = 0,66; \quad k_{13,8} = 0,71.$$

c – аеродинамічний коефіцієнт, враховує умови обтікання вітром, залежить від конфігурації поверхні;

$$W_{10,8} = 0,38 \cdot 0,66 \cdot 0,8 = 0,2,$$

$$W_{13,8} = 0,38 \cdot 0,71 \cdot 0,8 = 0,22.$$

Розрахункове значення лінійного навантаження на раму в певній точці по висоті:

$$q_w = W_m \cdot \gamma_f \cdot B, \text{ кН/м};$$

$$q_{10,8} = 0,2 \cdot 1,4 \cdot 3,0 = 0,84 \text{ кН/м};$$

$$q_{13,8} = 0,22 \cdot 1,4 \cdot 3,0 = 0,92 \text{ кН/м};$$

Для спрощення розрахунку нерівномірне по висоті колони навантаження замінюємо еквівалентним рівномірно розподіленим.

Момент від фактичного напору вітру:

$$M_\phi = q_1 \cdot H \cdot H/2 + (q_2 - q_1) \cdot H \cdot 0,5 \cdot 2/3 H = 0,84 \cdot 3,0 \cdot 3,0/2 + (0,92 - 0,84) \cdot 3,0 \cdot 0,5 \cdot 2/3 \cdot 3,0 = 4,02 \text{ кНм}.$$

Момент від еквівалентного навантаження:

$$M_w = q_w \cdot H \cdot H/2;$$

$$M_\phi = M_w;$$

$$4,02 = q_w \cdot 3,0 \cdot 3,0/2;$$

$$q_w = 4,02/4,5 = 0,89 \text{ кН/м}.$$

Для завітреної сторони :

$$W_m = \omega_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b_f$$

$$W_m = \omega_0 \cdot k \cdot c,$$

де ω_0 – нормативне значення вітрового тиску, визначається за ДБН;

k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті, залежить від типу місцевості:

$$k_{10,8} = 0,66; \quad k_{13,8} = 0,71.$$

c – аеродинамічний коефіцієнт, враховує умови обтікання вітром, залежить від конфігурації поверхні;

$$W_{10,8} = 0,38 \cdot 0,66 \cdot 0,6 = 0,15,$$

$$W_{13,8} = 0,38 \cdot 0,71 \cdot 0,6 = 0,16.$$

Розрахункове значення лінійного навантаження на раму в певній точці по висоті:

$$q_w = W_m \cdot \gamma_f \cdot B, \text{ кН/м};$$

$$q_{10,8} = 0,15 \cdot 1,4 \cdot 3,0 = 0,63 \text{ кН/м};$$

$$q_{13,8} = 0,16 \cdot 1,4 \cdot 3,0 = 0,67 \text{ кН/м};$$

Для спрощення розрахунку нерівномірне по висоті колони навантаження заміняємо еквівалентним рівномірно розподіленим.

Момент від фактичного напору вітру [1]:

$$M_\phi = q_1 \cdot H \cdot H/2 + (q_2 - q_1) \cdot H \cdot 0,5 \cdot 2/3 H = 0,63 \cdot 3,0 \cdot 3,0/2 + (0,67 - 0,63) \cdot 3,0 \cdot 0,5 \cdot 2/3 \cdot 3,0 = 2,96 \text{ кНм}.$$

Момент від еквівалентного навантаження:

$$M_w = q_w \cdot H \cdot H/2;$$

$$M_\phi = M_w;$$

$$2,96 = q_w \cdot 3,0 \cdot 3,0/2;$$

$$q_w = 2,96/4,5 = 0,66 \text{ кН/м}.$$

Підготовка даних для розрахунку на ЕОМ

Використовуємо програмний комплекс ЛІРА САПР для визначення зусиль. Для цього складаємо розрахункові схеми для кожного з навантажень [19].

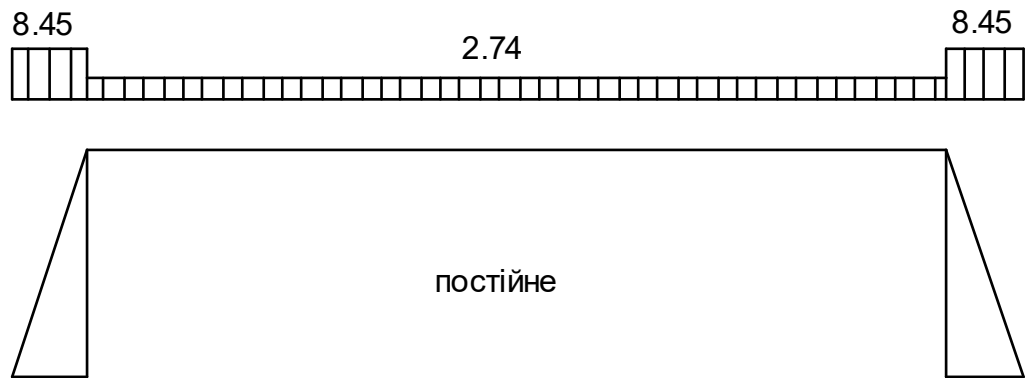


Рис. 2.10. Розрахункова схема №1

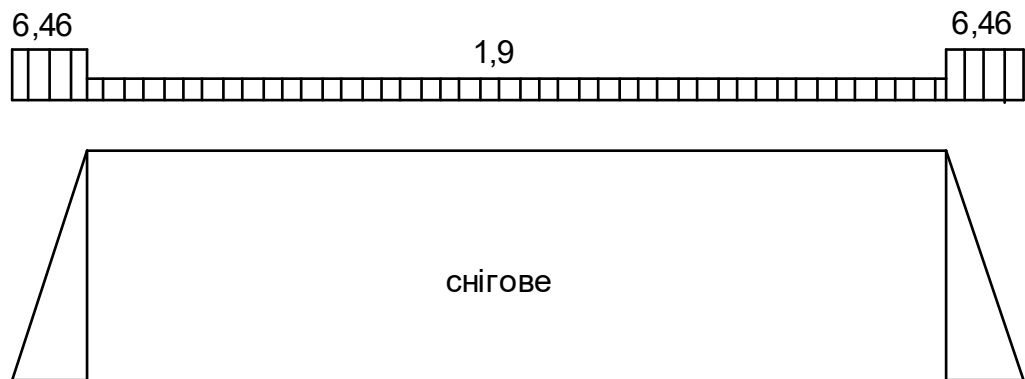


Рис. 2.11. Розрахункова схема №2

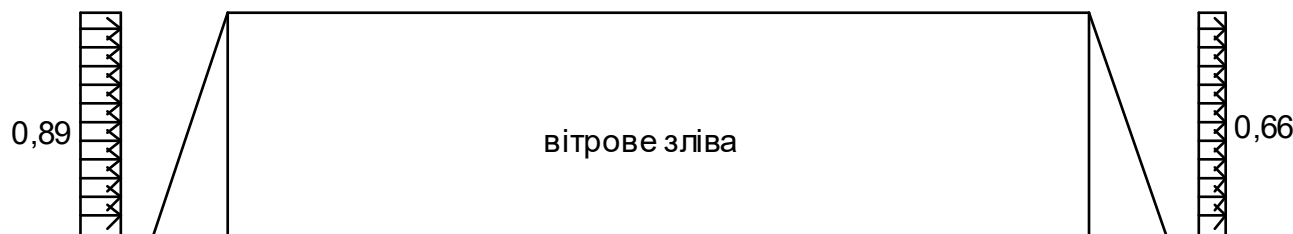


Рис. 2.12. Розрахункова схема №3

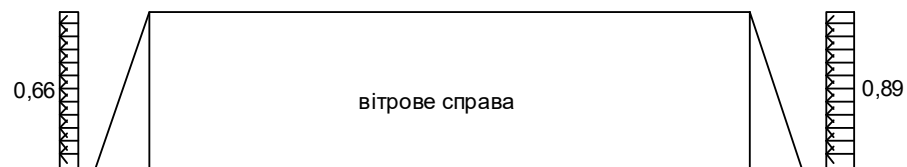


Рис. 2.13. Розрахункова схема №4

2.3. Розрахунок колони

Вихідні дані до розрахунку

Розрахункова комбінація зусиль [11]:

$$N=39,35 \text{ кН};$$

$$M_x = 4,04 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 1,35 \text{ кН}.$$

Потрібно розрахувати позацентрово стиснуту колону суцільного перерізу. Матеріал колони сталь марки С 235. Колона має шарнірне з'єднання з ригелем і жорстко защемлений нижній кінець. Довжина колони $l = 3,0 \text{ м}$.

Розрахункова довжина в площині рами:

$$l_x = \mu \cdot l = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1 \text{ м}.$$

Для сталі марки С 235 $R_y = 230 \text{ МПа}$.

Підбір перерізу колони

Переріз колони приймаємо у вигляді двотавра висотою $h = 200 \text{ мм}$.

Необхідну площу перерізу знаходимо за формулою:

$$A_0 = \frac{N}{R_y} \cdot \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{h} \right) = \frac{39,35 \cdot 10}{230} \cdot \left(1,25 + 2,8 \frac{10,3}{20} \right) = 4,6 \text{ см}^2, \quad 3.23$$

$$\text{де } e = \frac{M}{N} = \frac{4,04}{39,35} = 0,103 \text{ м} = 10,3 \text{ см}.$$

Враховуючи необхідну площу перерізу підбираємо двотавр 20Ш1 з наступними характеристиками:

$$A = 38,95 \text{ см}^2; I_x = 2660 \text{ см}^4; W_x = 275 \text{ см}^3; i_x = 8,26 \text{ см};$$

$$S_x = 153 \text{ см}^3; I_y = 507 \text{ см}^4; W_y = 67,6 \text{ см}^3; i_y = 3,61 \text{ см}.$$

Визначаємо гнучкості в площині і з площини рами:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{210}{8,26} = 25,4; \quad \lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{300}{3,61} = 83,1 \leq \lambda_u = 120.$$

Розрахункова умовна гнучкість:

$$\lambda_{ef} = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E} = 25,4 \cdot \sqrt{230 / 206000} = 0,82, 0 \leq \bar{\lambda} < 5;$$

$$\text{де } E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}; R_y = 230 \text{ МПа}.$$

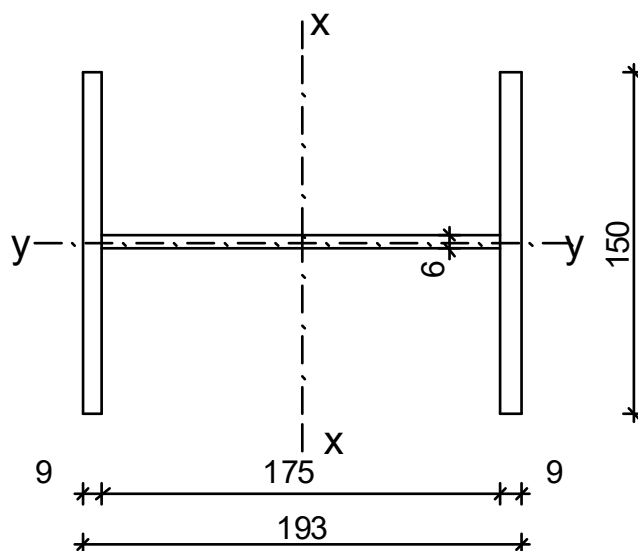


Рис. 3.14. Поперечний переріз колони

Відносний ексцентриситет:

$$m = e \cdot \frac{A}{W_x} = 10.3 \cdot \frac{38.95}{275} = 1.45, 0.1 \leq m < 5; \quad 3.24$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1.68 \cdot 1.45 = 2.4;$$

$$\text{де } \eta = (1.9 - 0.1 \cdot m) - 0.02(6 - m) \cdot \bar{\lambda} = (1.9 - 0.1 \cdot 1.45) - 0.02(6 - 1.45) \cdot 0.82 = 1.68;$$

η – коефіцієнт впливу форми перерізу.

$$\text{При } \frac{A_f}{A_u} = \frac{15 \cdot 0.9}{0.6 \cdot 19.3} = 1.2.$$

За таблицею 74 [18] при $m_{ef}=2.4$; $\lambda_{ef}=0.82$ по інтерполяції визначаємо $\varphi_e=0.443$

Перевірка стійкості прийнятого перерізу в площині дії моменту:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{39.35 \cdot 10}{0.443 \cdot 38.95} = 22.8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}. \quad 3.25$$

Перевірка стійкості колони з площини дії моменту:

Знаходимо коефіцієнт c :

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1.22}{1 + 0.602 \cdot 0.96} = 0.77, \quad 3.26$$

$$\text{де } \alpha = (0.65 + 0.05 \cdot m_x) = (0.65 + 0.05 \cdot 0.96) = 0.602;$$

$$\lambda_y = 83.1 < \lambda_c = 3.14 \sqrt{E / R_y} = 3.14 \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 94, \quad 3.27$$

$$m_x = \frac{M'_x \cdot A}{N \cdot W} = \frac{2/3 \cdot 404 \cdot 38.95}{39.35 \cdot 275} = 0.96; \quad 3.28$$

$$\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y} = \sqrt{0.845 / 0.567} = 1.22; \quad 3.29$$

де φ_c, φ_y – коефіцієнти повздовжнього згину при центральному стиску в залежності від $\lambda_c=94$ та $\lambda_y=83,1$ з таблиці 72 [18].

$$\varphi_c=0,645, \varphi_y=0,567.$$

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{39.35 \cdot 10}{0.77 \cdot 0.567 \cdot 38.95} = 23.14 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Перевірка місцевої стійкості.

