

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект реконструкції виробничої будівлі зі зміною цільового
призначення із дослідженням поведінки міжповерхового перекриття**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент		Калінчук В. В.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник		Ігнат'єва В. Б.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль		Мещерякова О. М.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри		Ясній В. П.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент		Качка О. І.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2025 р.

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Калінчуку Василю Васильовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Проект реконструкції виробничої бу дівлі зі зміною цільового призначення із дослідженням поведінки міжповерхо вого покриття.»

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н. доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 14 » 11 2025 року № 4/7-974

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Вступ; Розділ 1 Архітектурно-будівельний; Розділ 2 Розрахунково-конструктивний; Розділ 3 Науково-дослідний; Розділ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях; Висновки

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1 Архітектурно-будівельний		
2	Розділ 2 Розрахунково-конструктивний		
3	Розділ 3 Науково-дослідний		
4	Розділ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5	Висновки		

Студент

_____ (підпис)

Калінчук В. В.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Ігнат'єва В. Б.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Вихідні дані.....	8
1.2 Розрахунок вітру.....	8
1.3 Генеральний план ділянки.....	9
1.4 Об'ємно-планувальне рішення будівлі.....	10
1.5 Конструктивні рішення. Будівля до реконструкції	12
1.6 Будівля після реконструкції	13
1.7 Висновки до розділу 1	16
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	17
2.1 Коротка характеристика об'єкта	17
2.2 Розрахунок скатної покрівлі	18
2.2.1 Розрахунок кроквяної ноги	18
2.2.2 Збір навантажень	18
2.2.3 Розрахунок обрешітки на косий вигин	20
2.2.4 Перевірка прогину обрешітки.....	21
2.3 Розрахунок кроквяної ноги	22
2.3.1 Збір навантажень	22
2.3.2 Підбір перетину кроквяної ноги	23
2.4 Розрахунок підкроквяної конструкції	25
2.4.1 Розрахунок прогону	25
2.4.2 Розрахунок ригеля.....	26
2.4.3 Розрахунок стійки	28
2.5 Розрахунок металевого каркасу.....	30
2.5.1 Збір навантажень на каркас.....	31
2.5.2 Визначення вітрового навантаження	32
2.5.3 Розрахунок на статичні навантаження.....	36
2.5.4 Перевірка міцності стрижневих елементів.....	36

2.6 Основи та фундаменти.....	37
2.6.1 Коротка характеристика об'єкту	37
2.6.2 Оцінка інженерно-геологічних умов БУДІВЕЛЬНОГО майданчика	38
2.6.3 Фізико-механічні властивості ґрунтів.....	40
2.6.4 Інженерно-геологічна характеристика ділянки	41
2.6.5 Варіантне проектування фундаментів	41
2.6.5 Розрахунок і проектування фундаментів.....	42
2.7 Висновки до розділу 2	49
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	50
3.1 Варіант 1	50
3.2 Варіант 2.....	54
3.3 Порівняння варіантів	57
3.4 Висновки до розділу 3	57
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	58
4.1 Оорона праці.....	58
4.1.1 Загальні положення.....	58
4.1.2 Вимоги пожежної безпеки.....	59
4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1	60
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	61
4.2.1 Законодавча база України	61
4.2.2 Стійкість споруди при дії ударної хвилі.....	61
4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2	65
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	66
БІБЛІОГРАФІЯ.....	67

ВСТУП

Сучасний розвиток міських територій супроводжується активними процесами оновлення та переосмислення промислових зон, значна частина яких втратила своє первісне функціональне призначення. Багато виробничих будівель, зведених у другій половині XX століття, сьогодні не відповідають сучасним соціально-економічним потребам міст, однак мають значний конструктивний і просторовий потенціал для подальшого використання. У зв'язку з цим особливої актуальності набувають проекти реконструкції таких об'єктів із їх функціональним перепрофілюванням.

Одним із найбільш доцільних напрямів використання існуючих промислових будівель є їх перетворення у громадські споруди торговельного призначення. Реконструкція фабричних будівель під торгові комплекси дозволяє раціонально використовувати території, зменшити витрати на нове будівництво, скоротити строки реалізації проєктів та інтегрувати об'єкти у сформовану міську інфраструктуру. Разом з тим такі рішення потребують ґрунтового інженерно-розрахункового обґрунтування з урахуванням технічного стану існуючих конструкцій, змінених експлуатаційних навантажень і вимог чинних нормативних документів.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю забезпечення надійності та безпеки реконструйованих будівель при зміні їх функціонального призначення. Перехід від виробничої функції до громадської супроводжується суттєвими змінами у характері навантажень, вимогах до просторової жорсткості, вогнестійкості та евакуаційної безпеки. Особливу увагу при цьому необхідно приділяти конструкціям покрівлі, металевому каркасу вхідних груп, а також основам і фундаментам з урахуванням інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Важливе значення у процесі реконструкції мають варіантні розрахунки конструктивних рішень, що дозволяють обґрунтувати доцільність застосування тих чи інших типів фундаментів, оцінити роботу металевих і дерев'яних

конструкцій та визначити оптимальні параметри несучих елементів. Застосування сучасних програмних комплексів для чисельного аналізу дає можливість дослідити напружено-деформований стан конструкцій і підвищити рівень обґрунтованості прийнятих проєктних рішень.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Кваліфікаційна робота виконана відповідно до науково-освітніх напрямів кафедри будівельних конструкцій і будівельної механіки та спрямована на вирішення актуальних завдань реконструкції будівель і споруд з використанням сучасних інженерних методів розрахунку.

Метою кваліфікаційної роботи є реконструкція виробничої будівлі фабрики з перепрофілюванням її під торговий комплекс та обґрунтування конструктивних рішень несучих елементів будівлі на основі інженерних розрахунків і чисельного моделювання.

Для досягнення поставленої мети у роботі необхідно вирішити такі **завдання**:

- проаналізувати архітектурно-планувальні та конструктивні особливості існуючої будівлі;
- охарактеризувати природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва;
- розробити архітектурно-будівельні рішення торгового комплексу після реконструкції;
- визначити та зібрати постійні й тимчасові навантаження, що діють на конструкції будівлі;
- виконати розрахунок дерев'яної кроквяної покрівлі;
- виконати варіантне проєктування фундаментів та обґрунтувати вибір раціонального рішення;
- розробити заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.
- **Об'єктом дослідження** є виробнича будівля фабрики, що підлягає реконструкції з перепрофілюванням під торговий комплекс.

Предметом дослідження є несучі та огорожувальні конструкції реконструйованої будівлі, а також їх робота під дією розрахункових навантажень.

Методи дослідження. У роботі застосовано нормативні методи розрахунку будівельних конструкцій, метод скінченних елементів, чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій, а також методи варіантного та інженерного аналізу.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання прийнятих конструктивних рішень і методики розрахунку при реконструкції промислових будівель з їх подальшим перепрофілюванням у громадські об'єкти торговельного призначення.

Ключові слова: реконструкція будівлі, торговий комплекс, виробнича будівля, металевий каркас, дерев'яна покрівля, фундаменти, метод скінченних елементів.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані

Відноситься до кліматичного району I за картою 1 [3].

Цей район характеризується такими параметрами: Середньомісячна температура зовнішнього повітря в січні від мінус 14°C до мінус 28°C ; [4].

Середньомісячна температура зовнішнього повітря в липні від плюс 22°C до плюс 29°C ; [4].

Середня швидкість вітру за три зимові місяці 5 м/с [3].

Температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,92 $t_{\text{ext}} = -37^{\circ}\text{C}$ [3].

Тривалість опалювального періоду $Z_{\text{ht}} = 223$ дн [3].

Середня температура зовнішнього повітря під час опалювального періоду t_{ht} мінус $9,7^{\circ}\text{C}$ [4].

Температура внутрішнього повітря плюс 15°C ; Нормальний режим приміщень – 55 % [3].

Зона вологості району будівництва – 3 суха [3]. Розрахунковий показник снігового навантаження $S_g = 1,4$ кПа [8]; Сейсмічність 7 балів.

1.2 Розрахунок вітру

Середня швидкість м/с [3].

Таблиця 1.1 - Дані повторюваності вітру, %

Населений пункт	Січень							
$\Sigma = 430,5$	60,8	1,1	1,3	13,3	54	234	44	22
%	14,1	0,26	0,30	3,089	12,5	54,4	10,22	5,11

У першому рядку таблиці записується повторюваність вітрів і швидкість вітру за напрямками за січень.

У другому рядку чисельник і знаменник перемножуються, і знаходиться сума по рядку, в третьому рядку по кожному напрямку знаходиться процентне співвідношення з сумою. За цими значеннями будується діаграма $1 \text{ мм} = 1\%$.

Висновок: для даного району будівництва переважають вітри південно-західного напрямку, що необхідно врахувати при розміщенні будівлі на місцевості.

1.3 Генеральний план ділянки

Проектована будівля торгового центру розташована в житловій групі, що входить до складу мікрорайону. Ця територія відноситься до сельбищної зони, призначеної для розселення людей. Планування та забудова ділянки забезпечує сприятливі умови для життєдіяльності побуту, відпочинку та вільного проведення часу населення.

Враховуються санітарно-гігієнічні вимоги до планування та забудови житлових районів, забезпечується необхідний рівень освітленості та інсоляції житлових будинків і дворів, захист від шуму у вигляді зелених насаджень, забезпечується необхідне благоустрій та озеленення територій.

Ділянка має прямокутну форму з розмірами $160 \times 88 \text{ м}$. Крім торгового комплексу на ділянці передбачені: автостоянка площею – 4640 м^2 , лавки, урни, майданчик для сміття. Ділянка навколо будівлі упорядкована та озеленена різними насадженнями. На території торгового комплексу знаходяться клумби з квітами. При розміщенні будівлі на ділянці врахували планувальні рішення і орієнтацію будівлі. Будівля розміщена відносно частин горизонту і вітрів переважаючого напрямку так, щоб забезпечити сприятливі умови для природного освітлення і провітрювання приміщень. Дороги покриті асфальтовим полотном і тротуарною плиткою.

1.4 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Торговий центр за своїм призначенням відноситься до громадських будівель і призначений для торгового обслуговування населення, а також для надання розважальних послуг і відпочинку населення.

Реконструйована будівля значною мірою зберігає свій початковий призмоподібний об'єм і незначно змінюється в плані за рахунок прибудови до її корпусу з боку головного фасаду вітражної групи з вхідним елементом на рівні 1 поверху, а також збільшення покрівельного компонента.

Згідно з прийнятими проектними рішеннями зберігається поверховість будівлі, проводиться заміна конструкції покрівлі з плоскої на багатосхилу за кроквяною конструкцією, в підпокрівельному просторі формується приміщення холодного горища, здійснюється трансформація планувальної структури та зовнішнього вигляду фасадів.

Комунікативні простори торгового комплексу, що служать загальними шляхами евакуації, складають його просторово-планувальний каркас, на основі якого в будівлі розміщені основні, допоміжні та підсобні приміщення. Приміщення комунікативного призначення в торговельній зоні для забезпечення високої пропускної здатності та комфорту наділені значними просторовими розмірами.

Центральними планувальними ядрами будівлі є великі зальні приміщення комунікативного призначення: вестибюль - на 1 поверсі, сходові холи - на 2 і 3 поверхах. Дані приміщення розміщені в центральній частині будівлі по одній вертикальній осі і взаємопов'язані розміщеними в них засобами міжповерхового сполучення: ескалаторами і внутрішніми відкритими сходами.