Місцева стійкість полиць колони забезпечена, так як відношення звісу полиць до її товщини:

$$\frac{b_f}{t} = \frac{15}{0.9} = 16.6 < (0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y} = (0.36 + 0.1 \cdot 0.82) \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 18.2,$$

умова виконується.

Для перевірки місцевої стійкості стінки знаходимо:

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \text{ і } \tau.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_x} \cdot y_0 = \frac{39.35}{38.95} + \frac{404}{2660} \cdot \left(\frac{19.3}{2} \right) = 11,56 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа};$$

$$\sigma' = \frac{N}{A} - \frac{M}{I_x} \cdot y_0 = \frac{39.35}{38.95} - \frac{404}{2660} \cdot \left(\frac{19.3}{2} \right) = 8,63 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

$$\alpha' = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} = \frac{11,56 - 8,63}{11,565} = 0,3, \quad \alpha < 1 \quad \text{тому} \quad \text{місцева} \quad \text{стійкість} \quad \text{стінки}$$

забезпечена.

$$\tau = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{1.35 \cdot 10}{19.3 \cdot 0.9} = 0.77 \text{ МПа}.$$

Розрахунок оголовка колони

Тиск зі сторони крокв'яної ферми $N=39,35$ кН передається на плиту оголовка, товщину якої конструктивно призначаємо $\delta=20$ мм. З плити оголовка колони тиск ферми передається на вертикальні ребра оголовка через їх фрезеровані торці.

Необхідну площу вертикальних ребер оголовка колони з умови їх з'явлення знаходимо за формулою:

$$A_{зм} = \frac{N}{R_{зм}} = \frac{39,35 \cdot 10}{327} = 1,2 \text{ см}^2. \quad 3.30$$

Конструктивно приймаємо переріз ребра $2 \times 16 \times 1,2 = 38,4 \text{ см}^2$.

Конструктивно призначаємо катет швів, які з'єднують опорні ребра зі стінкою колони 8 мм, з цієї умови знаходимо довжину ребер:

$$l_p = \frac{N}{4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{39,35 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1} = 0,82 + 1 = 2,0 \text{ см} \quad 3.31$$

Перевіряємо ребро і стінку колони на зріз за формулою [11]:

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_p \cdot \delta_p} = \frac{39,35 \cdot 10}{2 \cdot 4,8 \cdot 1,2} = 34,15 \text{ МПа} < R_s = 133 \text{ МПа}. \quad 3.32$$

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_p \cdot \delta_{cm}} = \frac{39,35 \cdot 10}{2 \cdot 4,8 \cdot 0,95} = 43,15 \text{ МПа} < R_s = 133 \text{ МПа}. \quad 3.33$$

Переріз поперечного ребра і інших швів приймаємо конструктивно. Товщину швів, що приєднують полки колони до стінки перевіряють за формулою:

$$k_f \geq \frac{Q \cdot S_u}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot I_x} = \frac{1,35 \cdot 326,7 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 215 \cdot 2660} = 0,02 \text{ см}, \quad 3.34$$

де $S_u = 15 \cdot 0,9 \cdot 24,2 = 326,7 \text{ см}^3$ – статичний момент поясу.

Розрахунок бази колони

Розрахункове поздовжнє зусилля $N = 39,35 \text{ кН}$. Необхідна площа опорної плити визначається за формулою [11]:

$$A_{пл} = \frac{N}{R_b} = \frac{39,35 \cdot 10}{7,5} = 52,47 \text{ см}^2,$$

де $R_b = 7,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону марки В12,5 при зминанні.

Призначаємо розміри плити $300 \times 280 \text{ мм}$.

Фактичне напруження під опорною плитою:

$$\sigma_{b, \max} = \frac{N}{A_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2} = \frac{39,35}{30 \cdot 28} + \frac{6 \cdot 4,04}{28 \cdot 30^2} = 0,53 \text{ кН / см}^2 < R_b = 0,75 \text{ кН / см}^2. \quad 3.35$$

Обчислюємо згинальні моменти на різних ділянках для визначення товщини плити:

Ділянка 1, оперта на 4 контури, відношення сторін $b/a=175/72=2,43$, $\alpha=0,125$

$$M_1 = \alpha \cdot q \cdot a^2 = 0.125 \cdot 0.53 \cdot 7.2^2 = 3.43 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

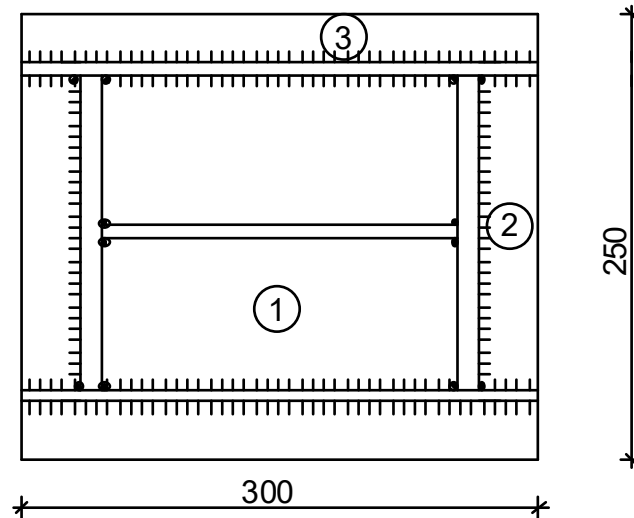


Рис. 3.15. Поперечний переріз бази

Ділянка 2, консольна, $b/a > 2$

$$M_2 = q \cdot l^2 / 2 = 0.53 \cdot 8^2 / 2 = 16.96 \text{ кН} \cdot \text{см}. \quad 3.36$$

Ділянку 3 не перевіряємо, так як вона має малу консольну вагу.

Обчислюємо товщину плити по максимальному згинальному моменту:

$$t_{пл} \geq \sqrt{6 \cdot M_{\max} / R} = \sqrt{6 \cdot 16.96 / 23} = 2.1 \text{ см}. \quad 3.37$$

Приймаємо товщину плити 25 мм.

Призначаємо переріз траверс висотою 300 мм із листа товщиною 12 мм.

Рівномірно розподілене навантаження на траверсу:

$$q = \sigma_b \cdot \frac{B}{2} = 0.053 \cdot \frac{25}{2} = 0.66 \text{ кН} / \text{см}. \quad 3.38$$

Момент в середині прольоту:

$$M_T = \frac{q \cdot h^2}{8} - \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0.66 \cdot 30^2}{8} - \frac{0.66 \cdot 8^2}{2} = 53.13 \text{ кН} \cdot \text{см}. \quad 3.39$$

Поперечна сила $Q_T = 0.66 \cdot 30 / 2 = 9,9$ кН.

$A_T = 30 \cdot 1,2 = 36 \text{ см}^2$; $W_T = 1,2 \cdot 30^2 / 6 = 180 \text{ см}^3$.

Міцність траверси:

$$\sigma = \frac{M_T}{W_T} = \frac{53.13 \cdot 10}{180} = 2.95 \text{ МПа}; \quad \tau = \frac{Q_T}{A_T} = \frac{9.9 \cdot 10}{36} = 2.75 \text{ МПа}. \quad 3.40$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{2.95^2 + 3 \cdot 2.75^2} = 5.6 \text{ МПа} < 1.15 R_y \cdot \gamma_c = 264 \text{ МПа}. \quad 3.41$$

Зварні шви, що прикріплюють траверсу до полук колони розраховуються на суваючі зусилля:

$$Q_T' = \frac{0.66 \cdot 30}{2} = 9.9 \text{ кН}. \quad 3.42$$

Необхідний катет швів:

$$k_f = \frac{Q_T'}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{9.9 \cdot 10}{0.7 \cdot 45 \cdot 215 \cdot 1.1} = 0.1 \text{ см}. \quad 3.43$$

Тиск колони на опорну плиту передається через фрезерований торець колони.

Розрахунок болтів кріплення

Необхідну площу перерізу анкерних болтів знаходимо за формулою [11]:

$$A_o = \frac{M - N \cdot y_1}{h_n} = \frac{4.04 - 39.35 \cdot 0.12}{0.24} = 3.8 \text{ см}^2. \quad 3.44$$

де $y_1 = h_n / 2 = 24 / 2 = 12 \text{ см}$.

$$d = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{3.8 \cdot 4}{3.14}} = 4.3 \text{ см}. \quad 3.45$$

Приймаємо 4 гвинти $\varnothing 56 \text{ мм}$.

Довжина заробки гвинтів в бетон 2 см. Анкерну плиту приймаємо розміром 150x150x20 мм.

2.4. Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття

Вихідні дані

Конфігурація монолітної плити перекриття – складна, під кутом 90° , складається з двох частин, що поєднуються між собою через сектор. В обох блоках готелю функціональне планування і поверховість однакові. Таким чином, для розрахунку та конструювання монолітної плити перекриття береться один з блоків, з розмірами приміщення в плані $12,35 \times 25,5 \text{ м}$. Стіни

цегляні. Корисне тимчасове нормативне навантаження на перекриття 3,0 кПа, короткочасне – 1,5 кПа, коефіцієнт надійності по навантаженню 1,2.

По ступеню відповідальності споруда відноситься до класу 1, коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 1$.

Бетон класу по міцності на стиск С 20/25 ($R_b = 17.0$ МПа, $R_{bt} = 1.20$ МПа, $E_b = 32500$ МПа) арматура поздовжня класу А400С ($R_s = 365$ МПа), поперечна з сталі класу А240С ($R_{sw} = 175$ МПа, $E_s = 210000$ МПа).

Розрахунок і конструювання плити

Попередньо приймаємо товщину плити $h_s = 1/50 \cdot 450 = 12$ см і розміри перерізу балок: висоту приймаємо $h = 1/12 \cdot 450 = 40$ см і ширину $b = 0.4 \cdot 40 = 16$ см, але з конструктивних міркувань приймаємо ширину балок 20 см.

Тоді розрахунковий проліт: для середніх плит $l_1 = 247 - 20 = 227$ см, для крайніх плит $l_1 = 446 - 0.5 \cdot 20 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 422$ см, $l_2 = 455 - 0.5 \cdot 20 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 431$ см.

Визначення навантаження на 1 м^2 зводимо в табл. 3.5.

При відношенні $l_2/l_1 = 431/422 = 1.02$. Задаємо відношення моментів

$$M_2/M_1 = 0.8; \quad M_I/M_1 = M_{II}/M_1 = M'_{II}/M_1 = 1.5;$$

Згинальний момент визначається

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + \left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M'_{II} \right)l_I; \quad 3.46$$

для середніх плит

$$\frac{12430 \cdot 4.22^2}{12} (3 \cdot 4.31 - 4.22) = (2M_1 + 3M_I)4.31 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_I)4.22, \quad 3.47$$

звідси $M_1 = 5590 \text{ Н} \cdot \text{м} = 5.59 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Виходячи з прийнятих відношень

$$M_2 = 4.47 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 8.39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Таблиця 3.5. Визначення навантаження на плиту.

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження, Па
Постійне від ваги:			
паркетна підлога	120	1,2	144
$\delta = 2 \text{ см} (0.02 \cdot 6000)$			
цементна стяжка	400	1,3	520
$\delta = 2 \text{ см} (0.02 \cdot 20000)$			
плита $\delta = 8 \text{ см} (0.08 \cdot 25000)$	2000	1,3	2600
Всього:			
Тимчасове:			
довготривале	3000	1,1	3300
короткочасне	4500		5230
Всього:			
Повне:			
постійне і довготривале	2000	1,2	2400
короткочасне	4000	1,2	4800
Всього:	6000		7200
	6500	-	7630
	4000	-	4800
	10500		12430

В крайніх плитах при отриманому розрахунку середньої плити

$$M_{II} = 8.32 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M'_{II} = 0;$$

$$\frac{12.430 \cdot 4.3^2}{12} (3 \cdot 5.76 - 4.3) = (2M_1 + 3M_1)5.76 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 8.39 + 0)7.26$$

$$\text{звідси } M_1 = 6.68 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_2 = 5.34 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad M_I = M'_I = 10.02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{при } M_I = 0; \quad M'_I = 8.39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 8.39)5.8 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_1)7.26$$

$$M_1 = 7.25 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_2 = 5.8 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad M_{II} = M'_{II} = 10.88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{в кутових плитах } M_1 = 0; \quad M'_{II} = 0; \quad M_{II} = 10.88 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M'_I = 10.02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 10.02)5.8 + (1.5 \cdot 0.7M_1 - 0.5M_1 + 10.88 + 0)7.26$$

$$\text{звідки } M_1 = 9.7 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad M_2 = 7.55 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Підбір перерізу арматури на 1м ширини плити: при товщині плити 12 см, захисному шару 2см, розташування стержнів в один ряд передбачаємо, що їх діаметр 12мм, робоча висота плити $h_{01} = 12 - 2 - 0.7 = 9.3\text{н}i$ і $h_{02} = 12 - 2 - 1.2 = 8.8\text{н}i$.

Тепер послідовно визначаємо $\omega = 0.85 - 0.0008 \cdot 7.65 = 0.789$;
 $\sigma_{sk} = R_s = 360\text{МПа}$, при $\gamma_{b2} = 0.9 < 1$ ж $\sigma_{sc,u} = 500\text{МПа}$.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}; \quad 3.48$$

$$\xi_R = \frac{0.789}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0.789}{1.1}\right)} = 0.65 \text{ і } A_R = 0.65(1 - 0.5 \cdot 0.65) = 0.439$$

Площа перерізу арматури [15]:

вздовж короткого прольоту кутової плити при

$$A_0 = \frac{970000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.117 < 0.439; \quad \nu = 0.937$$

$$A_{s1} = \frac{970000}{360 \cdot 0.937 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.65\text{см}^2 < A_{s\min} = 0.0005 \cdot 100 \cdot 22.3 = 0.52\text{см}^2$$

вздовж довгого прольоту цієї ж плити при

$$A_0 = \frac{755000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.101; \quad \nu = 0.947$$

складає $A_{s2} = \frac{755000}{375 \cdot 0.947 \cdot 21.8 \cdot 100} = 2.19\text{см}^2$

на опорі плити в напрямленні короткого прольоту

$$A_0 = \frac{1002000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.121; \quad \nu = 0.935$$

складає $A_{s1} = \frac{1002000}{375 \cdot 0.935 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.75\text{см}^2$;

на опорі цієї ж плити в напрямленні довгого прольоту при

$$A_0 = \frac{1088000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.142; \quad \nu = 0.923$$

складає $A_{sII} = \frac{1088000}{375 \cdot 0.923 \cdot 21.8 \cdot 100} = 3.14\text{см}^2$.

Аналогічно визначається арматура на всіх інших ділянках плити. В відповідності з отриманими площами перерізу арматури укладаємо стержні діаметром 14мм і кроком 200 для нижньої зони, а для верхньої укладаємо додаткові стержні на ділянках які потребують підкріплення діаметром 18мм, кроком 200.

Розрахунок і конструювання балок

Балки, що розглядаються для перекриття – нерозрізні і розташовуються в одному напрямку, їх переріз прийнято $b \times h = 20 \times 40 \text{ см}$.

Навантаження на балки передається з плит по площам, що обмежені бісектрисами кутів. Крім того всі балки несуть навантаження від власної ваги балки і частини перекриття, розташованого під балкою.

Розрахунок проводиться по методу граничної рівноваги [15].

Балка Б-1. Величина середнього її прольоту $l_0 = 247 - 50 = 197 \text{ см}$ і крайнього $l_0 = 600 - 0.5 \cdot 50 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 406 \text{ мм}$. Розрахункова рівномірно розподілене навантаження:

$$\text{постійне } g = (0.5 - 0.12) \cdot 0.2 \cdot 25000 \cdot 1.1 + 5230 \cdot 0.2 = 3140 \text{ Н / м} = 3.14 \text{ кН / м};$$

$$\text{тимчасове } v = 7200 \cdot 0.2 = 1440 \text{ Н / м} = 1.44 \text{ кН / м};$$

$$\text{повне } q = 3.14 + 1.44 = 4.58 \text{ кН / м}.$$

Розрахункове рівномірно розподілене по трапеції навантаження складає $g + v = 12430 \text{ Па}$.

Згинальний момент в вільно лежачій однопрольотній балці з трапецевидним навантаженням

$$M_0 = \frac{(q + v)l_1(3l_2^2 + l_1^2)}{24} = \frac{12430 \cdot 4.2(3 \cdot 4.31^2 - 4.2^2)}{24} = 82855.27 \text{ Ї} \cdot \text{м} = 82.85 \text{ кЇ} \cdot \text{м}$$

Згинальний момент нерозрізної балки в першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M_k = 0.7M_0 + \frac{ql_0^2}{11} = 0.7 \cdot 82855.27 + \frac{4580 \cdot 4.06^2}{11} = 64.86 \text{ кЇ} \cdot \text{м}$$

теж в середині прольоту

$$M_{\bar{n}} = 0.5M_0 + \frac{ql_0^2}{16} = 0.5 \cdot 82855.27 + \frac{4580 \cdot 1.97^2}{16} = 42.54 \text{êĲ} \cdot \text{ì} .$$

Поперечні сили:

на крайній опорі

$$Q_A = 0.5 \left[\frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2} + ql_0 \right] - \frac{M_k}{l_0} ; \quad 3.48$$

$$Q_A = 0.5 \left[\frac{12430 \cdot 4.2(8.62 - 4.2)}{2} + 4580 \cdot 4.06 \right] - \frac{64860}{4.06} = 51009.66H = 51.0 \text{êĲ} ;$$

на другій від краю опорі зліва

$$Q_B = 0.5 \left[\frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2} + ql_0 \right] - \frac{M_k}{l_0}$$

$$Q_B = 0.5 \left[\frac{12430 \cdot 4.2(2 \cdot 4.31 - 4.2)}{2} + 4580 \cdot 1.97 \right] - \frac{64860}{1.97} = 29275.07H = 29.275 \text{êĲ} ;$$

теж справа

$$Q'_B = 0.5 \left[\frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2} + ql_0 \right]$$

$$Q'_B = 0.5 \left[\frac{12430 \cdot 4.2(2 \cdot 4.31 - 4.2)}{2} + 4580 \cdot 1.97 \right] = 62198.93H = 62.198 \text{êĲ} .$$

Для перевірки достатності прийнятих розмірів перерізу, умовно знаходимо $\alpha = E_s/E_b = 210000/32500 = 9.13$; $\mu_w = A_{sw}/b_s = 2 \cdot 0.283/20 \cdot 15 = 0.0019$;

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 9.13 \cdot 0.0019 = 1.09; \quad \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \cdot 7.65 = 0.92 .$$

Якщо прийняти діаметр повздовжніх стержнів 20мм, то робоча висота перерізу балки $h_0 = 40 - 2 - 0.5 \cdot 2 = 37\text{ñì}$.

Умова $Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0$ виконується [15]

$$Q = 62198.93 < 0.3 \cdot 1.09 \cdot 0.92 \cdot 7.65 \cdot 20 \cdot 47 \cdot 100 = 216334H ,$$

значить прийняті розміри перерізу балки достатні.

При $h'_f = 12\text{ñì} > 0.1h = 0.1 \cdot 40 = 4\text{ñì}$, ширина полки, що враховується при розрахунку міцності нормального перерізу $b'_f = 2 \cdot 1/6 \cdot 446 + 20 = 170\text{ñì}$.

Потрібна площа перерізу повздовжньої робочої арматури:

в крайньому прольоті (переріз тавровий $b = b^y_f = 170\text{ñì}$) при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{82855.27}{170 \cdot 37^2 \cdot 7.65 \cdot 100} = 0.00046;$$

$$\text{знаходимо } \xi = 0.00046 < h'_f / h_0 = 12/37 = 0.32$$

нейтральна вісь проходить в полці, складає

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.00046 \cdot 170 \cdot 37 \cdot \frac{7.65}{365} = 6.06 \text{ нї}^2 > A_{s \min} = 0.0005 \cdot 20 \cdot 37 = 0.37 \text{ нї}^2 ;$$

приймаємо 2Ø25A400C [8], $A_s = 9.82 \text{ см}^2$;

в середньому прольоті при $A_0 = 8285527 / (200 \cdot 37^2 \cdot 7.65 \cdot 100) = 0.0039$;

$\xi = 0.0039$ складе $A_s = 0.0039 \cdot 170 \cdot 37 \cdot \frac{7.65}{365} = 5.1 \text{ нї}^2$; приймаємо 2Ø20A400C,

$A_s = 6.28 \text{ см}^2$; на опорі приймаємо 3 Ø25A400C, $A_s = 14.73 \text{ см}^2$.

В зв'язку з тим, що діаметр прийнятих стержнів (25мм) більше передбачуваного (20мм), робоча висота перерізу зміниться і відповідно потрібно було б перерахувати арматуру. Але зміни будуть незначними, а площа арматури прийнята з запасом, тому перерахунок не потрібний.

Так як умова $Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n)$ не виконується $Q = 135490 = 0.6 \cdot 0.68 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 47 (1 + 0) = 38400 \text{ Н}$, то необхідно розрахувати міцність перерізів, похилих до повздовжньої осі балки, по поперечній силі.

Передбачалось, що поперечна арматура може бути представлена з стержнів Ø6A240C [8], двогілчаста ($n=2$) з кроком $s=20 \text{ см}$. Але при прийнятому діаметрі продольної арматури в крайніх прольотах і на опорі (25мм) поперечні стержні повинні мати не менше 8мм. Крім того, на опорі при 3 стержнях можливо поставити 3 каркаси, тому навіть без врахування прольотних каркасів число гілок ($n=3$).

Тоді $A_{sw} = 3 \cdot 0.503 = 1.51 \text{ см}^2$ і $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 175 \cdot 1.51 \cdot 100 / 15 = 1762 \text{ Н / см}$.

Приймаємо $\varphi_f = 0$ (звіси полки знаходяться в розтягнутій зоні)

$$c_0 = \sqrt{\frac{2(1+0+0)0.68 \cdot 20 \cdot 47^2 \cdot 100}{1762}} = 58.4 \text{ см}$$

Так як $c_0 = 58.4 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 47 = 94 \text{ см}$, тоді

$$Q_{swb} = 2 \sqrt{2(1+0+0)0.68 \cdot 20 \cdot 47^2 \cdot 1762 \cdot 100} = 205786 \text{ Н} > 135490 \text{ Н}.$$

Несуча здатність похилого перерізу поперечній арматурі забезпечена, значить, прийняту по конструктивним міркуванням арматуру на при опорних ділянках балки залишаємо без змін. В каркасах середнього прольоту, де повздовжня арматура з стержнів Ø20мм, поперечні стержні можна прийняти Ø6мм з кроком $\frac{3}{4}50 = 35\text{см}$. В каркасах крайніх прольотів на ділянці з сторони крайніх опор, дорівнює чверті прольоту, крок поперечних стержнів потрібно прийняти рівним 15см, а на іншій довжині 35см.

Розрахунок похилих перерізів по моменту не потрібно, так як обривів стержнів немає, а їх кінці заведені на опору на $24\text{см} > 10 \cdot 2.0 = 20\text{см}$.

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва

В нашому випадку проводиться реконструкція готельного комплексу, тому використовуємо дані розвідувань минулих років. На будівельному майданчику були пробурені 3 свердловини на глибину: 6,5 – 8 м. Бурінням свердловин та лабораторними аналізами встановлено, що ґрунти на будівельному майданчику до глибини 8 м складаються з інженерно-геологічних елементів [20]:

ІГЕ-1 – рослинно-ґрунтовий шар товщиною 0,4 м;

ІГЕ-2 – суглинок тугопластичний, гумусований, високопористий, темно-сірий, товщина шару ґрунту:

св. №1 – 1,8 м;

св. №2 – 2,0 м;

св. №3 – 1,6 м.

ІГЕ-3 – суглинок тугопластичний, низькопористий, сірий, озалізнений, товщина шару ґрунту:

св. №1 – 4,5 м;

св. №2 – 4,25 м;

св. №3 – 4,5 м.

ІГЕ-4 – пісок дрібний, неоднорідний середньої щільності з лінзами суглинку, водонасичений.

Абсолютні відмітки поверхні землі міняються від 256,83 до 257,18.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю горизонту ґрунтових вод, що залягають на глибинах 6.2 – 6.5 м від поверхні землі.

Значення нормативних і розрахункових показників властивостей ґрунту зведені в таблицю 3.1.

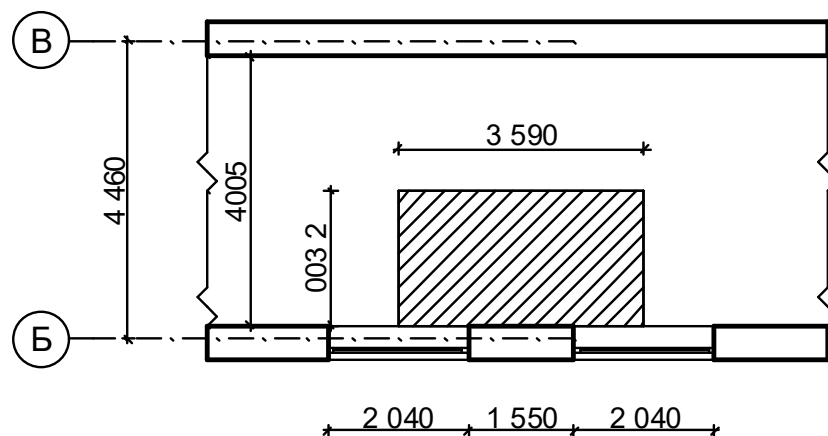
3.2. Визначення навантаження на фундамент

Збираємо навантаження спочатку від існуючої будівлі [1].

а) фундамент по осі Б.

Збір навантаження виконуємо в табличній формі (таблиця 4.2).