Іншими найбільш структурно значущими приміщеннями реконструйованої будівлі є основні приміщення - торгові зали, розміщені на всіх поверхах. Вони займають значну частину площі в будівлі і разом з комунікативними приміщеннями, призначеними для відвідувачів торгового комплексу, складають торгову зону приміщень, що домінує у функціональній та планувальній

структурах будівлі.

Приміщення допоміжного призначення планувально об'єднані в групи приміщень і розміщені: біля центральної сходової клітки - для відвідувачів, у торцевих частинах будівлі - для персоналу. Найбільші блоки таких приміщень розташовані на 1 поверсі, де до них примикають приміщення технічного призначення.

Зовнішній вигляд проєктованого об'єкта визначений відповідністю таким критеріям, як типологічність, індивідуальність і сучасність. При розробці архітектурних рішень реконструйованого фасаду вирішено актуальне завдання трансформації існуючого нудного вигляду будівлі, пов'язаного з її колишнім виробничим призначенням. Будівлі надано сучасний, світський і привабливий вигляд, що відповідає її новому функціональному призначенню. У фасадній будові збільшено масштабність деталей, введено вертикальні і пластичні форми. Ці рішення дозволять проєктуваній будівлі зайняти гідне місце в структурі існуючої забудови нової частини.

Представлені в проєкті рішення щодо зовнішнього та внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації відповідають функціональному призначенню об'єкта.

Проектowana будівля торгового комплексу має габаритні розміри в крайніх осях - 40,9 x 144,0 м. Висота приміщень будівлі незначно варіюється по поверхах і частинах будівлі і становить 3,97...4,28 м.

ТЕП будівлі:

- торгова площа будівлі - 7 618,71 м²;
- загальна площа $S_o = 15\,862,66$ м²;
- розрахункова площа $S_p = 11\,779,85$ м²;
- будівельний об'єм $V = 96\,183,39$ м³;
- кількість поверхів – 3.

1.5 Конструктивні рішення. Будівля до реконструкції

Будівля фабрики являє собою триповерхову будівлю, представлену на рисунках 1.2 і 1.3. Будівля має довжину 145,2 м. Будівля побудована в 1973 році.

Конструктивна схема будівлі рамно-зв'язний каркас, виконаний. Будівля розділена на три деформаційні блоки. У поперечному напрямку рами утворені збірними залізобетонними колонами і балками прямокутного перетину за серією. У поздовжньому напрямку встановлені зв'язки в центральних прольотах кожного деформаційного блоку.

Фундамент - пальовий з монолітним залізобетонним ростверком, палі марки 6-30.

Зовнішні стіни - самонесучі з керамзитобетонних панелей товщиною 400 мм з цегляними включеннями в місцях влаштування сходових кліток.

Перекриття - збірні залізобетонні.

Покрівля - плоска з внутрішнім водостоком. На покрівлі встановлені конструкції для влаштування похилого даху з частковим влаштуванням покриття.

Кровляна конструкція даху - дерев'яні рами в поздовжньому напрямку з кроком 2,25 м, що утворюють ухил покрівлі. Матеріал покриття покрівлі - оцинкований профлист $t = 0,7$ мм. Частина перегородок, промислове обладнання, комунікації на момент обстеження демонтовані.



Рисунок 1.2 – Будівля фабрики



Рисунок 1.3 – Будівля фабрики

1.6 Будівля після реконструкції

У процесі реконструкції не відбувається зміни конструктивної схеми будівлі, основні несучі конструкції залишилися без змін.

Спостерігається значне зменшення експлуатаційних (не менше ніж утричі) навантажень на будівлю в цілому, за рахунок зміни функціонального призначення.

Згідно з прийнятими проектними рішеннями зберігається поверховість будівлі, проводиться заміна конструкції покрівлі з плоскої на багатосхилу за кроквяною конструкцією, в підпокрівельному просторі формується приміщення холодного горища, здійснюється трансформація планувальної структури та зовнішнього вигляду фасадів. Після реконструкції незначно зміниться в плані за рахунок прибудови до його корпусу з боку головного входу вітражної групи з вхідним елементом, а також збільшення покрівельного компонента.

Каркас вхідної групи включає в себе колони сталеві двотаврового перетину з паралельними гранями полиць, постійного перетину по висоті 30К1 з кроком 4х6м.

Конструкція покрівлі – дерев'яна кроквяна. Тип застосовуваного покриття – оцинкований профлист $t = 0,7$ мм.

Зовнішні стіни будівлі:

– товщиною 400 мм з керамзито-бетонних панелей товщиною 440 (30+380+30) мм з цегляної кладки ($t = 380$ мм) з штукатурним шаром.

– товщиною 310 (30+250+30) мм з цегляної кладки ($t = 250$ мм) з двостороннім штукатурним шаром;

Перегородки товщиною 180 (30+120+30) мм з цегляної кладки ($t = 120$ мм) з двостороннім штукатурним шаром товщиною 150 мм на одинарному металевому каркасі з двошаровими обшивками ГВЛ з мінераловатним заповненням, $t = 50$ мм вітражні з подвійним склінням різної товщини і повітряним прошарком між ними.

Перекриття – монолітні та збірні залізобетонні.

Фундаменти під колони вхідної групи буронабивні палі діаметром 0,6 м, крок палей $L = 3$ м.

До реконструкції вся будівля виробничого цеху являла собою єдиний пожежний відсік. Відповідно до положень розділу 6 [3] проєктований 3-поверховий торговий комплекс розділений додатково введеними в об'ємно-планувальну структуру будівлі протипожежними стінами 1-го типу на три суміжні планувально взаємопов'язані пожежні відсіки, розташовані в осях 1-10, 10-17.

Площа поверху в межах даних пожежних відсіків становить: 1750,30 м² - для пожежного відсіку в осях 1-10; 1563,97 м² - для пожежного відсіку в осях 10-17; 1969,45 м² - для пожежного відсіку в осях 17-27;

Для підвищення межі вогнестійкості до REI 150 існуючого горищного перекриття проектом передбачена підвісна вогнезахисна стеля на дворівневому металевому каркасі з одношаровою обшивкою з листів ГВЛ.

Поверхи будівлі торгового комплексу забезпечені достатньою кількістю евакуаційних виходів з поверху. Перший поверх має 6 загальних евакуаційних виходів з будівлі безпосередньо назовні (у т. ч. 4 виходи зі сходових кліток) і 9 евакуаційних виходів з окремих приміщень та їх груп. Другий і третій поверхи мають по 4 евакуаційних виходи з поверху, представлених виходами на сходові клітки.

На проєктоване холодне горище будівлі передбачений вихід у центральній

частині будівлі зі сходової клітки, розташованої в осях Г-Д і 14-15. Даний вихід обладнаний протипожежними дверима. Уздовж усього простору горища забезпечений прохід шириною 1,2 м і висотою 1,85 м.

На об'єкті, що реконструюється, в його центральній частині застосовані сходи 2-го типу (внутрішні відкриті), що ведуть з вестибюля до 3 поверху. Дані сходи, що мають ширину сходового маршу 4,5 м, призначені в якості центральних сходів для сполучення між поверхами в торговій зоні будівлі.

У даному проекті прийнята обробка приміщень, що відповідає діючим санітарно-гігієнічним вимогам.

Зовнішнє оздоблення комбіноване виконано з наступних матеріалів:

- фасадні панелі з оцинкованих сталевих листів ($t=1,2$ мм) з полімерним покриттям кольору RR40 «Сріблястий металік», загальна витрата матеріалу – $885,0 \text{ м}^2$;
- фасадні панелі з оцинкованих сталевих листів ($t=1,2$ мм) з полімерним покриттям кольору RAL 1030 «Георгіново-жовтий», загальна витрата матеріалу - $274,6 \text{ м}^2$;
- фасадні панелі зі сталевих оцинкованих листів ($t=1,2$ мм) з полімерним покриттям кольору RAL 8007 «Палево-коричневий», загальна витрата матеріалу - $312,1 \text{ м}^2$;
- металевий профлист С-8х1150 кольору RAL 7004 «Сигнальний сірий», загальна витрата матеріалу - $3029,5 \text{ м}^2$;
- фасадні панелі зі сталевих оцинкованих листів ($t=1,2$ мм) з полімерним покриттям кольору RAL 1019 «Сіро-бежевий»

Стеля:

- підвісна стеля на однорівневому металевому каркасі з одношаровою обшивкою з ГВЛ-листів - для оздоблення стель прибудованої частини будівлі в осях А/1-А/2 і 12-16;
- підвісна вогнезахисна стеля на дворівневому металевому каркасі з одношаровою обшивкою з листів ГВЛ - для приміщень 3 поверху;
- фарбування вологостійкими водоемульсійними сумішами світлих

тонів - для інших приміщень.

Стіни та перегородки:

- облицювання глазурованою керамічною плиткою - для приміщень санітарно-побутового призначення та комор прибирального інвентарю;
- фарбування вологостійкими водоемульсійними акрилатними сумішами світлих тонів - для інших приміщень.

Підлоги:

- керамічна плитка на клеї - для приміщень санітарно-побутового призначення та комор прибирального інвентарю;
- мозаїчно-бетонне покриття (включаючи існуючі ділянки) - для інших приміщень.

1.7 Висновки до розділу 1

У першому розділі кваліфікаційної роботи виконано архітектурно-будівельне обґрунтування реконструкції виробничої будівлі з її подальшим перепрофілюванням у торговий комплекс. На основі аналізу вихідних даних, містобудівних умов та функціональних вимог до об'єкта встановлено, що існуюча будівля має потенціал для подальшої експлуатації за умови зміни її функціонального призначення та модернізації архітектурних рішень.

У роботі детально проаналізовано природно-кліматичні умови району будівництва, що дало змогу обґрунтувати необхідність урахування вітрових і снігових навантажень при формуванні покрівельної системи та фасадних рішень. Генеральний план ділянки розроблено з урахуванням існуючої забудови, транспортних і пішохідних зв'язків, що забезпечує зручний доступ відвідувачів і персоналу до будівлі торгового комплексу.

Об'ємно-планувальні рішення сформовані таким чином, щоб забезпечити раціональне функціональне зонування приміщень, зручну організацію внутрішніх потоків людей та відповідність вимогам пожежної безпеки й евакуації.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Коротка характеристика об'єкта

Конструктивна схема існуючої будівлі: рамно-зв'язний каркас,. Будівля розділена на три деформаційні блоки. У поперечному напрямку рами утворені збірними залізобетонними колонами і балками прямокутного перетину за серією. У поздовжньому напрямку встановлені зв'язки в центральних прольотах кожного деформаційного блоку. У процесі реконструкції не відбувається зміни конструктивної схеми, також основні несучі конструкції залишаються без змін. На будівлю спостерігається значне зменшення експлуатаційних (не менше ніж у три рази) навантажень, за рахунок зміни функціонального призначення.

Каркас включає в себе залізобетонні колони перетином 600х400мм, встановлені з кроком 6х9 м, прив'язка колон нульова. Колони вхідної групи сталеві двотаврового перетину з паралельними гранями полиць, постійного перетину по висоті 30К1.

Конструкція даху – дерев'яна кроквяна. Тип покрівлі, що застосовується – оцинкований профлист $t = 0,7$ мм

Зовнішні стіни будівлі:

- товщиною 420 (10+400+10) мм керамзитобетонних панелей
- товщиною 440 (30+380+30) мм з цегляної кладки ($t = 380$ мм) з двостороннім штукатурним шаром.
- товщиною 310 (30+250+30) мм з цегляної кладки ($t = 250$ мм) з двостороннім штукатурним шаром.