Для визначення навантаження для перекриття у характерному (типовому) місці для даної стіни вибирається вантажна площа. Вантажна площа, на яку діє навантаження (рис. 4.1) [10]:



$$A_1 = 2,003 \cdot 3,59 = 7,19 \text{ м}^2.$$

Рис. 3.1. Вантажна площа по осі Б

Таблиця 3.2. Навантаження на фундамент по осі Б

Порядковий номер	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, n_{II} , кН	γ	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, n_I , кН	Примітка
2		3	4		6	
Постійні навантаження						
1	Вага покрівлі: - азбоцементні листи $\delta=0,005$ $\gamma=15 \text{ кН/м}^3$; - вага обрешітки 0,04x0,04 через 0,4м $\gamma=5 \text{ кН/м}^3$; - вага крокви	0,005 0,04 0,04·5,0·2,5 0,2·0, 1·5,0	0,075 0,02 1,0	1 1	0,0825 0,022 1,1	

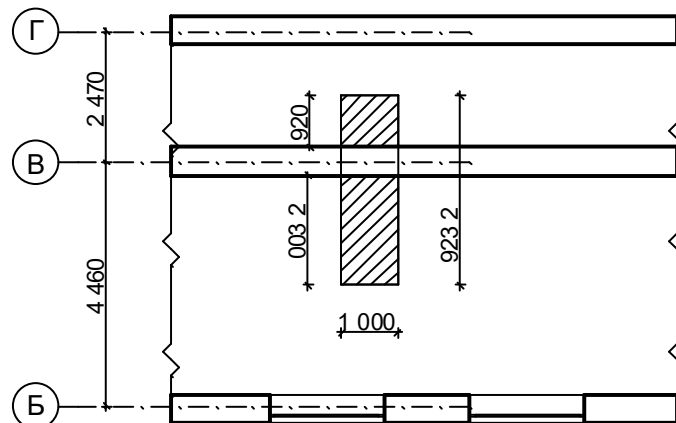
	0,2x0,1 через 1,0м;			,1		
	Σ		1,095		1,205	
	Разом:	7,19/с os25°	8,69		9,56	
	Вага перекриття: - настил (чисті дошки); - головна балка; - утеплювач;	0,0 27·5 0,2 5·0,2·5,0·1 ,25 0,2 5·0,4	0,135 0,313 0,1	,1 ,1 1,2	0,149 0,344 0,12	
	2	3	4		6	7
	- пароізоляція; - чисті дошки;	0,0 05·6 0,0 16·5,0	0,03 0,08	1,2 1,1	0,036 0,088	
	Σ		0,658		0,737	
	Разом:	7,1 9·2	9,46		10,6	
	Вага стіни	(3,6·3 ,59- 2,04·1,75)·1 8·0,51·2	171,74	,1	188,91	
	Вага цоколя	3,5 9·0,5·24,0· 0,4	17,23	,1	18,96	
	Вага перегородок	2,0· 7,19·2	28,76	,1	31,64	
	Разом постійних:		235,88		259,67	
Тимчасові навантаження						
	Снігове навантаження: - за деформацією; - за несучою здатністю	- 0,5· 7,19·0,9	- -	,4	- 4,53	
	Нормативне навантаження на горищне перекриття:	- 0,7· 7,19·0,9	- -	,3	- 5,89	

	- за деформацією; - за несучою здатністю					
	Нормативне навантаження на міжповерхове перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	0,3· 7,19·1,0 1,5· 7,19·1,0·0,9	2,16 -	,3	- 12,62	
	Разом тимчасових:		2,16		23,04	
	ВСЬОГО:		238,04		282,71	

б) фундамент по осі В:

Збір навантаження виконуємо в табличній формі (таблиця 4.3).

Вантажна площа, на яку діє навантаження (рис. 4.2.) [10]:



$$A=1,0 \cdot 2,923=2,923 \text{ м}^2.$$

Рис. 3.2. Вантажна площа по осі В

Таблиця 3.3 Навантаження на фундамент по осі В

Порядковий №	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, p_{II} , кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, p_I , кН	Примітка
	2	3	4		6	

Постійні навантаження						
	Вага перекриття: - настил (чисті дошки); - головна балка; - утеплювач; - пароізоляція; - чисті дошки;	25	0,027·5 0,25·0,2·5,0·1, 0,25·0,4 0,005·6 0,016·5,0	0,135 0,313 0,1 0,03 0,08	,1 ,1 ,2 1,2 1,1	0,149 0,344 0,12 0,036 0,088
	Σ			2,93		3,20
	Разом:		2,923·2	17,13		18,71
	Вага стіни	1·2	3,6·1,0·18·0,5	66,096	,1	72,71
	Вага перегородок		2,0·2,923·2	11,69	,1	12,86
	Разом постійних:			94,92		104,28
Тимчасові навантаження						
	Снігове навантаження: - за деформацією; - за несучою здатністю	9	- 0,5·2,923·0,	- -	,4	- 1,84
	Нормативне навантаження на горищне перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	9	- 0,7·2,923·0,	- -	,3	- 2,39
	Нормативне навантаження на міжповерхове перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	0 0,9	0,3·2,923·1, 1,5·2,923·1·	0,88 -	,3	- 5,13
	Разом тимчасових:			0,88		9,36
	ВСЬОГО:			95,8		113,64

в) фундамент по осі 1:

В даному випадку стіна є самонесучою. Збір навантаження проводимо в табличній формі (табл. 3.4).

Таблиця 3.4. Навантаження на фундамент по осі 1 [10]

Порядковий №	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, p_{II} , кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, p_I , кН	Примітка
	2	3	4		6	
Постійні навантаження						
.	Вага стіни	$3,6 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,5$	66,096	,1	72,71	
.	Вага цоколя	$1,0 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 0,4$	4,8	,1	5,28	
	ВСЬОГО:		70,9		77,99	

г) фундамент круглої стіни:

Збір навантаження виконуємо в табличній формі (таблиця 4.5).

Вантажна площа, на яку діє навантаження (рис. 4.3):

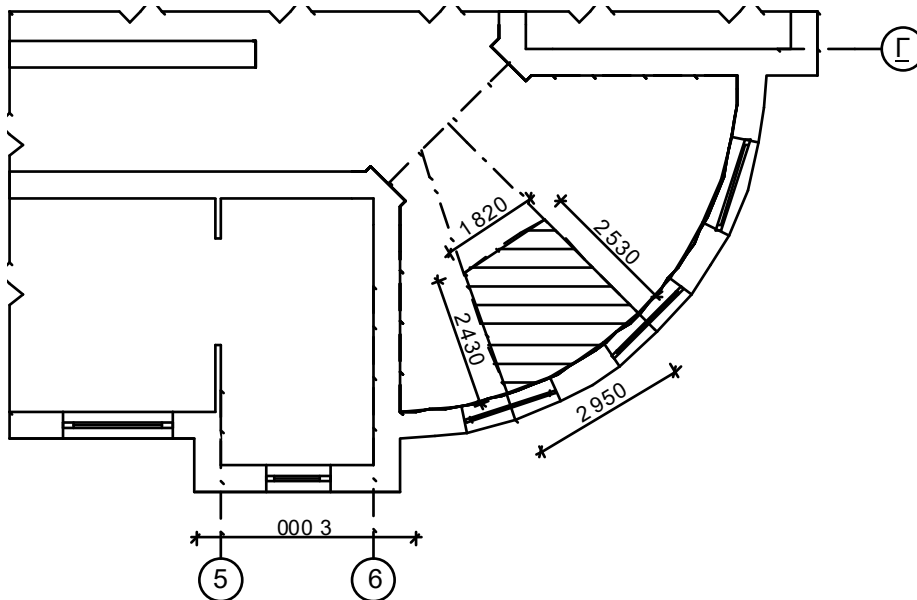


Рис. 3.3. Вантажна площа

Перевіряємо чи витримують існуючі фундаменти існуюче навантаження:

а) фундамент по осі Б:

Перевіряємо виконання умови:

$$p \leq R; \quad 3.1$$

p – середній тиск під подошвою фундаменту.

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{66,3}{0,6} = 110,52 \text{ кПа}. \quad 3.2$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,6$ м.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 129,1 \text{ кПа}. \end{aligned} \quad 4.3$$

Умова виконується $1,2R=154,95 \text{ кПа} > p=110,52 \text{ кПа}$.

б) фундамент по осі В:

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{95,8}{0,8} = 119,75 \text{ кПа}.$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,8$ м.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 130,9 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Умова виконується $1,2R=157,08 \text{ кПа} > p=119,75 \text{ кПа}$.

в) фундамент по осі 1:

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{70,9}{0,6} = 118,17 \text{ кПа}.$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,6$ м.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 129,1 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Умова виконується $1,2R=154,95 \text{ кПа} > p=118,17 \text{ кПа}$.

г). фундамент круглої стіни:

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{32,6}{0,6} = 54,3 \text{ кПа}.$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,6\text{м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 129,1 \text{кПа}.$$

Умова виконується $1,2R=154,95 \text{кПа} > p=54,3 \text{кПа}$.

Усі фундаменти витримують існуюче навантаження.

Визначаємо навантаження на фундамент після реконструкції [10, 13, 17, 18]:

а) фундамент по осі Б:

Таблиця 3.6. Навантаження на фундамент по осі Б після реконструкції

Порядковий №	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, p_{II} , кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, p_I , кН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
Постійні навантаження						
1.	Вага покриття: - металочерепиця; - контрлата; - гідроізоляція; - лата; - кроквяна нога; - прогон; - утеплювач; - профнастил; - пароізоляція; - металева рама; - гіпсокартон.	0,0005·7,85 0,05·0,03·5,0·1,6 0,00084·4 0,05·0,03·5,0·0,35 0,1·0,05·5,0·1,6 0,0361·0,8 0,11·0,35 0,0559·0,5 0,00086·4 2,0 0,032·8·3	0,004 0,012 0,003 0,003 0,04 0,0289 0,039 0,0279 0,003 2,0 0,768	1,05 1,1 1,2 1,1 1,1 1,05 1,2 1,05 1,2 1,05 1,2	0,005 0,013 0,004 0,004 0,044 0,0303 0,047 0,0293 0,004 2,1 0,922	
1	2	3	4	5	6	7
	Σ		2,93		3,20	
	Разом:	7,19/cos18°	22,15		24,19	
2.	Вага міжповерхових перекриттів: - чиста підлога; - лага; - звукоізоляція; - залізобетонна	0,03·5 0,05·0,05·5,0·0,8 0,04·6 3,0	0,15 0,01 0,24 3,0	1,1 1,1 1,3 1,1	0,165 0,011 0,312 3,3	

	монолітна плита					
	Σ		3,4		3,788	
	Разом:	7,19·2	48,89		54,47	
3.	Вага перекриття: - настил (чисті дошки); - головна балка; - утеплювач; - пароізоляція; - чисті дошки;	0,027·5 0,25·0,2·5,0·1,25 0,25·0,4 0,005·6 0,016·5,0	0,135 0,313 0,1 0,03 0,08	1,1 1,1 1,2 1,2 1,1	0,149 0,344 0,12 0,036 0,088	
	Σ		0,658		0,737	
	Разом:	7,19·1	4,73		5,3	
4.	Вага стіни	(3,6·3,59-2,04·1,75)·18·0,51·2+(3,6·0,38·18·1+3,6·0,1·0,5)	196,54	1,1	216,2	
5.	Вага цоколя	3,59·0,5·24·0,4	17,23	1,1	18,96	
6.	Вага перегородок	2,0·7,19·4	57,52	1,1	63,27	
	Разом постійних:		347,06		382,35	
Тимчасові навантаження						
1.	Снігове навантаження: - за деформацією; - за несучою здатністю	- 0,5·7,19·0,9	- -	- 1,4	- 4,53	
2.	Нормативне навантаження на горишне перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	- 0,7·7,19·0,9	- -	- 1,3	- 5,89	
3.	Нормативне навантаження на міжповерхове перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	0,3·7,19·1,0·2 1,5·7,19·1,0·0,9·2	4,31 -	- 1,3	- 25,24	
	Разом тимчасових:		4,31		35,66	
	ВСЬОГО:		351,37		418,05	

б) фундамент по осі В:

Таблиця 3.7. Навантаження на фундамент по осі В після реконструкції [13]

Порядковий №	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, n_{II} , кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, n_I , кН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
Постійні навантаження						
1.	Вага міжповерхових перекриттів: - чиста підлога; - лага; - звукоізоляція; - залізобетонна монолітна плита.	$0,03 \cdot 5$ $0,05 \cdot 0,05 \cdot 5,0 \cdot 0,8$ $0,04 \cdot 6$ $3,0$	$0,15$ $0,01$ $0,24$ $3,0$	$1,1$ $1,1$ $1,3$ $1,1$	$0,165$ $0,011$ $0,312$ $3,3$	
	Σ		$3,4$		$3,788$	
	Разом:	$2,923 \cdot 2$	$19,87$		$22,14$	
2.	Вага перекриття: - настил (чисті дошки); - головна балка; - утеплювач; - пароізоляція; - чисті дошки;	$0,027 \cdot 5$ $0,25 \cdot 0,2 \cdot 5,0 \cdot 1,25$ $0,25 \cdot 0,4$ $0,005 \cdot 6$ $0,016 \cdot 5,0$	$0,135$ $0,313$ $0,1$ $0,03$ $0,08$	$1,1$ $1,1$ $1,2$ $1,2$ $1,1$	$0,149$ $0,344$ $0,12$ $0,036$ $0,088$	
	Σ		$0,658$		$0,737$	
	Разом:	$2,923 \cdot 1$	$2,00$		$2,15$	
3.	Вага стіни	$(3,6 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,51 \cdot 2) + (3,6 \cdot 0,38 \cdot 18,0 \cdot 1 + 3,6 \cdot 0,1 \cdot 0,5)$	$90,9$	$1,1$	$99,99$	
4.	Вага перегорожок	$2,0 \cdot 2,923 \cdot 4$	$23,38$	$1,1$	$25,72$	
	Разом постійних:		$136,15$		$150,0$	
Тимчасові навантаження						
1.	Снігове	-		-	-	

	навантаження: - за деформацією; - за несучою здатністю	0,5·2,923·0,9	- -	1,4	1,84	
2.	Нормативне навантаження на горищне перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	- 0,7·2,923·0,9	- -	- 1,3	- 2,39	
3.	Нормативне навантаження від магазину: - за деформацією; - за несучою здатністю	0,3·2,923·1,0·2 1,5·2,923·1,0·9·2	1,76 -	- 1,3	- 10,26	
	Разом тимчасових:		1,76		14,49	
	ВСЬОГО:		137,91		164,49	

в) фундамент по осі 1:

Таблиця 3.8. Навантаження на фундамент по осі 1 після реконструкції

Порядковий №	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, n_{II} , кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, n_I , кН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
Постійні навантаження						
1.	Вага стіни	$(3,6 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,51 \cdot 2) + (3,6 \cdot 0,38 \cdot 18,0 \cdot 1 + 3,6 \cdot 0,1 \cdot 0,5)$	90,9	1,1	99,99	
2.	Вага цоколя	$1,0 \cdot 0,5 \cdot 24,0 \cdot 0,4$	4,8	1,1	5,28	
	ВСЬОГО:		95,7		105,27	

г) фундамент круглої стіни:

Таблиця 3.9. Навантаження на фундамент круглої стіни після реконструкції

Порядковий №	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	Нормативне навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, пП, кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, пП, кН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
Постійні навантаження						
1.	Вага покриття: - металочерепиця; - контрлата; - гідроізоляція; - лата; - кроквяна нога; - прогон; - утеплювач; - профнастил; - пароізоляція; - металева рама; - гіпсокартон.	0,0005·7,85 0,05·0,03·5,0·1,6 0,00084·4 0,05·0,03·5,0·0,35 0,1·0,05·5,0·1,6 0,0361·0,8 0,11·0,35 0,0559·0,5 0,00086·4 2,0 0,032·8·3	0,004 0,012 0,003 0,003 0,04 0,0289 0,039 0,0279 0,003 2,0 0,768	1,05 1,1 1,2 1,1 1,1 1,05 1,2 1,05 1,2 1,05 1,2	0,005 0,013 0,004 0,004 0,044 0,0303 0,047 0,0293 0,004 2,1 0,922	
	Σ		2,93		3,20	
	Разом:	6,08/cos18°	18,72		20,44	
2.	Вага перекриття: - настил (чисті дошки); - головна балка; - утеплювач; - пароізоляція; - чисті дошки;	0,027·5 0,25·0,2·5,0·1,25 0,25·0,4 0,005·6 0,016·5,0	0,135 0,313 0,1 0,03 0,08	1,1 1,1 1,2 1,2 1,1	0,149 0,344 0,12 0,036 0,088	
	Σ		2,93		3,20	
	Разом:	6,08·1	17,81		19,46	
3.	Вага міжповерхових перекриттів: - чиста підлога; - лага; - звукоізоляція; - залізобетонна монолітна плита	0,03·5 0,05·0,05·5,0·0,8 0,04·6 3,0	0,15 0,01 0,24 3,0	1,1 1,1 1,3 1,1	0,165 0,011 0,312 3,3	
	Σ		3,4		3,788	
	Разом:	6,08·2	41,34		46,06	

4.	Вага стіни	$3,6 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,51 \cdot 2 + (3,6 \cdot 0,38 \cdot 18 \cdot 1 + 3,6 \cdot 0,1 \cdot 0,5)$	90,9	1,1	99,99	
5.	Вага цоколя	$2,95 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 0,4$	14,16	1,1	15,58	
	Разом постійних:		182,93		201,53	
Тимчасові навантаження						
1.	Снігове навантаження: - за деформацією; - за несучою здатністю	- $0,5 \cdot 6,08 \cdot 0,9$	- -	- 1,4	- 3,83	
2.	Нормативне навантаження на горищене перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	- $0,7 \cdot 6,08 \cdot 0,9$	- -	- 1,3	- 4,98	
3.	Нормативне навантаження від перекриття: - за деформацією; - за несучою здатністю	$0,3 \cdot 6,08 \cdot 1,0 \cdot 2$ $1,5 \cdot 6,08 \cdot 1,0 \cdot 9 \cdot 2$	3,65 -	- 1,3	- 21,34	
	Разом тимчасових:		3,65		30,15	
	ВСЬОГО:		186,58		231,68	

Перевіряємо чи витримують існуючі фундаменти навантаження після реконструкції, тим самим визначаємо, які фундаменти потрібно підсилювати:

а) фундамент по осі Б:

Перевіряємо виконання умови:

$$p \leq R;$$

p – середній тиск під подошвою фундаменту.

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{97,9}{0,6} = 163,12 \text{ кПа.}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,6\text{м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 129,1 \text{ кПа.}$$

Умова не виконується $R=154,9 \text{ кПа} < p=163,12 \text{ кПа}$, отже фундамент по осі Б необхідно підсилювати [13].

б) фундамент по осі В:

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{137,9}{0,8} = 172,39 \text{ кПа.}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,8\text{м}$.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 130,9 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Умова не виконується $1,2R=157,08 \text{ кПа} < p=172,39 \text{ кПа}$, отже фундамент по осі В необхідно підсилювати.

в) фундамент по осі 1:

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{95,7}{0,6} = 159,5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,6\text{м}$.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 129,1 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Умова не виконується $1,2R=154,9 \text{ кПа} < p=159,5 \text{ кПа}$, отже фундамент по осі 1 необхідно підсилювати.

г) фундамент круглої стіни:

$$p = \frac{n_{II}}{b} = \frac{64,3}{0,6} = 107,1 \text{ кПа.}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b=0,6\text{м}$.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,472 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,1 + 2,89 \cdot 1,25 \cdot 19,10 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 19,1 + 5,48 \cdot 10] = 129,1 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Умова виконується $1,2R=154,9 \text{ кПа} > p=107,1 \text{ кПа}$, отже фундамент під круглою стіною підсилювати не потрібно.

3.3. Глибина закладання фундаментів

Глибина закладання фундаментів становить 1,25 м від поверхні землі. Так як по даному проекту здійснюється не будівництво, а реконструкція існуючої будівлі, то приймається існуюча глибина фундаментів, тобто 1,25 м від поверхні землі [10].

Існуючий фундамент являє собою фундамент мілкового закладення, стрічкового типу. Ширина підшви фундаменту по осі Б становить 0,6 м, а по осі В – 0,8 м. В подальших розрахунках ми розрахуємо кількість буропідривних паль для тих фундаментів, які не витримують нове навантаження.

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Технологія будівельного виробництва

У роботі проводиться реконструкція готельного комплексу з добудовою третього поверху та мансардного поверху [13, 17, 18]. При реконструкції передбачається застосування високоякісних сучасних матеріалів. Основні матеріали, які використовуються для відбудови об'єкту є цегла, бетон, лісо- і пиломатеріали, покрівельні матеріали, дверні та віконні блоки. Всі матеріали є місцевими і максимальна дальність доставки сягає до 30 км. Доставляються всі матеріали автомобільним транспортом, розвантажуються на приоб'єктному складі. Графік доставки матеріалів скоректований з споживанням їх, враховуючи необхідний запас.

Для покриття даху буде використано металочерепицю. Цей матеріал є дуже довговічним і має дуже гарний естетичний вигляд, що надає будівлі особливого вигляду.

Фасад будівлі буде виконаний по сухій системі утеплення ДРАЙВІТ. Внутрішні перегородки будуть виконані з гіпсокартону і цегляні на $\frac{1}{2}$ цегли.

4.2. Опис виконання основних технологічних процесів

Оскільки реконструкція виконується з елементами будівництва, то спочатку виконуються такі роботи по демонтажу старих матеріалів та елементів [17]:

- розбирання покрівлі;
- розбирання окремих ділянок стін і дерев'яних заповнень віконних і дверних прорізів;
- розбирання перегородок.

Після проведення робіт по демонтажу виконуються роботи по пробиванню отворів під сходові клітки в існуючому перекритті. А також пробивають борозни в цегляних стінах під вентиляційні канали.

Підсилення фундаменту

Підсиленню підлягають існуючі стрічкові фундаменти. Підсилення виконуємо буроін'єкційними палями [13]. Технологія підсилення описана в технологічній карті на влаштування буроін'єкційних паль.

Зведення стін добудованого поверху

Стіни третього поверху мурують із звичайної керамічної цегли 250x120x65 товщиною 380 мм і зовні утеплюють пінопластом 100 мм. Піддони з цеглою подаються на дах за допомогою крану.

Заміна віконних і дверних заповнень прорізів

Всі віконні і дверні заповнення прорізів демонтуються і вивозяться із будівельного майданчику автомобільним транспортом. На ці ж місця встановлюються нові готові металопластикові заповнення, що були виготовлені поза будівельним майданчиком.

Монтаж конструкцій покриття та влаштування покрівлі

Для четвертого поверху зводиться надбудовану мансарду, яка буде виконувати суміщену роль даху і огорожуючої конструкції приміщення. Конструктивними елементами покрівлі є колони, ферми, прогони, пароізоляція, утеплювач і металочерепиця. Між фермами на підшивку стелі деревоволокнистими плитами мансардного поверху вкладаються плити пінополістиролу. Прогони прикріплюються до поясів ферм. По прогонах спеціальними нагелями із герметичною прокладкою прикріплюються листи металочерепиці.

Оздоблювальні роботи

Всі стіни в середині приміщення фарбуються полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці. Перед шпаклюванням фасаду виконують утеплення стін пінопластом, після шпаклювання виконують

пофарбування фасаду акриловими фарбами. Стеля в приміщеннях підшивається гіпсокартоном.

Влаштування підлог

Поверхні підлог в проєкті передбачені кількох типів:

- дощата підлога - паркет;
- підлога з керамічної плитки.

Роботи по влаштуванню підлог починаються із влаштування цементно-піщаних стяжок. Підлоги вкладають дві бригади: перша – столяри, друга – лицювальники.

Благоустрій території

Демонтувавши з майданчика всі риштування і відвівши техніку, починають робити по благоустрою території [2].

На оголені місця повертають родючий шар ґрунту, влаштовують газони.

Вкладають бруківку по сітці доріжок і під'їздів.

Садять дерева та інші види зелених насаджень.

Всі роботи виконують у відповідності з генпланом.

4.3. Підбір монтажного крану

Вибір монтажних кранів здійснюється за такими монтажними характеристиками [22]:

- необхідна вантажопідйомність Q_M , яка складається

$$Q_{M1} = Q_{K1} + Q_{np,1} = 3,6 + 0,04 = 3,64 \text{ т}, \quad 5.1$$

$$Q_{M2} = Q_{K2} + Q_{np,2} = 1,45 + 0,03 = 1,48 \text{ т}, \quad 5.2$$

де Q_K – маса конструкції (залізобетонної плити перекриття (1) та колони(2).

Q_{id} – маса монтажних пристроїв.

- висота підйому гака H_M :

$$H_{M1} = H_{01} + H_{en,1} + H_{з,1} + H_{np,1} = 13,68 + 0,22 + 0,5 + 2,7 = 17,1 \text{ м}, \quad 5.3$$

$$H_{M2} = H_{02} + H_{el,2} + H_{з,2} + H_{np,2} = 13,68 + 3,0 + 0,5 + 1,0 = 18,18 \text{ м}, \quad 5.4$$

де H_0 – перевищення опори елемента, який монтується над рівнем монтажного крана, м

$H_{\hat{a}e}$ – висота елемента в монтажному положенні (залізобетонної плити перекриття (1) та колони(2)), м

H_c – запас по висоті, приймається 0,5 м.

$H_{\text{р}o}$ – висота монтажних пристроїв в робочому положенні від верху елемента, який монтується до крюка, м.

- монтажний виліт гака крана L_M визначається графічним методом і складає для залізобетонної плити перекриття 17,75 м, і колони – 16,0 м.