Перекриття – монолітні та збірні залізобетонні. Фундаменти буронабивних паль діаметром 0,5 м, крок паль $L = 3$ м

Конструкція покрівлі – дерев'яна кроквяна. Тип застосовуваного покриття – оцинкований профлист $t = 0,7$ мм. У розрахунковій частині проведено розрахунок кроквяної покрівлі та металевого каркаса. Розрахунок виконано з використанням розрахункового комплексу SCAD Office.

2.2 Розрахунок скатної покрівлі

2.2.1 Розрахунок кроквяної ноги

Конструкція виконана з сосни - 1-го сорту. Умова експлуатації Б2, коефіцієнт $m_b = 1$. Розрахунковий опір деревини вигину $R_u = 14 \text{ МПа} = 1,4 \text{ кН/см}$.

Коефіцієнт надійності по відповідальності $\gamma_n = 0,95$

Кут нахилу покрівлі до горизонтальної площини $\alpha = 12^\circ$, $\cos \alpha = 0,9781$; $\sin \alpha = 0,2079$. Сніговий район будівництва - II, розрахункове снігове навантаження $S_g = 1,0 \text{ кПа}$ [3].

Покрівля з профлиста. Крок обрешітки - 500мм. Крок крокв $l = 1000 \text{ мм}$.

2.2.2 Збір навантажень

Приймаємо перетин брусків обрешітки - $b \times h = 100 \times 50 \text{ мм}$, з кроком 500 мм. Визначення навантаження на 1 м^2 покрівлі ведеться в табличній формі.

Таблиця 2.1 - Збір навантажень

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження q^n , кгс/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження q^p , кгс/м
I	Постійне:			
1	Профлист НС-44, $\delta = 0,8 \text{ мм}$; $(9,46 \cdot 0,9781)$	9,25	1,1	10,175
2	Обрешітка $100 \cdot 50 \cdot 1000 \text{ мм}$; $(0,1 \cdot 0,05 \cdot 500 \cdot 0,9781)$	2,44	1,1	2,69
	Разом	11,69		12,86
II	Тимчасове:			
3	Сніг S_g з $s \cdot \cos \alpha =$; $(140 \cdot 1,37 \cdot 0,5 \cdot 0,9781)$	80,4	1,2	96,5
	Разом:	80,4		96,5
	Всього	92,09		109,36

Де $1,37 = \frac{60-\alpha}{35} = \frac{60-12}{35}$ - коефіцієнт снігового навантаження з при $\alpha = 32^\circ$

[15] Обрешітку покрівлі розраховуємо при двох варіантах поєднання навантажень:

– на міцність і жорсткість при одночасному впливі власної ваги всіх елементів покрівлі і снігового навантаження - 1-й випадок.

– тільки на міцність при впливі власної ваги всіх елементів покрівлі і зосередженого вантажу $P = 120$ кгс/м (людина + інструмент) - 2-й випадок.

Обрешітку розглядаємо як двопрогону нерозрізну балку з прольотом $l_1 =$ кроку крокв = 1,0м .

Навантаження на 1 м обрешітки:

а) від власної ваги покрівлі та снігу визначається за формулою 3.1[8].

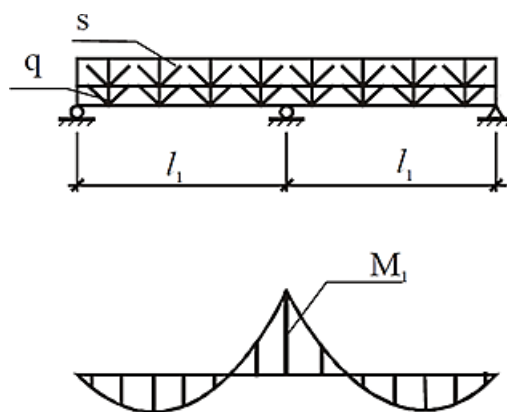


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема обрешітки від власної ваги покрівлі та снігу

$$M' = 0,125 \cdot q \cdot l^2, \quad (2.1)$$

де: q -розрахункове навантаження l -ширина прольоту $M' = 0,125 \cdot 109,36 \cdot l^2 = 13,67$ кгс · м; для другого поєднання навантажень (власна вага і монтажне навантаження) визначається за[15].

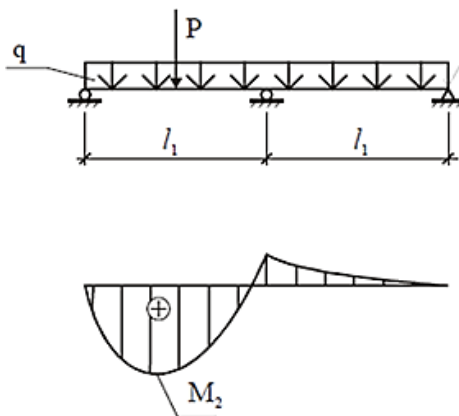


Рисунок 2.2 - Розрахункова схема обрешітки для другого поєднання навантажень (власна вага і монтажне навантаження)

$$M'' = 0,07 \cdot g \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l \quad (2.2)$$

де: $P_{\text{роз}}$ - Вага людини на 1 ширину настилу дорівнює 120 кгс., g - постійне навантаження, l - крок кроків $M'' = 0,07 \cdot 12,86 \cdot 1^2 + 0,207 \cdot 120 \cdot 1 = 25,7$ кгс·м; Найбільш не вигідним для розрахунку міцності бруса - другий випадок завантаження.

2.2.3 Розрахунок обрешітки на косий вигин

Оскільки площина дії навантажень не збігається з головними площинами перетину бруса обрешітки, розраховуємо брусок обрешітки на косий вигин.

Визначаємо згинальні моменти відносно головних осей бруса $M''_x = M_{\text{max}} \cdot \cos \alpha = 25,7 \cdot 0,9781 = 25,1$ кгс·м; $M''_y = M_{\text{max}} \cdot \sin \alpha = 25,7 \cdot 0,2079 = 5,3$ кгс·м;

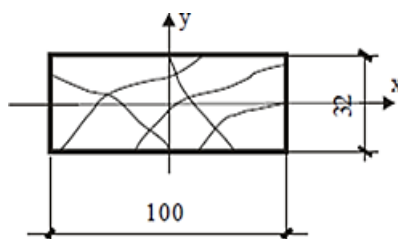


Рисунок 2.3 – Визначаємо геометричні характеристики брусів обрешітки

$$\begin{aligned} W_x &= \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 5^2}{6} = 41,7 \text{ см}^3; & W_y &= \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{5 \cdot 10^2}{6} = 83,3 \text{ см}^3 \\ Y_x &= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 5^3}{12} = 104,2 \text{ см}^4; & Y_y &= \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{5 \cdot 10^3}{12} = 416,6 \text{ см}^4 \end{aligned} \quad (2.4)$$

де: b - ширина бруса, h - висота бруса. Перевіряємо міцність бруса обрешітки за формулою [3].

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_u \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{i2} \quad (2.5)$$

де: $R_u = 130 \text{ кгс/см}^2$ - розрахунковий опір деревини на вигин табл. 5 [3].
 $\gamma_{i1} = 1,15$ - коефіцієнт умов роботи обрешітки при розрахунку за 1-м випадку;
 $\gamma_{i2} = 1,2$ - коефіцієнт, що враховує короткочасність прикладання монтажного навантаження при розрахунку за 2-м випадком;

$$\sigma = \frac{2510}{41,7} + \frac{5300}{83,3} \leq 130 \cdot 1,2 \cdot 1,15 \quad (2.6)$$

$$\sigma = 123,8 \text{ кгс} \cdot \text{м}; \leq 180 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

Висновок: прийнятий перетин бруса обрешітки здатний витримати розрахункове навантаження.

2.2.4 Перевірка прогину обрешітки

При розрахунку за другим випадком навантаження перевірка прогину бруса не потрібна. Визначимо прогин бруса при першому поєднанні навантажень.

Прогин у площині, перпендикулярній схилу за [3].

$$f_x = \frac{2,13 \cdot q^n \cdot \sin \alpha \cdot l^4}{384 E J_y} \quad (2.7)$$

де: q^n - нормативне навантаження, l - крок кроків, E - модуль пружності J_y - момент інерції по осі y

$$f_x = \frac{2,13 \cdot 0,92 \cdot 0,2079 \cdot 100^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 416,6} = 0,0025 \text{ см}$$

Прогин площини, паралельної схилу:

$$f_y = \frac{2,13 \cdot q^n \cdot \cos \alpha \cdot l^4}{384 E J_x} \quad (2.8)$$

де: q^n - нормативне навантаження, l - крок кроків, E - модуль пружності J_x - момент інерції по осі x $f_y = \frac{2,13 \cdot 0,92 \cdot 0,9781 \cdot 100^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 104,2} = 0,048 \text{ см}$

Повний прогин:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (2.9)$$

$$f = \sqrt{0,0025^2 + 0,048^2} = 0,05 \text{ см}$$

Відносний прогин $\frac{f}{l} = \frac{1}{150}$ гранично допустимий відносний прогин таблиця 5[3].

$$\frac{f}{l} = \frac{0,05}{100} = \frac{1}{2000} < \frac{1}{150} \text{ см} \quad (2.10)$$

Висновок: жорсткість бруска забезпечена.

2.3 Розрахунок кроквяної ноги

2.3.1 Збір навантажень

У зв'язку з великим прольотом у поперечному перерізі будівлі, що дорівнює 9 метрам, в якості кроквяної ноги застосовуємо клеєну балку. Ширину балки

приймаємо $b = 140$ мм з 4-х дощок після острожків по пластям, висоту $h = 300$ мм.

Таблиця 2.2 – Збір навантажень

Вид навантаження	Нормативне навантаження q_n , кгс/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження q_r , кгс/м
Постійне:			
Профлист НС-44 , $\delta = 0,8$ мм; $(9,46 / 0,9781)$	9,25	1,1	10,175
Обрешітка $100 \cdot 50 \cdot 1000$ мм; $(0,1 \cdot 0,05 \cdot 500 / 0,9781)$	2,4	1,1	2,69
Кроквяна нога 140×300 мм; $(0,14 \cdot 0,3 \cdot 500 / 0,9781)$	21,47	1,1	23,62
Разом	33,16		36,485
Тимчасове:			
Снігова $S_g \cdot z \cdot s \cdot \cos \alpha = (140 \cdot 1,37 / 0,9781)$	168,1	1,2	201,7
Разом	168,1		201,7
Всього	201,26		238,18

2.3.2 Підбір перетину кроквяної ноги

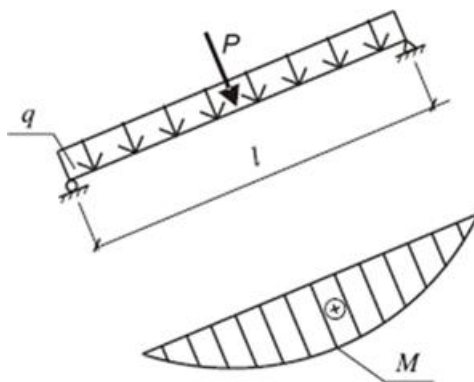


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема кроквяної ноги

Визначаємо максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{q_r \cdot l^2}{8} = \frac{238,18 \cdot 9^2}{8} = 2411,6 \text{ кгс} \cdot \text{м}; \quad (2.11)$$

Визначаємо необхідний момент опору:

$$w_{\text{тр}} = \frac{M}{R_u} = \frac{241160}{130} = 1855 \text{ см}^3; \quad (2.12)$$

Необхідна висота перерізу при $b = 14 \text{ см}$: $h_{\text{птр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1855}{14}} = 28 \text{ см}$.

Приймаємо переріз, що складається з 7 дощок із загальною висотою $h = 7 \cdot 4,5 = 315 \text{ мм}$:

Визначаємо момент опору перерізу:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \cdot 31,5^2}{6} = 2315 \text{ см}^3; \quad (2.13)$$

Оскільки момент опору прийнятого перерізу $W = 1855 \text{ см}^3 > W_{\text{птр}} = 2315 \text{ см}^3$, міцність кроквяної ноги забезпечена.

Напруження вигину: $\sigma = \frac{241160}{2315} = 104 < 130 \text{ кгс/см}^2$;

Визначаємо поперечну силу в опорному перерізі балки: $Q = \frac{ql}{2} = \frac{238 \cdot 9}{2} = 1071 \text{ кгс}$;

Визначаємо напруження сколювання по клейовому шву [3].

$$\tau = \frac{3Q}{b_{\text{розр}} h_0} \leq R_{\text{сн}} \quad (2.14)$$

$b_{\text{розр}}$ - розрахункова ширина сколювання, що приймається рівною 0,6 повної ширини шва; $R_{\text{сн}} = 24 \text{ кгс/см}^2$ - розрахунковий опір сколюванню при згині. $\tau = \frac{3 \cdot 1071}{2 \cdot 0,6 \cdot 14 \cdot 31,5} = 6,07 < 24 \text{ кгс/см}^2$; Знаходимо момент інерції: $J = \frac{bh^3}{12} = \frac{14 \cdot 31,5^3}{12} = 36465 \text{ см}^4$;

Визначаємо відносний прогин за [3].

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^n l^3}{384EJ} \quad (2.15)$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 2,01 \cdot 900^3}{384 \cdot 10^5 \cdot 36465} = \frac{1}{352} < \frac{1}{315}$$

2.4 Розрахунок підкроквяної конструкції

Прогін, ригель, підкоси і стійку підкроквяної конструкції проектуємо з брусів.

Довжину крайньої ділянки прогону призначаємо $l = 1,25$ м., а середньої $l = 3,5$. Відстань від осі ригеля до точки перетину осей підкосів

приймаємо рівним 1,4 м. Тоді тангенс кута нахилу підкосів до горизонту $\operatorname{tg} \beta = 48^\circ 15'$; $\sin \beta = 0,746$; $\cos \beta = 0,666$.

2.4.1 Розрахунок прогону

Прогін розраховуємо, як трипрогонну балку, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням. Згинальний момент на середній опорі знаходимо за [3]:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q q_{pr} (l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + 1.5l_2)} \quad (2.16)$$

Де q_{pr} - власна вага підкроквяних конструкцій, що дорівнює 2,5% тиску крокв

$$M_{\text{оп}} = \frac{238.18 \cdot 1,025 \cdot (1.25^3 + 3.5^3)}{8(1.25 + 1.5 \cdot 3.5)} = 210 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

Прогін проектуємо з бруса з розмірами сторін менше 11 см, тоді за [3] $R_u = 130 \text{ кгс/см}^2$.

Визначаємо необхідний момент опору перетину:

$$w_{\text{тр}} = \frac{M}{R_u} = \frac{21000}{130} = 161 \text{ см}^3; \quad (2.17)$$

Проектуємо брус 10×10 см, тоді

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 10^2}{6} = 167 \text{ см}^3 \quad (2.18)$$

2.4.2 Розрахунок ригеля

Розрахунковий згинальний момент на середній ділянці опор у передбачуваний розрізненості прогону над середніми опорами:

$$M_1 = \frac{ql_2^2}{8} = \frac{238.18 \cdot 3.5^2}{8} = 364 \text{ кгс} \cdot \text{м} \quad (2.19)$$

Ригель виконуємо з того ж перерізу, що і прогін, тобто 10×10 см . тоді ригель сприймає половину згинального моменту $M_{1p} = 182 \text{ кгс} \cdot \text{м}$.

Тиск у проміжній точці опори прогону визначаємо за формулою 3.10 [3]:

$$V = \frac{q(l_1 + l_2)}{2} + \frac{M_{\text{оп}}}{l_1} \quad (2.20)$$

$$V = \frac{238.18(1.25 + 3.5)}{2} + \frac{205.3}{1.25} = 730 \text{ кгс}.$$

Стискаюче зусилля в ригелі визначаємо за формулою:

$$H = \frac{V}{\text{tg}\beta}; \quad (2.21)$$

$$H = \frac{730}{1.12} = 652 \text{ кгс}.$$

Перетин ригеля ослаблений болтом $\varnothing 14$ мм. Тоді

$$F_{ut} = (10 - 1.4)10 = 86 \text{ см}^2$$

$$W_{nt} = \frac{(10 - 1.4) \cdot 10^2}{6} = 143 \text{ см}^3$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує момент від поздовжньої сили деформації стрижня за [3] і гнучкість за [3]:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{N}{R_0 \cdot F_{op}} \quad (2.22)$$

$$\text{де } \lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0.29 \cdot 10} = 120, \xi = 1 - \frac{120^2}{3100} \cdot \frac{652}{10 \cdot 10 \cdot 130} = 0.77;$$

Знаходимо напруження в ригелі за формулою 1.13[3]: $\sigma = \frac{N}{F_{nt}} + \frac{M}{\xi W_{nt}} \cdot \frac{R_c}{R_u}$,
 $\sigma = \frac{652}{86} + \frac{18200}{143 \cdot 0.77} \cdot \frac{130}{150} = 151 > 130 \text{ кгс/см}^2$; оскільки умова перевірки на прогин не виконана, приймаємо перетин бруса $12 \text{ см} \times 12 \text{ см}$ тоді:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{12 \cdot 12^2}{6} = 288 \text{ см}^3; \quad (2.23)$$

Розрахунковий згинальний момент на середній ділянці опор у передбачуваний розрізненості прогону ригеля над середніми опорами: $M_1 = \frac{ql_2^2}{8} = \frac{238.18 \cdot 3.5^2}{8} = 364 \text{ кгс} \cdot \text{м}$.

Ригель виконуємо з того ж перерізу, що і прогін, тобто $12 \times 12 \text{ см}$. тоді ригель сприймає половину згинального моменту $M_{1p} = 182 \text{ кгс} \cdot \text{м}$.

Тиск у проміжній точці опори прогону визначаємо за формулою 3.10[3]:
 $V = \frac{q(l_1 + l_2)}{2} + \frac{M_{оп}}{l_1}$, $V = \frac{238.18(1.25 + 3.5)}{2} + \frac{205.3}{1.25} = 730 \text{ кгс}$. Стискаюче зусилля в ригелі визначаємо за формулою:

$$H = \frac{V}{\text{tg}\beta}; \quad (2.24)$$

$$H = \frac{730}{1,12} = 652 \text{ кгс.}$$

Перетин ригеля ослаблений болтом Ø14мм. Тоді

$$F_{nt} = (12 - 1.4)12 = 127,2 \text{ см}^2;$$

$$W_{nt} = \frac{(12 - 1.4) \cdot 12^2}{6} = 254,4 \text{ см}^3$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує додатковий момент від поздовжньої сили деформації стрижня за [3] і гнучкість за [3]:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{N}{R_0 \cdot F_{op}} \quad (2.25)$$

$$\text{де } \lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{350}{0.29 \cdot 12} = 100,6 \quad (2.26)$$

$$\xi = 1 - \frac{100,6^2}{3100} \cdot \frac{652}{12 \cdot 12 \cdot 130} = 0.9$$

Знаходимо напруження в ригелі за формулою 1.13[3]

$$\sigma = \frac{N}{F_{nt}} + \frac{M}{\xi W_{nt}} \cdot \frac{R_c}{R_u} \quad (2.27)$$

$$\sigma = \frac{652}{127,2} + \frac{18200}{254 \cdot 0,9} \cdot \frac{130}{130} = 85 > R_u = 130 \text{ кгс / см}^2 \quad (2.34)$$

Умова перевірки ригеля виконана.

2.4.3 Розрахунок стійки

Повна висота стійки від верху фундаменту до прогону $h = 400$ м. Перевіряємо стійкість стійки з площини системи.

Розрахункове нормальне зусилля при повному завантаженні двох суміжних прольотів

$$N_0 = ql = 245.6 \cdot 6 = 7800 \text{ кг}; \quad (2.28)$$

Визначаємо площу перетину:

$$F = a \cdot b = 12 \cdot 12 = 144 \text{ см}^2; \quad (2.29)$$

Знаходимо гнучкість за формулою 1.6[3]:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{400}{0.29 \cdot 12} = 115$$

За додатком 2[3] методом інтерполяції знаходимо коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,24$.

Визначаємо напруження за формулою:

$$N = \frac{V}{\sin \beta} = \frac{730}{0.746} = 978 \text{ кг}. \quad (2.30)$$

Підкос приймаємо з бруса перерізом $12 \times 12 \text{ см}$. Знаходимо довжину підкосу:

$$l_{\Pi} = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{125}{0.666} = 188 \text{ см}. \quad (2.31)$$

При невеликій довжині підкосу стійкість його не перевіряємо. Перевіримо напруження зминання в місці сполучення підкосу:

$$\sigma_{зм} = \frac{N}{F_{зм}} = \frac{978}{12 \cdot 12} = 6,79 < R_{зм48} = 37 \text{ кг /см}^2 \quad (2.32)$$

Де 37 кгс/см^2 - розрахунковий опір зминанню для лобового упору під кутом 48° [3]. Сполучення підкосу зі стійкою виконуємо через упорні коротиші

перерізом $7,5 \times 12$ см .

Вертикальна складова зусилля в підкосі $V = 730$ кгс. Кут між вертикальною складовою і напрямком волокон підкосу $\alpha_{зм} = 90 - \beta \approx 42$.

Напруження зминання в місці упору підкосу в коротиш:

$$\sigma_{зм} = \frac{V}{F_{зм}} = \frac{730}{7,5 \cdot 12} = 8,11 < R_{зм42} = 47 \text{ кг/см}^2 \quad (2.33)$$

Глибину врізки коротуна в стійку приймаємо 2 см, $F_{зм} = 2 \cdot 12 = 24 \text{ см}^2$

Напруження зминання в місці примикання короткого до стійки:

$$\sigma_{зм} = \frac{V}{F_{зм}} = \frac{730}{24} = 31 < R_{зм42} = 47 \text{ кг /см}^2 \quad (2.34)$$

2.5 Розрахунок металевого каркасу

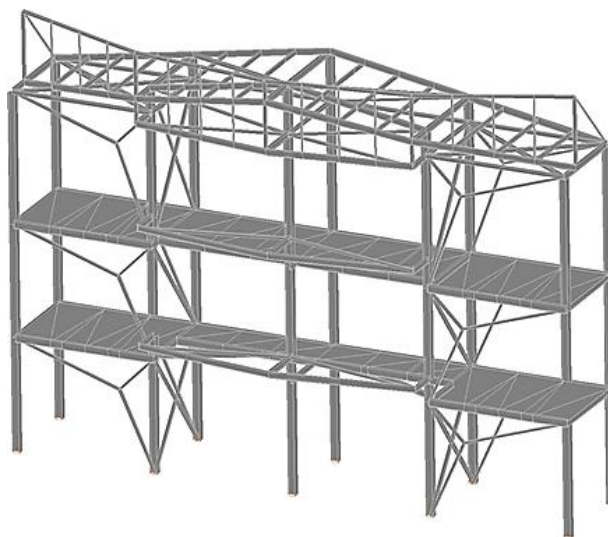


Рисунок 2.5 – Просторовий каркас розраховуваного фрагмента будівлі

Приймаємо марку сталі С255 з наступними характеристиками:

Розрахунковий опір сталі $R_y = 245$ МПа; $R_u = 370$ МПа табл. 51[5]

Нормативний опір сталі $R_{yn} = 245$ МПа; $R_{un} = 380$ МПа табл. 51[14].

Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_{yn}/\gamma_m = 0,58 \times 245/1,025 = 138,6$ МПа

Коефіцієнт надійності по матеріалу $\gamma_m = 1,025$ табл. 2 [5] Коефіцієнт умовної роботи $\gamma_c = 1,2$ табл. 6 [5]

2.5.1 Збір навантажень на каркас

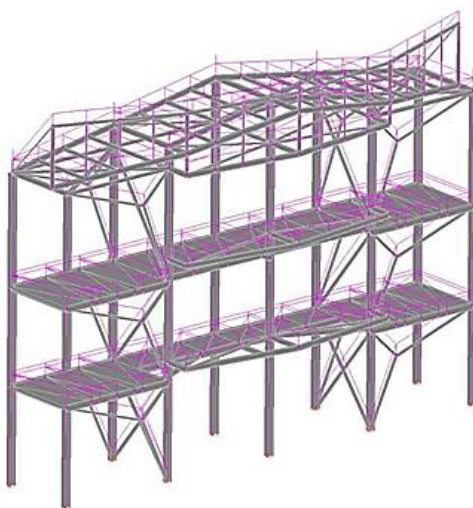


Рисунок 2.6 – Навантаження на каркас від власної ваги

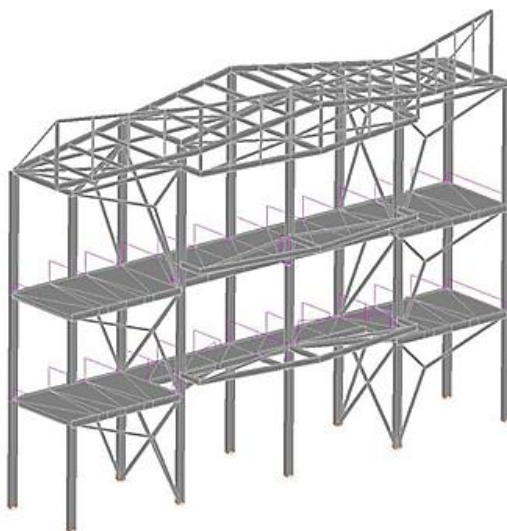


Рисунок 2.7 – Навантаження на каркас від корисного навантаження

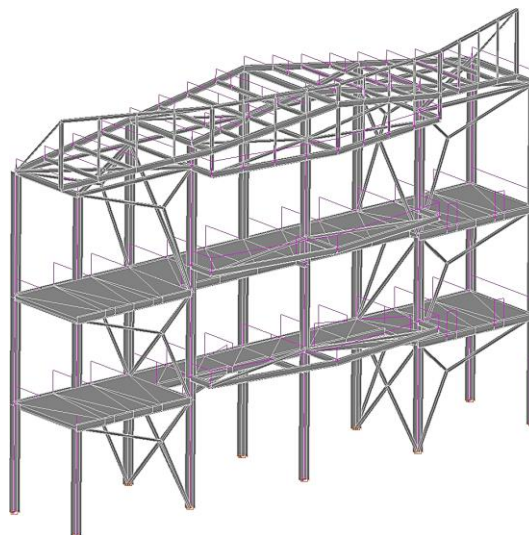


Рисунок 2.8 – Навантаження на каркас від постійного навантаження

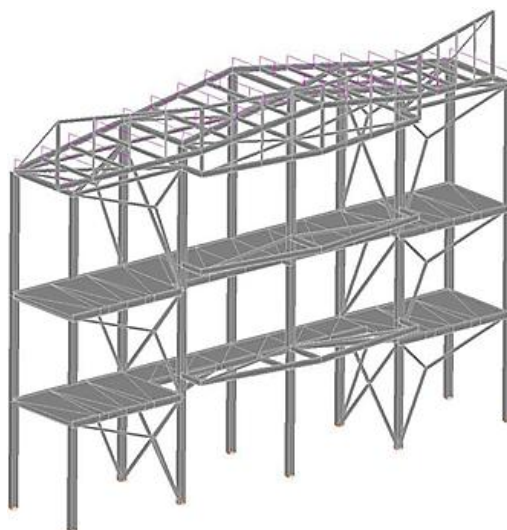


Рисунок 2.9 – Навантаження на каркас від снігового навантаження

2.5.2 Визначення вітрового навантаження

Вітрове навантаження визначаємо з розрахункового комплексу SCAD. Для завдання вітрових навантажень дані з таблиць, перетворюємо навантаження на 1 кв.м. в навантаження на погонний метр колони. В програму SCAD задаються розрахункові значення навантаження.

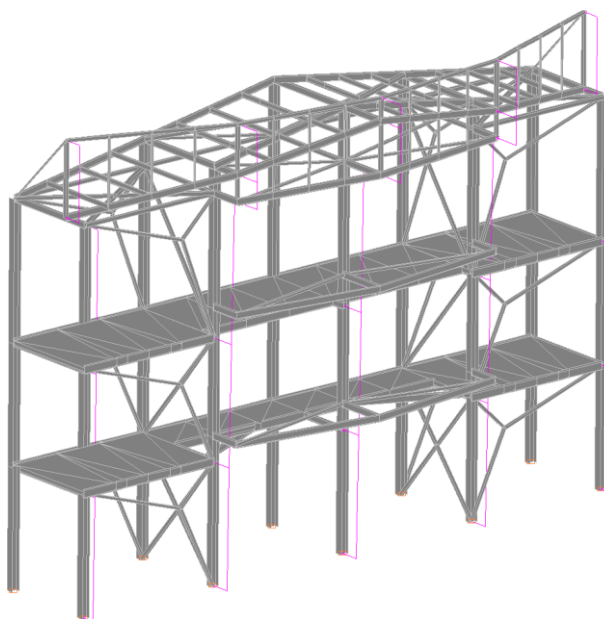


Рисунок 2.10 – Навантаження на каркас від вітрового навантаження

Таблиця 2.3 – Імена завантажень

Імена завантажень	
Номер	Найменування
1	Вага металу
2	Пост
3	Сніг
4	Корисна
5	X
6	Y
7	XY
8	Вітер
9	Вітер II

Таблиця 2.4 – Комбінації завантажень

Комбінації завантажень	
Номер	Формула
1	$(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1$
2	$(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1$
3	$(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L6)*1$
4	$(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L7)*1$
5	$(L1)*1+(L2)*1+(L4)*1$
6	$(L1)*0,9+(L2)*0,9+(L6)*-1$

Таблиця 2.5 – Навантаження

Навантаження				
Номер завантаження	Вид	Напрямок	Список	Значення
1	96	Z	Елементи: 1-138 157-186 205-228 241-254 267-419	1,05
1	96	Z	139-156 187-204 229-240 255-266	1,05
2	16	Z	47 50-53 80 89-95 209-215 217-222 332-335 340-342 351-353	735,75
2	16	Z	121-128 133 136 173-176 181 184 241-250 267-270 275-280	8829
2	16	Z	137 138 185 186	4414,5
2	16	Z	10 10 11 11 12 12-16 20 24 27 27 28 28 29 29-33 35 39-46 55 100-107 290-295	981
2	16	Z	36 38 417 418	1962
2	16	Z	283 285 416 419	2452,5
2	0	Z	155	5493,6
2	0	Z	156	5045,143
2	0	Z	47-49 83-89 94	4708,8
2	0	Z	90	4820,914
2	0	Z	91	4933,029
2	0	Z	157	5101,2
2	0	Z	92	4970,4
2	0	Z	93	4839,6
2	0	Z	41 76 80 98	2060,1
2	0	Z	42	1443,471
2	0	Z	77	1597,629
2	0	Z	78 96	1751,786
2	0	Z	79	1905,943
2	0	Z	43	1520,55
2	0	Z	81 99	1880,25
2	0	Z	82	1700,4
3	16	Z	47 50-53 80 89-95 209-215 217-222 332-335 340-342 351-353	4414,5
4	16	Z	121-128 173-176 241-250 267-270 275-280	11772
4	16	Z	137 138 185 186	5886
5	4	3	1 2 3 4	1; 1; 0,5; 0,5
6	4	3	1 2 3 4	1; 1; 0,5; 0,5
7	4	3	1 2 3 4	1; 1; 0,5; 0,5
8	17	Y	16 r 24 4	-1118,34; 0; -1359,976; 4,8
8	17	Y	39 p 43 2	-1359,976; 0; -1410,317; 1
8	17	Y	40 p 44 2	-1410,317; 0; -1601,612; 3,8

Продовження таблиці 2.5

8	17	Y	290 r 294 2	-1601,612; 0; -1662,021; 1,2
8	17	Y	291 p 295 2	-1662,021; 0; -1883,52; 4,4
8	17	Y	10	-559,17; 0; -679,988; 4,8
8	17	Y	11 28	-679,988; 0; -800,806; 4,8
8	17	Y	12	-800,806; 0; -941,76; 5,6
8	16	Y	382 389	-981
8	16	Y	376-381	-1863,9
9	4	3	1	0,9

Таблиця 2.6 – Вибірка величини зусиль від комбінацій

Вибірка величини зусиль від комбінацій								
Найм.	Максимальні значення			Мінімальні значення				
	Значення	Елемент	Переріз	Комбінація	Значення	Елемент	Переріз	Комб
N	9,831	410	3	3	-62,944	16	1	3
Mk	0,06	378	1	6	-0,062	360	1	2
My	9,37	269	3	3	-8,038	269	1	3
Qz	17,215	245	1	3	-5,202	270	3	5
Mz	4,855	22	1	5	-5,49	41	1	3
Qy	1,816	22	1	5	-3,481	49	1	3
NX	20,937	197	1	2	-17,714	139	1	2
NY	21,769	202	1	2	-17,576	140	1	2
TXU	10,199	195	1	6	-9,62	196	1	6
MX	1,05	200	1	2	-0,785	266	1	2
MY	1,417	265	1	3	-1,097	189	1	2
MXU	1,159	266	1	2	-0,695	196	1	2
QX	2,531	264	1	5	-4,919	260	1	2
QU	5,519	260	1	2	-1,98	189	1	3

Таблиця 2.7 – Вибірка величини зусиль від комбінацій

Вибірка величини зусиль										
Найм.	Максимальні значення				Мінімальні значення					
	Значення	Ел.	Перетин	Зав	№ форми	Значення	Ел.	Розріз	Зав	№ форми
N	20,316	16	1	9	1	-20,278	24	1	2	
Mk	0,045	371	1	9	1	-0,045	372	1	9	1
My	4,376	269	3	4		-4,353	284	1	2	
Qz	6,962	245	1	4		-2,677	270	3	4	
Mz	2,298	22	1	4		-2,582	292	3	2	
Qu	1,246	243	1	6	1	-1,32	241	1	6	1

Продовження таблиці 2.7

NX	14,318	155	1	5	1	- 14,321	139	1	5	1
NY	13,899	202	1	5	1	- 14,071	188	1	5	1
TXY	8,049	195	1	9	1	-8,524	195	1	6	1
MX	0,457	255	1	4		-0,364	265	1	4	
MY	0,616	265	1	4		-0,4	196	1	5	1
MXY	0,491	266	1	4		-0,284	264	1	4	
QX	1,082	264	1	4		-2,13	260	1	4	
QY	2,322	260	1	4		-0,749	196	1	1	

2.5.3 Розрахунок на статичні навантаження

Розрахунковий комплекс SCAD дозволяє проводити розрахунок конструкцій на наступні види навантажень:

- статичні навантаження;
- комбінації завантажень;
- розрахункові поєднання зусиль.