- необхідна довжина стріли [22]:

$$L_c = 26,0 \text{ м.}$$

Даним технічним параметрам відповідає стріловий пневмоколісний кран (див. табл. 5.1)

Таблиця 4.1

Назва конструкції	Необхідні параметри крану				КС – 4361А			
	Q, т	l _c , м	L _c , м	H _c , м	Q, т	l _c , м	L _c , м	H _c , м
Плита перекриття	3,6	17,75	26,0	17,1	1,5...6, 5	11,0	30,0	24,7
Колона	1,35	16,00	26,0	18,18				

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1. Календарний план

Зведений календарний план виконання робіт по об'єкту [22]

Таблиця 5.1. Зведений календарний план виконання робіт по об'єкту

№ п/п	Найменування робіт	Одиниці вимірювання, вимірник	Кількість одиниць	Норма часу на одиницю, люд.-год.	Трудоміскість робіт, люд.-дн.	Кількість робочих в зміні	Кількість змін	Тривалість робіт
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Влаштування буроін'єкційних паль з бурінням свердловин d=150 мм,глибиною до 12 м	1 м	865,0	3,1	338	6,0	2,0	28,0
2	Розбирання покриття з азбоцементних листів	100 м2	8,0	24,3	24	3,0	2,0	4,0
3	Відбивання штукатурки	100 м2	8,4	37,8	40	4,0	2,0	5,0
4	Розбирання дерев'яних заповнень віконних прорізів з підвіконними дошками	100 м3	0,5	275,8	17	3,0	1,0	1,0
5	Розбирання покриття підлоги дощатої	100 м2	5,6	47,7	34	6,0	2,0	3,0
6	Розбирання цегляних перегородок	1 м3	42,2	12,9	68	6,0	2,0	6,0
7	Розбирання дерев'яних дверних прорізів	100 м2	0,1	153,3	2	3,0	1,0	1,0
8	Мурування стін зовнішніх при висоті поверху понад 4м	1 м3	144,2	7,8	140	6,0	2,0	12,0
9	Мурування стін внутрішніх при висоті поверху до 4м	1 м3	130,4	7,9	129	6,0	2,0	11,0
10	Влаштування плит перекриття до 10 м кв.	100шт	7,0	419,8	369	9,0	2,0	20,5
11	Влаштування монолітних перекриттів	100 м3	0,7	1450,0	127	6,0	2,0	10,6
12	Влаштування сходових площадок масою більше 1 т	100шт	0,03	442,9	2	3,0	2,0	0,3
13	Влаштування сходових маршів масою більше 1 т	100шт	0,02	442,9	1	3,0	2,0	0,2
14	Встановлення шахт ліфта масою до 2,5 т	100шт	0,02	403,2	1	3,0	2,0	0,2

15	Монтаж металевих колон масою до 5 т	100шт	0,24		0	2,4	2,1	0,0
16	Монтаж кроквяних і підкроквяних ферм на висоті до 25 м прогоном до 24 м, масою до 3т	т	3,4	36,8	16	3,0	2,0	2,6
17	Влаштування обрешітки	100шт	0,20	806,8	20	3,0	2,0	3,4
18	Улаштування покрівель із металочерепиці	100 м2	8,0	124,7	125	6,0	2,0	10,4
19	Влаштування ковпаків над ліфтовими шахтами	1ковпак	2,0	3,1	1	2,0	2,0	0,2
20	Улаштування пароізоляції	100 м2	7,02	24,5	21	4,0	2,0	2,7
21	Мурування перегородок товщиною 1/2 цегли при h до 4 м	1м3	8,5	202,2	215	8,0	2,0	13,4
22	Влаштування гіпсокартонних перегородок до 15 м2	100 шт	1,6	516,1	101	4,0	2,0	12,6
23	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею більше 3 м2 з металопластику [виробництва Германія, США] в кам'яних стінах	100 м2	1,4	87,2	15	3,0	2,0	2,5
24	Заповнення дверних прорізів готовими імпортними дверними блоками площею більше 3 м2 з металопластику "RENAU" [виробництво Германія] у кам'яних стінах	100 м2	0,2	59,9	1	3,0	2,0	0,2
25	Теплоізоляція стін пінопластом	1 м3	1296	11,6	1871	15,0	2,0	62,4
26	Шпаклювання стель мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100 м2	2,3	103,5	30	3,0	2,0	5,0
27	Високоякісне фарбування внутрішніх стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці	100 м2	1,6	103,1	21	3,0	2,0	3,5
28	Влаштування паркету	100 м2	19,9	164,8	410	6,0	2,0	34,2
29	Лакування паркетної дошки	100 м2	19,9	45,3	113	6,0	2,0	9,4
30	Влаштування дерев'яних плінтусів	100 м	30,2	12,2	46	4,0	2,0	5,8

31	Влаштування підлоги з плиток на цементному розчині	100 м2	0,2	170,9	4	2,0	1,0	1,8
32	Підшивання стелі гіпсокартоном, товщиною 9,5 мм	100 м2	24,9	225,2	701	10,0	2,0	35,1
33	Облицювання східців гранітними плитами	100 м2	6,4	4,8	3,8	2,0	1,0	1,9
34	Підготовка стандартних місць для садіння дерев кущів із круглою грудкою землі механізованим способом	10шт	0,5	5,6	0	2,0	1,0	0,2
35	Садіння дерев та кущів із грудкою землі	10шт	0,5	5,6	0	2,0	1,0	0,2
36	Влаштування газонів	100м2	0,3	31,4	1	2,0	1,0	0,6
37	Влаштування покриттів з дрібнорозмірних фігурних елементів бруківки	100 м2	0,5	155,9	9	2,0	2,0	2,3
38	Влаштування поребриків	1м	140,0	1,6	28	3,0	2,0	4,6

Техніко-економічні показники календарного плану

Тривалість виконання – $T=182$ дн. $<T_{\text{норм}}=230$ дн.

Показник суміщення будівельних процесів за часом:

$$K_{\text{сум}} = \frac{\sum t}{T} = \frac{413}{182} = 2,3, \quad 5.1$$

де T – тривалість робіт за календарним планом, дн.;

$\sum t$ – сумарна тривалість виконання всіх будівельних процесів під час послідовного виконання робіт.

Показник нерівномірності руху трудових ресурсів [22, 28]:

$$K_{\text{нер}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{сер}}} = \frac{46}{23} = 2,0,$$

$$\text{де } N_{\text{сер}} = \frac{\sum Q}{T} = \frac{5058,9}{182} = 27,8 \text{ чол.};$$

N_{max} – максимальне число робітників на добу, чол.;

$N_{\text{під}}^{\text{ср}}$ – середньоспискова кількість робітників;

$\sum Q$ – сумарна працесмність, яка необхідна для виконання всіх необхідних робіт.

$$\text{Показник змінності: } K_{\text{зм}} = \frac{N}{n} = \frac{78}{48} = 1,6.$$

5.2. Технологічна карта на влаштування буроін'єкційних паль

Галузь застосування

Дану технологічну карту, розроблену на влаштування буроін'єкційних паль, рекомендується застосовувати для підсилення існуючих фундаментів в наслідок збільшення експлуатаційних навантажень під час реконструкції будівлі із надбудовою поверху.

Застосування буроін'єкційних паль в цьому випадку допускається при будь-яких ґрунтових умовах.

В проектах підсилення основи із застосуванням буроін'єкційних паль під час реконструкції споруди повинно бути передбачено проведення натурних вимірів деформації основ і фундаментів по спеціальним маркам і реперам.

Організація будівельного процесу

Оскільки в даному дипломному проєкті виконується реконструкція існуючої будівлі, то до початку влаштування буроін'єкційних паль повинні бути виконані такі роботи [28]:

- монтаж розчинного вузла;
- монтаж обладнання розчинного вузла;
- монтаж технологічних трубопроводів для подачі ін'єкційного розчину від розчинного вузла до свердловин;
- організація площадок і навісів для складування матеріалів;
- влаштування адміністративно-побутових приміщень;
- прокладку і підключення тимчасового водопроводу;
- прокладку тимчасової електролінії з установкою і підключенням силових розподільчих щитків;
- доставку на площадку необхідного обладнання, пристосувань, матеріалів.

При виконанні основного етапу проводяться:

- розмітка місць буріння свердловин;

- буріння ін'єкційних свердловин на проектну глибину;
- установка арматурного каркасу в ін'єкційні свердловини;
- приготування дрібно зернистого бетону;
- ін'єкція дрібно зернистого бетону під тиском в свердловини;
- опресовка свердловини тиском 2 МПа.
- заробку залишених заглиблень розчином.

Свердловина пробурюється безпосередньо в бетонних фундаментах, тому буріння виконується трьох шарошечним долотом з продувкою повітря. Арматура залізобетонних елементів розбурюється твердосплавними шарошками чи вирізається разом з керном колонковим снарядом.

Довжина секцій арматури визначається в основному висотою приміщення, в якому виконуються роботи (але не більше 4,5м).

Після установки арматурного каркасу, чи паралельно з його установкою в свердловину опускається ін'єкційний гнучкий шланг або труба. Діаметр ін'єкційних труб залежить від консистенції і складу перекачуваного розчину і повинен складати при дрібно зернистому бетоні не менше 40 мм.

Для ін'єкційних розчинів рекомендується застосовувати портландцемент активністю не нижче 400 з нормальною густиною цементного тіста в межах 22-29%.

Для розчинів застосовується пісок крупністю не більше 1 мм, щебінь – фракція до 10 мм. Рухливість свіжо приготовленого розчину повинна складати не менше 12 см по стандартному конусу. Співвідношення цемент : пісок : вода в розчині повинно бути 1: (1-2) : (0,4-0,7).

Склад ін'єкційного розчину підбирається шляхом дослідних замісів з різним водоцементним відношенням (В/Ц). Прийнятий склад перевіряється на міцність і морозостійкість у відповідності з діючими нормами.

Необхідно забезпечити точне дозування компонентів розчину, особливо води, так як невелике відхилення від потрібного В/Ц можуть суттєво змінити властивості розчину.

Армування ін'єкційних паль виконуємо каркасами [8].

Арматура ін'єкційних паль повинна мати фіксуючі елементи, що центрують її в свердловині.

Товщина захисного шару бетону повинна бути не менше 2,5 см.

Контроль якості ін'єкційних розчинів і якості ін'єкційних робіт

Контроль якості ін'єкційних розчинів і якості ін'єкційних робіт забезпечується інженерно-технічним наглядом на всіх етапах роботи:

- на стадії приготування ін'єкційного розчину;
- на стадії підготовчих робіт;
- в процесі нагнітання ін'єкційного розчину в свердловину.

Забезпечення якості кінцевої структури розчинного каменю і його зчеплення з матеріалом фундаменту досягається застосуванням оптимального складу вихідного розчину (в залежності від властивостей і стану підсиленого фундаменту) якістю вихідних компонентів розчину і додержанням технології робіт.

Перевірка фізико-механічних характеристик розчинного каменю виконується на зразках-кубиках з ребром 10 см, виготовлених в металевих формах на пористій основі.

На об'єкті повинен знаходитись журнал „Виробництво робіт”, який заповнюється бригадиром, майстром чи виконробом.

Приймання робіт.

Приймання робіт здійснюється комісією за участі відповідальних представників замовника, підрядчика і автора проекту, здійснюючим науково-технічне керування, з оформленням акту на приховані роботи.

До акту на приховані роботи додається журнал “Виробництво робіт”.

Техніко-економічні показники влаштування буроін'єкційних паль

Таблиця 6.2. Техніко-економічні показники влаштування буроін'єкційних паль

№	Найменування	Одиниці	Кількість
---	--------------	---------	-----------

п/п		вимірювання	
1	Тривалість робіт	днів	43
2	Працеемність виконання процесу	люд.дн	366
3	Працеемність на 1 м.кв.	люд.дн/м	0,32
4	Виробітка на одного робітника в зміну	м	3,5
5	Заробітна плата на обсяг	грн..	6815,4
6	Заробітна плата на одиницю	грн../м	5,98

Техніка безпеки

При виробництві робіт по підсиленню фундаментів буроін'єкційними палями необхідно дотримуватись вимог техніки безпеки за [24] і керуватися діючими правилами охорони праці.

В роботі застосовується тільки справне обладнання у відповідності з “Требованиями к приборам и аппаратам, работающим под избыточным давлением”.

Все електрообладнання повинно бути заземлене у відповідності з діючими вимогами для пересувних установок.

На робочому місці повинна знаходитись інструкція по техніці безпеки.

5.3. Визначення терміну будівництва

Тривалість реконструкції регламентується нормами тривалості будівництва. Для реконструкції об'єкту необхідно 8 місяців.

5.4. Будівельний генеральний план

Будгенплан є однією з важливих частин проекту організації будівництва і виробництва робіт. На основі розробленого будгенплану визначається об'єм першочергових підготовчих по будівництву будівель і споруд, виконання якого обумовлює строки зведення будівлі [28].

Розрахунок кількості працюючих

Кількість працюючих на будівельному майданчику визначається з врахуванням структури, прийнятої для громадського будівництва.

Розрахунок площ інвентарних приміщень санітарно-побутового призначення проводиться, виходячи із кількості робітників, зайнятих на будівельній площадці в найбільш завантажену зміну. Згідно графіку руху робітників максимальна кількість складає 46 чоловік [22, 28].

Кількість працюючих визначається в табличній формі:

Таблиця 5.3. Розрахунок кількості працюючих

Кількість працюючих в максимальній – завантаженої зміні R , чол.	Робітники неосновного виробництва R_1 , чол.	ІТР R_2 , чол.	Службовці R_3 , чол.	МСП і охорона R_4 , чол.	Розрахункова кількість робітників $R_{роз}$, чол.
1	2	3	4	5	6
$R = R_{max}$	$R_1 = 0,1 \cdot R$	$R_2 = 0,12 \times (R_1 + R)$	$R_3 = 0,02 \times (R_1 + R_2)$	$R_4 = 0,1 \times (R + R_1 + R_2 + R_3)$	$R_{роз} = R + R_1 + R_2 + R_3 + R_4$
$R = 69$	$R_1 = 0,1 \cdot 46 = 5$	$R_2 = 0,12 \times (5 + 46) = 7$	$R_3 = 0,02 \times (5 + 7) = 1$	$R_4 = 0,1 \times (46 + 5 + 7 + 1) = 6$	$R_{роз} = 46 + 5 + 7 + 1 + 6 = 65$

Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Розрахунок площ гардеробних проводиться на загальну кількість працюючих. Розрахунок площ контор проводиться на загальну кількість ІТР, службовців, МОП. Розрахунок площ тимчасових приміщень проводиться в табличній формі.