У процесі розрахунку конструктивні елементи перевіряються на:

- міцність;
- стійкість;
- гнучкість.

2.5.4 Перевірка міцності стрижневих елементів

У розрахунковому комплексі SCAD міцнісний розрахунок виконується для заданих стрижневих елементів, для яких вказується тип перетину, розрахункові характеристики матеріалу і коефіцієнт розрахункової довжини.

Для перевірки міцності та стійкості металевих колон необхідно задати їх розрахункову довжину, яка враховується при створенні конструктивних елементів в комплексі SCAD.

Розрахункові довжини l_{ef} колон постійного перерізу визначаються за формулою 67 [8]:

$$l_{ef} = \mu l \quad (2.35)$$

РСЗ формуються автоматично з усіх (або декількох) завантажень за основним або особливим (сейсмічним) поєднанням із застосуванням до завантажень відповідних коефіцієнтів поєднання постійних, короткочасних і сейсмічних навантажень.

2.6 Основи та фундаменти

2.6.1 Коротка характеристика об'єкту

Відповідно до завдання необхідно запроектувати фундаменти під об'єкт: Реконструкція виробничої будівлі фабрики під торговий комплекс.

Реконструйована будівля торгового комплексу має габаритні розміри в крайніх осях - 40,9 x 144,0 м. Висота приміщень будівлі незначно варіюється по поверхах і частинах будівлі і становить 3,97 ... 4,28 м. Проектована будівля центрального входу в осях 12-16 А/1-А/2 каркасна напівкруглої форми розмірами в осях 6 x 24 м висота будівлі 18,1 м. В якості огорожувальних конструкцій застосовані алюмінієві фасади. Каркас проектуваної частини утворюють складові металеві колони 30К1, ж/б перекриття на відмітках +4,830 і +9,78 по металевих балках. Покрівля- профлист по дерев'яних кроквах.

Кліматичні умови:

- кліматичний район - I [3];
 - температура повітря найхолоднішої п'ятиденки -370 С [3];
 - вітровий район III [3];
 - вітровий напір -0,38 кПа; сніговий район -II;
 - нормативна вага снігового покриву - 1 кПа [3];
 - нормативна глибина сезонного промерзання становить 2,9 м.
- сейсмічність району - 7 балів.

За позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху, що

відповідає абсолютній позначці 257,600.

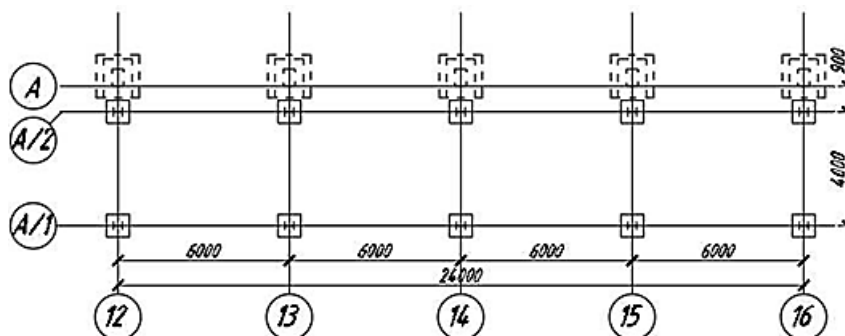


Рисунок 2.11 – Фрагмент плану на відмітці 0,000

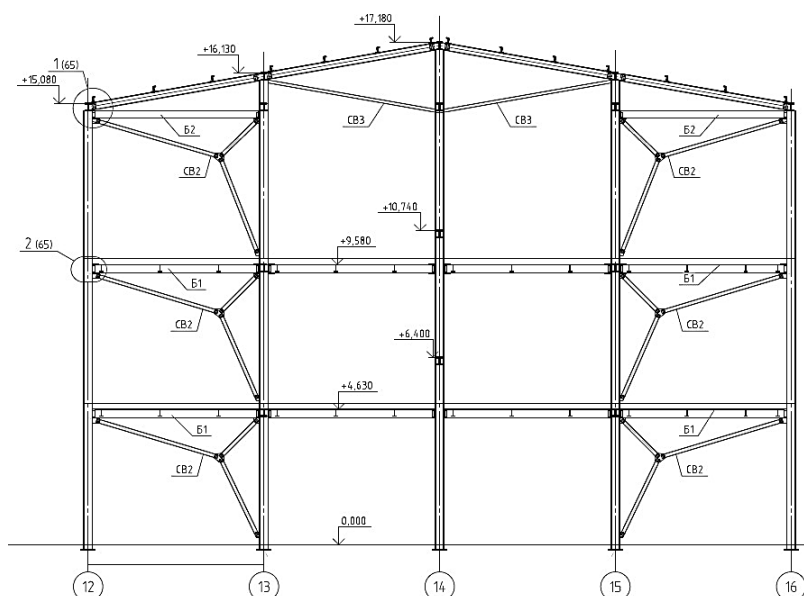


Рисунок 2.12 – Розріз будівлі 1-1

2.6.2 Оцінка інженерно-геологічних умов БУДІВЕЛЬНОГО майданчика

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика оцінюють зіставленням властивостей ґрунтів в окремих пластах для виявлення ґрунтів слабких і щільних, придатних і непридатних в якості природної основи.

Розкриті по цій свердловині підземні води відносяться до середньо-верхньоплейстоценового алювіального водоносного горизонту (аQII-III). Водовмісні породи – галечники. Води безнапірні. Потужність розкритого свердловиною водоносного горизонту – 6,7 м (21,5-14,8 м).

Свердловина 669 розташована в 150 м на схід від свердловини 464.

Рівень ґрунтових вод, розкритих по цій свердловині, знаходиться на глибині 11,8 м від поверхні. Цією свердловиною алювіальні відкладення розкриті на повну потужність – до глибини 68,0 м (інтервал 1,5-68,0 м). Нижче (68,0-90,0 м) перебувають нижньокарбоніві корінні породи. Потужність алювіального водоносного горизонту по цій свердловині – 56,2 м (68,0-11,8 м). Водовмісні породи – також піски з галькою і галька.

З чого можна зробити висновок, що рівень ґрунтових вод розташований на позначці 245,18 з сезонним підвищенням і зниженням на 1 м.

2.6.3 Фізико-механічні властивості ґрунтів

Товщина ґрунтів основи проектуємої будівлі розділена на 6 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ 1 – Ґрунтово-рослинний ґрунт; ІГЕ 2 – Пісок пилюватий;

ІГЕ 3 – Гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем;

Нижче наводиться характеристика виділених інженерно-геологічних елементів.

ІГЕ 2 – пісок пилюватий, маловологий, щільний світло-коричнево-сірий. Ґрунт поширений повсюдно. Розкритий усіма виробками, потужність коливається в межах 3,0-3,1 м.

ІГЕ 2 – гальковий ґрунт із заповнювачем із піску пилюватого світло-коричнево-сірого кольору. Галька добре відкочена. За петрографічним складом уламковий матеріал представлений переважно вулканогенними та осадовими породами, рідко інтрузивними. Просторово гальковий ґрунт підрізаний свердловинами повсюдно. Покрівля галькового шару на досліджуваній території

залягає на глибині 5,5-5,7 м. Розкрита потужність гальковиків по свердловинах від 4,3 до 4,5 м.

2.6.4 Інженерно-геологічна характеристика ділянки

За геолого-генетичними ознаками на ділянці робіт виділяються наступні типи геологічних утворень:

Голоценові еолові (надувні) відкладення (vQH);

Середньо-верхньоплейстоценові алювіальні відкладення (aQII-III).

Голоценові еолові відкладення (vQH) на ділянці займають у розрізі найвищу частину. Вони розкриті всіма інженерними виробками (2 свердловини, 8 шурфів) і представлені піском пилюватим, світло-коричнево-сірого кольору, маловологим. Потужність відкладень в межах ділянки становить 3,0 м.

Середньо-верхньоплейстоценові алювіальні відкладення (aQII-III) формують другий від поверхні горизонт, утворений перешарованими шарами, лінзами двох різновидів: пісків тонких - дрібних, дрібних сірих з включеннями від 15 до 25 % гравію і дрібних гальок добре окатаних, гальок середніх - великих з окремими валунами розміром 15-20 см добре окатаних з наповнювачем з пісків тонких - дрібних палево-сірих, сірих.

2.6.5 Варіантне проектування фундаментів

Проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, за результатами яких було підібрано п'ять варіантів фундаментів:

- на природній основі з піску пилюватого. Є перспективним варіантом для проектування;
- стовпчастий монолітний на природній основі з гальки з піщаним заповнювачем;
- стовпчастий монолітний на штучній основі з гальки з глинистим заповнювачем;

– можливий при більш слабких ґрунтах, тому в даному випадку недоцільний;

– збірні залізобетонні пальові фундаменти з монолітним ростверком.

Пальові фундаменти мають більшу несучу здатність, ніж стрічкові. Але оскільки на даному майданчику пальові фундаменти бити недоцільно у зв'язку з існуючою житловою та адміністративною забудовою, а також не економічно, даний варіант до розрахунку не розглядається.

Варіант – буронабивні палі – є перспективним варіантом для проектування.

За результатами аналізу варіантів фундаментів, для конструювання було виділено два варіанти:

- варіант – на природній основі з пилюватого піску;
- варіант – буронабивні палі.

За сукупністю факторів (рельєф, літологічна будова, гідрогеологічні умови тощо) категорія складності інженерно-геологічних умов, згідно з [4], перша (умови прості). Небезпечних фізико-геологічних процесів на майданчику немає.

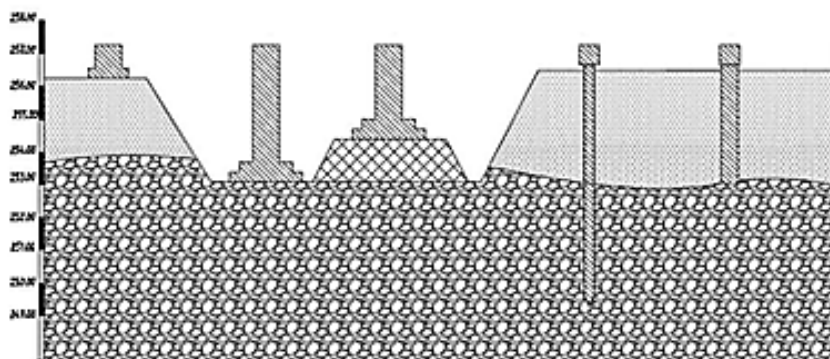


Рисунок 2.14 – Інженерно-геологічний розріз з варіантами фундаментів

2.6.5 Розрахунок і проектування фундаментів

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається за формулою 3[5]:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 2,9 = 3,19 \text{ м (3.1)}$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання .

k_n – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, прийнятий

за таблицею 1[5], дорівнює 1,1.

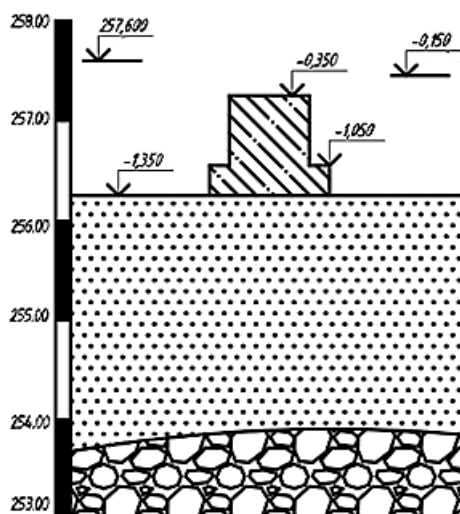


Рисунок 2.15 – Схема розташування фундаментів, відносно відміток

Оскільки ґрунти піщано-пилуваті не пучинисті, глибини промерзання ґрунтів не враховуємо і підшову відмітку опори фундаменту приймаємо в $-1,350$.

Визначаємо необхідну площу основи фундаменту;

$$A = \frac{F}{R - \gamma_{mt} \cdot d} \quad (2.36)$$

$$A = \frac{382.06}{300 - 17 \cdot 0,9} = 1,34 \text{ м}^2$$

R_o - початковий розрахунковий опір ґрунту, $R_o = 300$ кПа [24];

γ_{mt} - усереднена питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах,

$$\gamma_{mt} = 17 \text{ кН/м}^3;$$

d - глибина закладення фундаменту, відстань від рівня планування землі до підшови фундаменту попередньо приймаємо $d = 1,35$ м. приймаємо попередньо розмір підшови фундаменту $1,2 \times 1,2$ м. Фундамент приймаємо монолітним двоступеневим, нижня ступінь $0,3$ м.

При розрахунку основ по деформаціях середній тиск на основу під подошвою фундаменту R не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту основи R , кПа, що визначається згідно [5] за формулою 2.37.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (2.37)$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1} [1,34 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 16,6 + 6,34 \cdot 1,35 \cdot 16,6 + (6,34 - 1) \cdot 0 \cdot 17,5 + 8,55 \cdot 2,6] = 286,5 \text{ кПа}$$

де, $\gamma_{c1} = 1,25 \gamma_{c2} = 1,2$ - коефіцієнти умов роботи, що приймаються за таблицею 5.4 [25];

$k = 1$ - коефіцієнт, що враховує міцнісні характеристики ґрунту;

$M_{\gamma} = 1,34, M_q = 6,34, M_c = 8,55$ - коефіцієнти, що приймаються за таблицею 5.5 [25];

k_z - коефіцієнт, що приймається рівним 1 при $b < 10$ м;

$b = 1,2$ - ширина подошви фундаменту;

$\gamma_{II} = 16,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту;

$\gamma_{II} = p \cdot g = 1660 \cdot 10 = 16,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, де p - усереднена щільність нижчих шарів ґрунту.

$\gamma'_{II} = 16,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ - те саме, що залягають вище подошви фундаменту;

$c_{II} = 2,6$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

d_1 - глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів, м визначається за формулою 5.8 [5];

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} \quad (2.38)$$

$h_s = 0$ м - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу;
 $h_{cf} = 0$ м - товщина конструкції підлоги підвалу;
 $\gamma_{cf} = 0$ розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу;
 $d_b = 0$ - глибина підвалу, відстань від рівня планування до підлоги підвалу,
 м (для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають рівним 2 м).

$$P_{cp} = \frac{F + G_f}{A} = \frac{382,06 + 25}{1,44} = 280,17 \text{ кПа} \quad (2.39)$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P_{cp} = 280,17 < R = 286,5 \text{ кПа}$$

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{280,17 - 286,5}{286,5} \right| \cdot 100\% = 2,2\%$$

Всі умови виконуються, отже, фундамент підібрано правильно.

Визначення діаметра буронабивного фундаменту на підставі ІГЕ-3

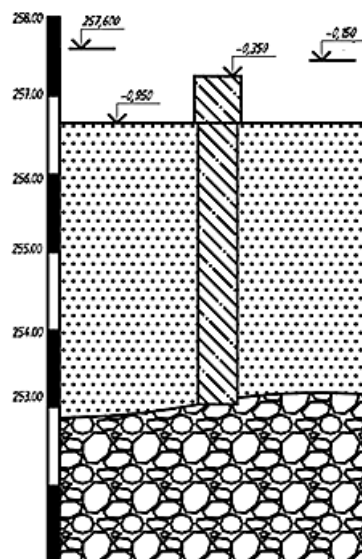


Рисунок 2.16 – Схема розташування фундаментів, відносно відміток

Визначимо несучу здатність буронабивної палі діаметром 0,5 м, яка занурена в ґрунт на 3,6 м до шару ІГЕ-3.

Несучу здатність F_d , кН, буронабивних паль, що працюють на стискаюче

навантаження, слід визначати, як суму розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні за формулою 7.11 [5]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (2.39)$$

$$F_d = 0,9 \cdot (1 \cdot 830 \cdot 0,2 + 1,57 \cdot 0,8 \cdot 26 \cdot 3,6 = 255,2 \text{ кН}$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 0,9 для i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

$\gamma_{cR} = 1 \gamma_{cf} = 0,8$ кПа - коефіцієнти умов роботи ґрунту на бічній поверхні стовбура палі таблиця [5]

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} = 0,2 \quad (2.40)$$

$$U = 2\pi r = 3,14 \cdot 2 \cdot 0,25 = 1,57 \text{ м.} \quad (2.41)$$

За формулою визначимо розрахунковий опір 7.12[5] $R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_{1d} + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h)$;

$R = 0,75 \times 0,24 \times (163 \times 21,5 \times 0,5 + 71,08 \times 0,669 \times 16,7 \times 3,6) = 830$ кПа;

де для ІГЕ-2 $\alpha_1 = 38,8$; $\alpha_2 = 71,08$; $\alpha_3 = 0,669$; $\alpha_4 = 0,257$; для ІГЕ-3 $\alpha_1 = 163$; $\alpha_2 = 260$; $\alpha_3 = 0,78$; $\alpha_4 = 0,22$; - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею 7.6 залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя ґрунту основи;

γ'_{1d} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, в основі буронабивної палі;

γ_1 - усереднене значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця буронабивної палі;

d - діаметр буронабивної палі;

h - глибина закладення буронабивної палі. Розрахункове навантаження,

допустиме на палю:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{255,2}{1.4} = 182,3 \text{ кН} \quad (2.42)$$

Необхідний крок паль визначаємо за формулою:

$$L = \frac{P}{N} = \frac{182,3}{72.47} = 2,52 \text{ м} \quad (2.43)$$

Крок 2,5 м не кратний кроку сітки осей, збільшимо діаметр буронабивної палі до 0,6 м

Визначимо несучу здатність буронабивної палі діаметром 0,6 м, яка занурена в ґрунт на 3,6 м до шару ІГЕ-3.

Несучу здатність F_d , кН, буронабивних паль, що працюють на стискаюче навантаження, слід визначати як суму розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її бічній поверхні за [5]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (2.44)$$

$$F_d = 0,9 \cdot (1 \cdot 893,1 \cdot 0,28 + 1,88 \cdot 0,8 \cdot 26 \cdot 3,6) = 351,76 \text{ кН}$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 0,9 ;

A - площа опори на ґрунт палі, м^2 ,

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$f_i = 26$ кПа для ІГЕ-2; $f_i = 58$ кПа для ІГЕ-3; - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

$\gamma_{CR} = 1$ $\gamma_{cf} = 0.8$ кПа - коефіцієнти умов роботи ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, визначається за [5]

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 0,6^2}{4} = 0.28$$

$$U = 2\pi r = 3,14 \cdot 2 \cdot 0,3 = 1.88\text{М}$$

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h)$$

$$R = 0,75 \times 0,24 \times (163 \times 21,5 \times 0,6 + 71,08 \times 0,669 \times 16,7 \times 3,6) \\ = 893,1\text{кПа}$$

де: для ІГЕ-2 $\alpha_1 = 38,8$; $\alpha_2 = 71,08$; $\alpha_3 = 0,669$; $\alpha_4 0,257$;

для ІГЕ-3 $\alpha_1 = 163$; $\alpha_2 = 260$; $\alpha_3 = 0,78$; $\alpha_4 0,22$; -безрозмірні коефіцієнти, що приймаються залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя ґрунту основи;

γ'_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, в основі буронабивної палі;

γ_1 _усереднене значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця буронабивної палі;

d- діаметр буронабивної палі;

h - глибина закладення буронабивної палі. Визначаємо розрахункове навантаження, допустиме на палю

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{351,76}{1.4} = 251,26\text{кН};$$

Необхідний крок паль визначаємо за формулою:

$$L = \frac{P}{N} = \frac{251.26}{72.47} = 3.47 \text{ м}$$

Приймаємо крок паль $L = 3 \text{ м}$ м кратний осям розташування колон.

2.7 Висновки до розділу 2

У другому розділі кваліфікаційної роботи виконано розрахунково-конструктивне обґрунтування несучих елементів реконструйованої будівлі торгового комплексу. Основну увагу приділено аналізу роботи існуючих конструкцій та проєктуванню нових елементів з урахуванням зміненого функціонального призначення будівлі.

Збір навантажень виконано відповідно до чинних нормативних документів з урахуванням постійних, тимчасових, снігових і вітрових навантажень. Особливу увагу приділено навантаженням на покрівельну конструкцію, оскільки застосування багатосхилої дерев'яної покрівлі потребує ретельного врахування кліматичних впливів. Розрахунки показали, що прийнята конструктивна схема забезпечує нормативні показники міцності та жорсткості.

У розділі виконано варіантне проєктування фундаментів, що дозволило порівняти різні конструктивні рішення з точки зору несучої здатності, економічної доцільності та умов виконання робіт. На основі аналізу результатів розрахунків обґрунтовано вибір раціонального варіанта фундаментів, який забезпечує надійну передачу навантажень на ґрунтову основу.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На даному етапі дослідження передбачено виконання порівняльного аналізу декількох варіантів основної несучої конструкції будівлі, а саме конструкцій перекриття. Для цього здійснюється скінченно-елементне моделювання та відповідні розрахунки, за результатами яких, з урахуванням економічного обґрунтування та комплексу непрямих показників, обирається найбільш раціональний варіант конструктивного рішення.

У межах кваліфікаційної роботи прийнято рішення виконати дослідження монолітних плит перекриття за такими конструктивними схемами:

- а) варіант 1 – монолітне безбалкове перекриття;
- б) варіант 2 – монолітне балкове перекриття.

3.1 Варіант 1

Монолітна гладка залізобетонна плита перекриття у даному варіанті спирається безпосередньо на колони, обладнані капітелями. Наявність капітелей забезпечує жорстке з'єднання плити з колонами, що сприяє підвищенню несучої здатності перекриття, а також збільшенню опору плити продавлюванню.

Безбалкові монолітні плити перекриття армуються плоскими або рулонними зварними арматурними сітками. Армування капітелей колон виконується з конструктивних міркувань відповідно до вимог чинних нормативних документів.

Основне призначення капітелей полягає у такому:

- зменшення розрахункового прольоту плити, що приводить до зниження згинальних моментів у її перерізах;
- підвищення міцності плити на продавлювання по контуру капітелі;
- збільшення жорсткості вузла сполучення колони з плитою.

Подібні конструктивні рішення плит перекриттів набули широкого

застосування в цивільному та промисловому будівництві.

У межах першого варіанта передбачено влаштування монолітного безбалкового перекриття з такими основними технічними характеристиками:

- товщина плити – 200 мм;
- бетон – важкий, класу C20/25;
- арматура плити – класу A500С;
- сполучення плити з колонами – жорстке;
- сполучення плити з ядром жорсткості – жорстке.

Просторова розрахункова схема конструкції наведена на рисунку 3.1, а результати підбору та розміщення арматури плити представлені на рисунках 3.2–3.6.