Таблиця 5.4. Розрахунок тимчасових споруд

№ п/п	Назва тимчасових будинків	$R_{роз}$, чол.	Норма на одного працюючого	Розрахункова площа	Тип прийнятого будинку і шифр типового проекту	Розміри будинку	Кількість будинків, шт	Прийнята площа, m^2	Зауваження
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

1	Контора виконроба	1	4	4	Збірно – розбірні	3x2	1	6	
2	Контора майстра	3	4	12		3x4	1	12	
3	Табельна	4	4	16		3x6	1	18	
4	Прохідна	-	-	10		3x4	1	12	
5	Диспетчерська	4	7	28		4x7	1	28	
6	Гардеробні:	65	0,6	83		6x7	2	84	
-	- чоловічі	52	-			-	-	-	
-	- жіночі	13	-			-	-	-	
7	Вмивальні:	65	7чол/1,5м ²	21		3x7	1	21	
-	- чоловічі	52	-			-	-	-	
-	- жіночі	13	-			-	-	-	
8	Душові:	65	8чол/3м ²	26		4x7	1	28	
-	- чоловічі	52	-			-	-	-	
-	- жіночі	13	-			-	-	-	
9	Кімната прийому їжі	97	1	97		5x10	2	100	
10	Вбиральні:	65	15чол/3м ²	20		4x5	1	20	
-	- чоловічі	52				-	-	-	
-	- жіночі	13				-	-	-	

Як бачимо, необхідна площа інвентарних приміщень є значною, а будівельний майданчик має обмежену територію. Тому необхідно забезпечити використання існуючих приміщень і будівель.

Розрахунок складських приміщень і ділянок

Розрахунок площ складів не проводимо, тому що монтаж ведеться з “коліс”, залишаємо лише розвантажувальний майданчик.

Розрахунок тимчасового водозабезпечення і електропостачання будівельного майданчика

Розрахунок тимчасового водозабезпечення і електропостачання не проводимо, тому що використовуємо існуючу мережу водопостачання і електропостачання.

5.5. Охорона праці під час виконання робіт

При виконанні будівельних робіт необхідно керуватися вимогами ДБН “Техніка безпеки в будівництві”.

Всі вантажопідйомні механізми повинні бути випробувані й оформлені актом випробувань.

На всіх небезпечних ділянках майданчика повинні бути вивішені плакати і попереджувальні знаки та написи.

Монтаж конструкцій повинен виконуватися робітниками з необхідною кваліфікацією і які пройшли відповідний інструктаж.

Перед підніманням монтажу краном потрібно впевнитися в надійності строповки.

При складанні конструкцій потрібно дотримуватися таких правил:

- складати матеріали в місцях, вказаних у проєкті;
- для матеріалів, які складаються у штабелі, використовувати прокладки для запобігання зминання конструкцій.

При складанні потрібно суворо дотримуватися відстаней між штабелями.

При розвантаженні чи завантаженні автомашин водій повинен вийти з транспортного засобу.

Розрахунок монтажного стропу

Для піднімання вантажу і подачі на місце влаштування використовують чотирьохгілковий строп [23].

$$\text{Зусилля в однієї вітці стропу: } S = \frac{k \cdot Q}{m}; \quad 5.2$$

де: S - розрахункове зусилля, кН;

Q - вага вантажу, кН;

m - загальна кількість віток стропу;

k - коефіцієнт, що залежить від кута похилу α вітки стропу до вертикалі.

$$S = \frac{1,42 \cdot 13,2}{4} = 4,69 \text{ кН}.$$

Розривне зусилля в вітці $R = 6 \cdot 4,69 = 28,1$ кН.

Приймаємо сталевий канат типу ТК 6 х 19 (ГОСТ 3070-74) Ø 11 мм.

6. ОХОРОНА ПРАЦІ І НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

6.1. Загальні положення організації будівельного виробництва

Діючі норми і правила слід виконувати в процесі будівельно-монтажних робіт при реконструкції будівлі. У випадку застосування методів будівельно-монтажних робіт, конструкцій, матеріалів, машин, інструменту, інвентарю, технологічного обладнання, транспортних засобів, по яким вимоги безпеки виробництва робіт не передбачені діючими нормами і правилами, слід виконувати вимоги відповідних державних стандартів, а також норм і правил або інструкцій, затверджених в установленому порядку органами державного нагляду міністерствами та відомствами.

Перед початком робіт в місцях, де існує або може виникнути виробнича небезпека (без зв'язку з характером роботи, що виконується), відповідному виконавцю робіт необхідно видавати наряд-допуск на виробництво робіт підвищеної небезпеки по відповідній формі.

Наряд-допуск видається на термін, необхідний для виконання заданого об'єму робіт. У випадку зміни умов роботи наряд-допуск анулюється і відновлення робіт дозволяється тільки після видачі нового наряду-допуску.

Особа, що видала наряд-допуск на виробництво робіт зобов'язана здійснювати контроль за виконанням відповідним керівником робіт заходів по забезпеченню безпеки праці.

Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски по: каска повинна складатись із корпусу, внутрішньої оснастки і підборідочного ремня, корпуси касок повинні бути чотирьох кольорів: білого – для керівного складу організацій, начальників діляниць, інспекторів по охороні праці, робітників служби техніки безпеки; червоного – для майстрів, виконробів, інженерно-технічних працівників, головних механіків і енергетиків; жовтого і оранжевого – для робочих та молодшого обслуговуючого персоналу. Робочі і інженерно-технічні працівники без

захисних касок і інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

Перед допуском до роботи робочих і в процесі виконання ними робіт адміністрація зобов'язана забезпечити навчанням і проведенням інструктажу по безпеці праці в відповідності з вимогами: ввідний інструктаж проводить інженер по охороні праці (техніці безпеки); первинний інструктаж на робочому місці, повторний, позаплановий, текучий проводить безпосередній керівник робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог і передбачати технологічну послідовність виробничих операцій так, щоб попередня операція не була джерелом виробничої небезпеки при виконанні наступних.

6.2. Організація будівельного майданчика, робочих місць

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт [28].

Майданчик реконструкції знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Огородження, які примикають до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним навісом. Конструкція огороження повинна задовольняти вимоги ДБН В.2.6–31:2021 [4]: конструкція огороження повинна бути збірною-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з навісом становить 2,0 м, в розріжених панелях огороження відстань в просвіті (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний навіс встановлюється по верху огороження з підйомом до горизонту під кутом 20° в сторону тротуару, панелі навісу повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовольняють вимоги: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 2 в'їзди, для уникнення зустрічного руху, так як тимчасові дороги шириною 3,5 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту тільки в одному напрямку.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

Тимчасові будівлі на території будівельного майданчика не влаштовується, тому що необхідна площа інвентарних приміщень є значною, а будівельний майданчик має обмежену територію. Використовуються існуючі приміщень готелю для побутового обслуговування робітників і контори для інженерно-технічних працівників.

Прорізи в перекриттях, призначені для монтажу обладнання, влаштування ліфтів, сходових кліток, до яких можливий доступ людей, повинні бути закриті суцільним настилом або мати огороження.

Будівельне сміття з будівлі, що реконструюється (виконується демонтаж покриття, перекриття та перегородок), і риштувань слід опускати по закритим жолобам, в закритих ящиках або контейнерах. Нижній кінець жолоба повинен знаходитись не вище 1 м над землею або входити в бункер. Скидати сміття без жолобів або інших пристосувань дозволяється з висоти не більше 3 м. Місця, на які скидається сміття слід зі всіх сторін обгородити або встановити нагляд для попередження небезпеки [28].

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше –

огородження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикуються, повинні бути розміщені на опорі і перекривати її не менше ніж на 0,2 м в кожную сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що реконструюється. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього ярусу і одного кріплення на кожні 50 м² проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пиловидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (провітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

6.3. Організація виробництва окремих видів робіт

Експлуатація будівельних машин

Особи, відповідальні за утримання будівельних машин в робочому стані, зобов'язані забезпечити проведення їх технічного обслуговування і ремонту в відповідності з вимогами експлуатаційних документів заводу-виробника.

Місце роботи машини повинно бути визначено так, щоб був забезпечений простір, достатній для огляду робочої зони і маневрування [28].

Залишати машини без нагляду з працюючим (ввімкненим) двигуном не допускається.

Не допускається використовувати відкритий вогонь для розігріву вузлів машин, а також експлуатувати машини при наявності виливу в паливних і масляних баках.

Режим праці працівників (тривалість переривів в роботі, лікувально-профілактичні заходів) при застосуванні машин, які створюють вібрацію, необхідно визначати згідно з вимогами санітарних норм і правил при роботі з інструментами, механізмами і устаткуванням, які створюють вібрацію, що передається на руки працівників.

Транспортні роботи

Транспортування довгих, важких і крупногабаритних вантажів повинно виконуватись, як правило, на засобах спеціального призначення [28].

Подача автомобіля заднім ходом в зоні, де виконуються які-небудь роботи, повинна виконуватись водієм тільки по команді особи, що бере участь в цих роботах.

В транспорті, що буксирується не допускається знаходитись людям (крім водія).

Кам'яні роботи

При подачі на робоче місце вантажопід'ємними кранами цегли, керамічних каменів та інших мілких блоків слід застосовувати піддони, контейнери і вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підніманні.

При кладці стін будівель на висоту до 0,7 м від робочого настилу і відстані від рівня за стіною, що зводиться, до поверхні землі (перекриття) більше 1,3 м необхідно застосовувати засоби масового захисту (огородження або запобіжні пояса).

Знімати тимчасові кріплення елементів карнизу допускається після досягнення розчином міцності, вказаної в проєкті.

Втрата стійкості людиною може бути пов'язана з дією особистих факторів (хворобливий стан чи фізична і нервово-психічне перевантаження), а також з дією на людину факторів зовнішнього середовища (переміщення краном матеріалів, конструкцій тощо). Обвал риштування, як правило, пов'язаний з перевантаженням або порушенням правил установки чи експлуа-

тації, крім того, дуже часто причиною травмування є використання для засобів підстилу різних випадкових опор, драбин, ящиків і т. ін.

Бетонні та залізобетонні роботи

До початку укладання бетону необхідно скласти акт про надійність опалубки, підтримуючих риштувань і настилів. Перед початком робіт перевіряють справність обладнання та інструментів, необхідних для роботи.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, не передбачених проектом виробництва робіт, а також перебування людей, безпосередньо на настилі, що бере участь в роботі, не допускається [16].

Заготовка і опрацювання арматури повинні виконуватись в спеціально призначених для цього і відповідно влаштованих до цього майданчиках.

Тару для бетонної суміші до початку роботи перевіряють, звертаючи увагу на справність замків, щоб не допустити додаткового вивантаження суміші. При вкладанні бетону з бад'ї відстань між нижнім кінцем бад'ї і раніше вкладеним бетоном або поверхнею, на яку вкладається бетон, повинно бути не більше 1 м, якщо відстань не передбачена проектом виробництва робіт.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за токопровідні шланги не допускається, а при перерві в роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно вимикати.

До початку подачі бетонної суміші бетононасосом всю систему бетоновода випробовують під тиском, що в 1,5- рази перевищує робочий, і пропускають через насос 300...350 л цементного розчину пластичної суміші (склад 1:2) для змащення бетононасосу і полегшення руху бетонної суміші. Місце укладання бетонної суміші зв'язують сигналізацією з мотористом бетононасоса [16].

Щоб у бетоноводі не виникло пробок, бетонну суміш не можна залишати там без руху більше як на 20 хвилин, для безпечного транспортування бетонної суміші крупність заповнювача (щебеня, гравію)

повинна бути не більше $1/3$ діаметра бетоновода. Якщо горловина бетононасоса закупорилась бетонною сумішшю, треба зупинити двигун і ломом пробити пробку. Систему бетононасоса періодично промивають водою під тиском або стиснутим повітрям. Працівники, що перебувають біля вихідного отвору бетоноводу, при очистці повинні відійти на відстань не менш як 40 м.

Монтажні роботи

На ділянках, де проводяться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і наявність сторонніх осіб [22].

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їх подачу в положення, близькому до проектного.

Забороняється піднімання збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток, які забезпечують їх правильну строповку і монтаж.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або устаткування повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалась їх стійкість і геометричну незмінність.

Покрівельні роботи

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром надійності несучих конструкцій покрівлі і огорожень.

Розміщувати на даху матеріалів допускається тільки в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, із застосуванням мір проти їх падіння, в тому числі від дії вітру.

Елементи і деталі покрівель, в тому числі компенсатори в швах, захисні фартухи, водостічні труби, зливи, відвіси слід подавати на робоче місце в заготовленому вигляді.

Заготовка вказаних елементів і деталей безпосередньо на даху не допускається.

Опоряджувальні роботи

Засоби риштувань, які застосовуються при штукатурних або малярських роботах, у місцях, під якими ведуться інші роботи або є прохід, повинні мати настил без зазорів.

Не допускається готувати малярські склади, порушуючи вимоги інструкції заводу-виготовлювача фарби, а також застосовувати розчинники, на які немає сертифіката з вказівкою про характер шкідливих речовин.

Влаштування штучних основ і бурові роботи

Монтаж, демонтаж і переміщення бурових установок слід виконувати в відповідності з технологічними картами під безпосереднім керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання вказаних робіт.

Пробурені свердловини при зупинці робіт повинні бути надійно закритими щитами або огорожені. На щитах і огороженнях повинні бути встановлені попереджувальні знаки і сигнальне освітлення.

Установки, які знаходяться під тиском в процесі експлуатації, слід піддавати регулярним технічним оглядам і періодичним гідравлічним випробуванням.

6.4. Розрахунок прожекторного освітлення

Розрахунок прожекторного освітлення звичайно роблять для визначення типу прожектора, необхідної кількості прожекторів, його висоти, місця і кута нахилу оптичної осі у вертикальній і горизонтальній площинах, що забезпечують задану нормами освітленість місць провадження робіт. Розрахунок проводимо відповідно до ДБН В.2.5-28-2006 [5].

У якості вихідних даних приймають розміри будівельного майданчика 55,5х59,2 м і нормовану її освітленість 2 лк.

Орієнтовне число прожекторів дорівнює:

$$N = m \cdot E_H \cdot k \cdot A / P_n, \quad 7.1$$

де m – коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерела світла;

E_n – нормована освітленість горизонтальної поверхні, лк;

k – коефіцієнт запасу;

A – освітлювана площа, m^2 ;

$P_{\text{л}}$ – потужність лампи.

$$N = 0.13 \cdot 1.7 \cdot 2 \cdot 3285 / 400 = 3.6 \text{ (шт.)}.$$

Висота установки прожектора над поверхнею, що освітлюється:

$$h_{\text{min}} = \sqrt{19000 / 328.5} = 7.6 \text{ (м)}. \quad 7.2$$

Отже, приймаємо 4 прожектори марки ПЗР-400 з лампою ДРЛ-400, які встановлюємо на висоті не менше 8 м на щоглах, кут нахилу лампи приймаємо $\theta=15^\circ$.

6.5. Розрахунок монтажного стропа

Для піднімання вантажу і подачі на місце влаштування використовують чотирьохгілковий строп [22].

Зусилля в одній вітці стропа:

$$S = \frac{k \cdot Q}{m}; \quad 7.3$$

де S – розрахункове зусилля, кН;

Q – вага вантажу, кН;

m – загальна кількість віток стропа;

k – коефіцієнт, що залежить від кута похилу α вітки стропа до вертикалі.

$$S = \frac{1,42 \cdot 13,2}{4} = 4,69 \text{ кН}.$$

Розривне зусилля в гілці $R = 6 \cdot 4,69 = 28,1$ кН.

Приймаємо сталевий канат типу ТК 6 х 19 (ГОСТ 3070-74) $\varnothing 11$ мм.

6.6. Раціональне використання водних ресурсів

Хоча водні ресурси відносяться до категорії тих, що поновлюються, їх інтенсивне використання в окремих районах та на окремих виробництвах невиправдано завищений, що призводить до виникнення їх дефіциту та, як

наслідок, гальмує економічний та соціальний розвиток даної території. Практично в усіх видах водовикористання мають місце значні резерви економії водних ресурсів. Особливо великі вони в промисловості. Але нажаль до якості води, що використовуються в промисловості і до води для житлово-комунального господарства приділяється значно більше уваги, ніж до якісного складу використаної води, що підлягає скиданню у водні об'єкти або у міську систему водовідведення. Тому доцільним на даний момент являється направлення стічних вод на повторне використання в системах оборненого та послідовного водопостачання, ніж піддавати очищенню, що задовольняє умовам скидання.

Для такого об'єкту, як розважальний центр абсолютно доцільним є оборнене використання використаної води. Таким чином, що стосується води, то вона буде проходити подвійне очищення, і вдруге застосовуватиметься для зливу в туалетах та поливу дерев. Рациональність даної системи можна зрозуміти з формул ефективного використання води:

коефіцієнтом використання води:

$$K_{\text{в}} = \frac{Q - Q_{\text{с}}}{Q} \cdot 100\%; \quad 7.4$$

коефіцієнтом водообороту:

$$K_{\text{об}} = \frac{Q_{\text{об}}}{Q_{\text{об}} + Q} \cdot 100\%; \quad 6.5$$

безвозвратними втратами води:

$$K_{\text{н}} = \frac{Q - Q_{\text{с}}}{Q_{\text{об}} + Q} \cdot 100\%; \quad 6.6$$

де Q – затрати свіжої води, що забирається з джерела водопостачання, м³/добу; $Q_{\text{с}}$ – затрати стічної води, м³/добу; $Q_{\text{об}}$ – затрати оборненої системи водопостачання, м³/добу.

6.7. Методика оцінки якості води

У відповідності з Водним Кодексом України оцінка якості води здійснюється на основі нормативів екологічної безпеки водовикористання та екологічних нормативів якості води водних об'єктів.

Оцінка якості води на основі нормативів екологічної безпеки водовикористання, дозволяє оцінити якість води, що використовується для комунально-побутового, господарсько-питного та рибогосподарського водовикористання.

Нормативну базу оцінки якості води складають загальні вимоги до складу та властивостей води та значення гранично допустимих концентрацій речовин у воді водних об'єктів.

Загальні вимоги визначають допустимі склад та властивості води, що оцінюються найбільш важливими фізичними, бактеріологічними та узагальненими хімічними показниками. Вони можуть задаватися у вигляді конкретної величини, зміни величини показника в результаті впливу зовнішніх факторів або у вигляді якісної характеристики показників.

Гранично допустимі концентрації (ГДК) – це встановлений рівень концентрації речовин у воді, вище якого вода вважається непригодною для конкретного виду використання. ГДК, як правило, задаються у вигляді конкретного значення концентрації.

Всі речовини за характером свого негативного впливу поділяються на групи. Кожна група поєднує речовини однакового признаку дії, який називається *признаком шкідливості*. Одна і та ж речовина при різних концентраціях може виявляти різні признаки шкідливості. Признак шкідливості, який виявляється при найменшій концентрації речовини, називається *лімітуючим признаком шкідливості (ЛПШ)*. У водних об'єктах комунально-побутового та господарсько-питного водовикористання розрізняють три ЛПШ – органолептичний, загально санітарний санітарно-токсикологічний.

При оцінці якості води у водоймищах комунально-побутового та господарсько-питного водовикористання враховують також клас

небезпечності речовини. Його визначають в залежності від токсичності, кумулятивності, мутагенності та ЛПШ речовини. Розрізняють чотири класи небезпечності речовин:

I – надзвичайно небезпечні;

II – високо небезпечні;

III – небезпечні;

IV – помірно небезпечні.

При оцінці якості води враховується також принцип адитивності – одного напрямку дії. У відповідності з цим принципом належність декількох речовин до одного і того ж ЛПШ виявляється в сумуванні їх негативного впливу.

Водні об'єкти вважаються придатними для комунально-побутового водовикористання, якщо одночасно виконуються наступні умови:

- не порушуються загальні вимоги до складу та властивостям води для відповідної категорії водовикористання;

- для речовин, що відносяться до III та IV класів небезпеки, виконується умова:

$$C \leq \text{ГДК}, \quad 6.7$$

де C – концентрація речовини у водному об'єкті, г/м^3 ;

- для речовин, що належать до I та II класам небезпечності, виконується умова:

$$\sum \frac{C_i}{\text{ГДК}_i} \leq 1, \quad 6.8$$

де C_i та ГДК_i відповідно концентрація та ГДК i -ої речовини першого та другого класу небезпечності.

6.8. Оцінка якості води на основі екологічних нормативів

Екологічні нормативи якості води встановлюються для оцінки стану водних об'єктів на основі екологічної класифікації поверхні води.

Система екологічної класифікації якості поверхневої води включає три класифікаційні групи: сольового складу, еколого-санітарних показників та показників складу та біологічної дії специфічних речовин [20].

В залежності від значень показників якості води поверхневі води відносяться до певних категорій та класу якості води.

6.9. Захист повітряного середовища

Характеристика забруднюючих атмосферу речовин та класифікація джерел забруднення:

Забруднення атмосфери – зміна складу атмосфери в результаті попадання в неї домішок.

Домішки в атмосфері – це розсіяна в атмосфері речовина, що міститься в її постійному складі.

Забруднююча повітря речовина – це домішок в атмосфері, що має негативний вплив на зовнішнє середовище та здоров'я населення.

Оскільки домішки в атмосфері можуть зазнавати різних перетворень, їх можна умовно розділити на первинні та вторинні:

Первинні домішки в атмосфері – домішки, що зберігають, за інтервал часу, що розглядається, свої фізичні та хімічні властивості.

Перетворення домішок в атмосфері – процес, при якому домішки в атмосфері підлягають фізичним та хімічним змінам під впливом природних та антропогенних факторів, а також в результаті взаємодії між собою.

Вторинні домішки в атмосфері – це домішки в атмосфері, що з'явилися в результаті перетворення первинних домішок.

За впливом на організм людини забруднення атмосфери розділяється на фізичне та хімічне. До фізичного відноситься: радіоактивне випромінювання, тепловий вплив, шум, низькочастотні вібрації, електромагнітні поля. До хімічного – присутність хімічних речовин та їх поєднань.

Викиди в атмосферу забруднюючих речовин характеризуються за чотирма признаками [20]:

- за агрегатним станом;
- за хімічним складом;
- за розміром частинок;
- за масовими затратами речовини, що викидається в атмосферу.

Речовини, що забруднюють атмосферу викидаються у вигляді суміші пилу, диму туману, пару та газоподібних речовин.

Джерела викидів в атмосферу розділяються на природні, що обумовлені природними процесами, та антропогенні (техногенні), що являються результатом діяльності людини. Галузь будівництва являється джерелом утворення та викидання в атмосферу шкідливих речовин.

Значна частина шкідливих речовин попадає в атмосферу при виробництві будівельної продукції. Наприклад, виробництво цегли, що включає: добичу, дріблення, просіювання сировинних компонентів та складання шихти, формування цегли, різку, сушіння та обжиг має середній питомий об'єм викидів – 30-40 кг/т цегли. В процесі виробництва цементу, що включає в себе добичу, подріблення та суміш вихідних матеріалів, випал та подріблення клінкеру, охолодження та фасування готової продукції має середній питомий об'єм викидів, що становить 190,9 кг/т продукції.

Також значна кількість шкідливих речовин викидається в атмосферу.

6.10. Заходи з захисту повітряного басейну

Для даного об'єкту будівництва заходом з захисту повітря від шкідливого впливу речовин є *архітектурно-планувальні рішення*. А саме влаштування значної кількості зелених насаджень, які зможуть поглинати пил та газоподібні домішки. 10 кг листя (в перерахунку на суху масу) за період з травня по жовтень поглинають наступну кількість сірчаного газу: тополь – 180г, липа – 100г, береза – 90г, клен – 20-30г. Тому прийняте рішення про зелені насадження по периметру забудови, а також влаштування зелених насаджень на відкритих площах, а також у приміщеннях у вигляді зимових садів [20].

ВИСНОВКИ

Бакалаврська кваліфікаційна присвячена реконструкції готельного комплексу в історичній забудові міста Луцька. Робота містить 94 сторінок машинописного тексту, складається із шести розділів та 7 додатків креслень.

Розроблена архітектурна частина будівлі готельного комплексу, яка включає зміну будівельного об'єму, пов'язаного із надбудовою додаткового поверху. Наведені об'ємно-планувальні та конструктивні рішення.

У розрахунковій частині БКР виконано розрахунки посилення будівельних конструкцій у зв'язку зі зміною навантаження та необхідності проведення посилення основних несучих конструктивних елементів.

Розроблено технологічну частину проєкту, яка включає розрахунок кількості будівельно-монтажних робіт при проведенні реконструкції, представлена техніка безпеки при монтажі конструкцій. Визначені об'єми робіт на реконструкцію, розроблений будгєнплан, наведені відомості щодо організації складського господарства, схема розміщення тимчасових споруд, водопостачання та освітлення.

У розділі, присвяченому охороні праці на будівництві, проаналізовані небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві, організаційні та технічні заходи по усуненню небезпечних виробничих чинників.

Автором запропоновані напрямки охорони довкілля: проаналізовані впливи техногенних чинників будівлі готельного комплексу на навколишнє середовище та виконані розрахунки концентрації шкідливих речовин які мають місце під час експлуатації.

Список використаних джерел за бакалаврською кваліфікаційною роботою становить 28 джерел, які включають актуальні державні будівельні норми та державні стандарти, навчальні посібники та підручники у будівельній галузі та реконструкції будівель.

Список використаних джерел

1. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
2. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).
3. Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. – 28 с. – (Державні будівельні норми України)
4. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.
5. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
6. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
7. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
8. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
9. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.

10. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

11. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. Зі зміною №1. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 220 с.

12. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд : ДСТУ Б В.3.1-2:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2017. – (Національний стандарт України).

13. Яковенко І. А. Реконструкція будівель та споруд аеропортів : мет. реком. до виконання РГР для студентів спец. 6.06010101 / І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін. – К.: НАУ, 2013. – 50 с.

14. Бабич Є.М. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд : підручник / Є.М. Бабич, В.В. Караван, В.Є.Бабич. – Рівне : «Волинські обереги», 2018. – 176 с.

15. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

16. Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд / А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К. : Основа, 2008. – 320 с

17. Реконструкція промислових та цивільних будівель : навч. посібник для студ. ВНЗ буд. спец. / А. М. Березюк, В. Т. Шалений, К. Б. Дікарев, О. О. Кириченко ; за ред. А. М. Березюка. – Дніпропетровськ : ЕНЕМ, 2010. – 183 с.

18. Савйовський В.В. Реконструкція будівель та споруд : навчальний посібник / В.В. Савйовський. – К. : Ліра-К, 2020. – 320 с.

19. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.
20. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.
21. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
22. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.
23. Зоценко М.ІІ. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.
24. Якименко О. В. Технологія будівельного виробництва: конспект лекцій для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Якименко, Н. Г. Морковська, А. О. Жигло. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 215 с.
25. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).
26. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.
27. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).
28. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

Д О Д А Т К И