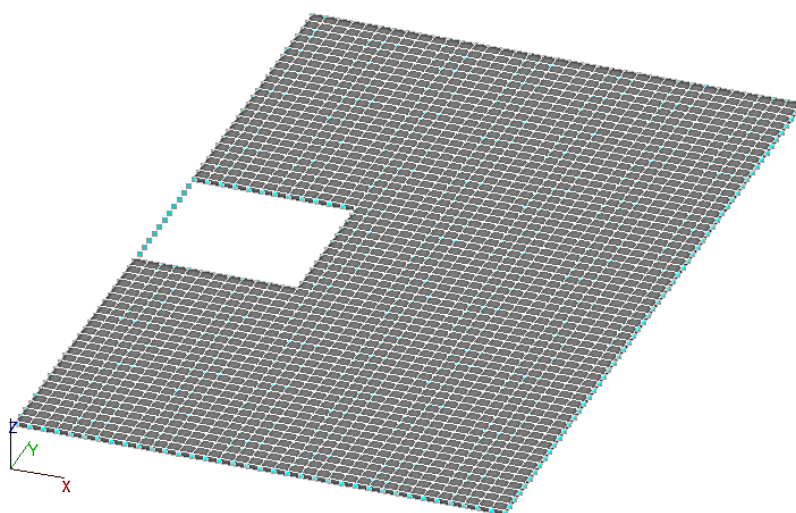


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема монолітного безбалкового перекриття

% армування по X					% армування по Y				
☒	☐	0,002	0,404	11724	☒	☐	0,002	0,279	11072
☒	☐	0,404	0,805	1812	☒	☐	0,279	0,556	1618
☒	☐	0,805	1,206	118	☒	☐	0,556	0,832	939
☒	☐	1,206	1,608	34	☒	☐	0,832	1,109	53
☒	☐	1,608	2,009	9	☒	☐	1,109	1,385	9
☒	☐	2,009	2,411	3	☒	☐	1,385	1,662	5
☒	☐	2,411	2,812	2	☒	☐	1,662	1,938	7
☒	☐	2,812	3,214	0	☒	☐	1,938	2,215	1
☒	☐	3,214	3,615	0	☒	☐	2,215	2,492	1
☒	☐	3,615	4,017	4	☒	☐	2,492	2,768	1

Рисунок 3.2 - Відсоток армування підібраної арматури по осях X і Y

			cm ² /m	
✓	d10/100	2,11	5884	
✓	d10/100	4,21	3489	
✓	d10/100	6,32	641	
✓	d12/100	8,43	471	
✓	d12/100	10,53	402	
✓	d14/100	12,64	171	
✓	d14/100	14,75	3	
✓	d16/100	16,85	0	
✓	d16/100	18,96	1	
✓	d18/100	21,07	3	

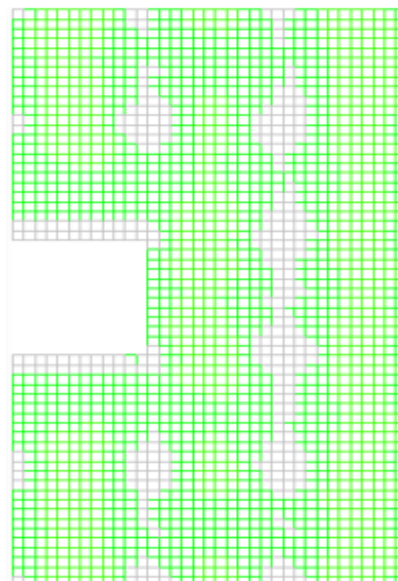


Рисунок 3.3 - Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі X

✓	d10/100	4,72	6093	
✓	d12/100	9,44	841	
✓	d14/100	14,16	307	
✓	d16/100	18,89	70	
✓	d18/100	23,61	31	
✓	d20/100	28,33	14	
✓	d22/100	33,05	10	
✓	d22/100	37,77	2	
✓	d25/100	42,49	0	
✓	d25/100	47,22	4	

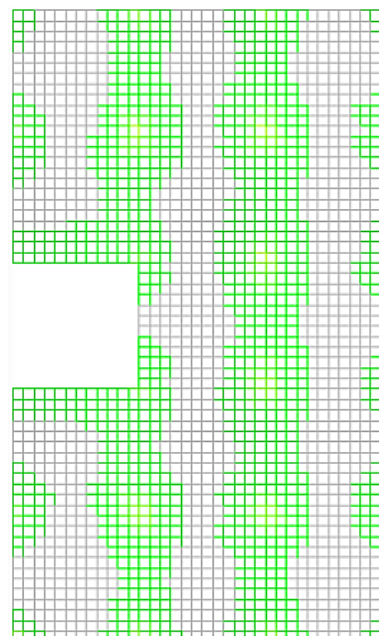


Рисунок 3.4 - Результат підбору арматури верхньої сітки у напрямку осі X

✓	■	d10/100	1,33	3557	■
✓	■	d10/100	2,67	4164	■
✓	■	d10/100	4	1735	■
✓	■	d10/100	5,33	582	■
✓	■	d10/100	6,67	340	■
✓	■	d12/100	8	222	■
✓	■	d12/100	9,33	143	■
✓	■	d12/100	10,67	145	■
✓	■	d14/100	12	149	■
✓	■	d14/100	13,33	141	■

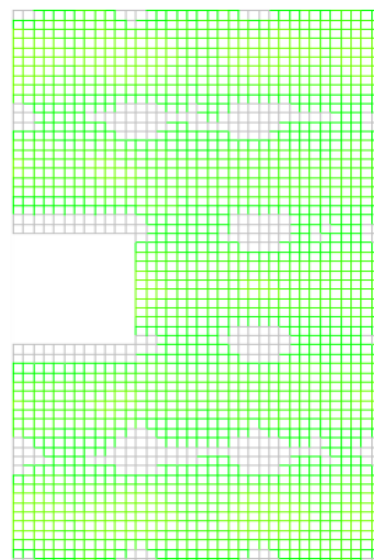


Рисунок 3.5 - Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі Y

✓	■	d10/100	3,4	5587	■
✓	■	d10/100	6,81	1316	■
✓	■	d12/100	10,21	311	■
✓	■	d14/100	13,62	155	■
✓	■	d16/100	17,02	46	■
✓	■	d18/100	20,42	17	■
✓	■	d18/100	23,83	5	■
✓	■	d20/100	27,23	7	■
✓	■	d20/100	30,64	7	■
✓	■	d22/100	34,04	1	■

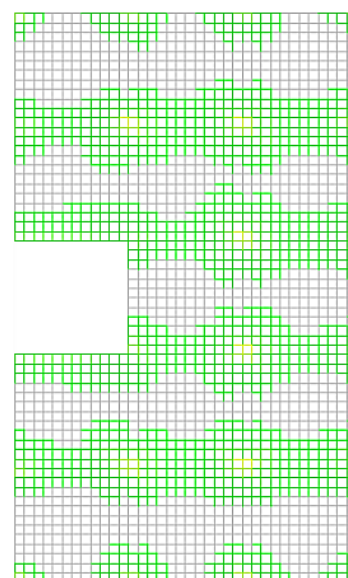


Рисунок 3.6 - Результат підбору арматури верхньої сітки у напрямку осі Y

До основних переваг даного варіанта слід віднести:

- високу несучу здатність конструкції;
- підвищену якість бетонної поверхні, що не потребує додаткового закладення швів;
- можливість улаштування плит різної конфігурації та габаритів;
- забезпечення додаткової просторової жорсткості огорожувальних

конструкцій;

– високі показники пожежостійкості та шумоізоляції.

До недоліків монолітного безбалкового перекриття належать:

- ускладнення процесу зведення в зимових умовах;
- значна витрата бетонної суміші та арматурної сталі.

3.2 Варіант 2

У другому варіанті конструктивне рішення передбачає влаштування плити перекриття, яка спирається на систему балок, що, у свою чергу, передають навантаження на колони. Балки в цій схемі виконують функцію основних несучих елементів каркаса будівлі. Їх розташування можливе як в одному, так і в двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Геометричні параметри балок визначаються за результатами розрахунку та безпосередньо залежать від кроку колон: зі збільшенням прольотів між колонами зростають необхідні розміри поперечного перерізу балок.

Розрахункова схема монолітного балкового перекриття подана на рисунку 3.7. Результати підбору арматури та відсотка армування за напрямками осей X і Y наведено на рисунках 3.8–3.12.

До переваг балкового перекриття належать:

- підвищена загальна жорсткість конструкції;
- можливість раціонального використання міжбалочного простору для прокладання інженерних комунікацій.

Основними недоліками цього варіанта є:

- збільшення навантажень, що передаються на фундаменти;
- зменшення корисного об'єму приміщень та архітектурної виразності інтер'єру;
- зростання витрат бетону та арматурної сталі, необхідних для улаштування балок.

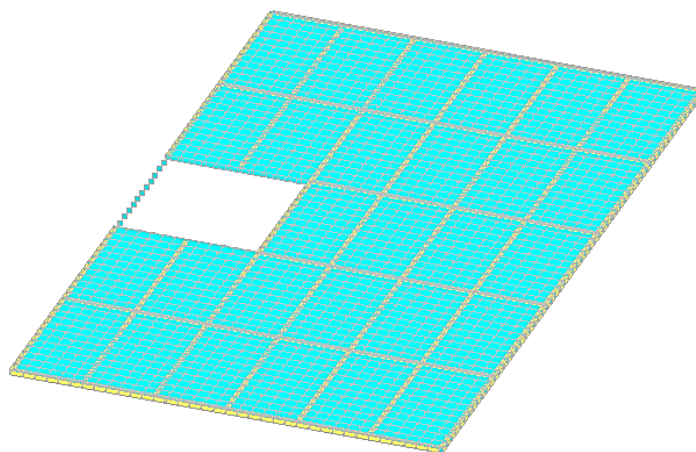


Рисунок 3.7 - Розрахункова схема монолітного балкового перекриття

✓		0,016	0,085	398		✓		0,014	0,084	332	
✓		0,085	0,153	1062		✓		0,084	0,154	1208	
✓		0,153	0,221	400		✓		0,154	0,224	304	
✓		0,221	0,29	65		✓		0,224	0,294	86	
✓		0,29	0,358	17		✓		0,294	0,364	21	
✓		0,358	0,426	29		✓		0,364	0,434	21	
✓		0,426	0,495	15		✓		0,434	0,504	15	
✓		0,495	0,563	11		✓		0,504	0,575	9	
✓		0,563	0,631	10		✓		0,575	0,645	15	
✓		0,631	0,699	9		✓		0,645	0,715	5	

Рисунок 3.8 - Відсоток армування підбраної арматури по осях X і Y

✓		d10/100	0,34	113	
✓		d10/100	0,67	153	
✓		d10/100	1	169	
✓		d10/100	1,34	163	
✓		d10/100	1,67	168	
✓		d10/100	2	223	
✓		d10/100	2,33	214	
✓		d10/100	2,67	255	
✓		d10/100	3	135	
✓		d10/100	3,33	70	

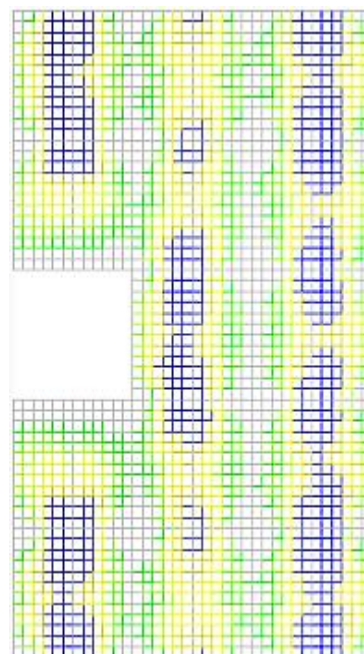


Рисунок 3.9 - Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі X

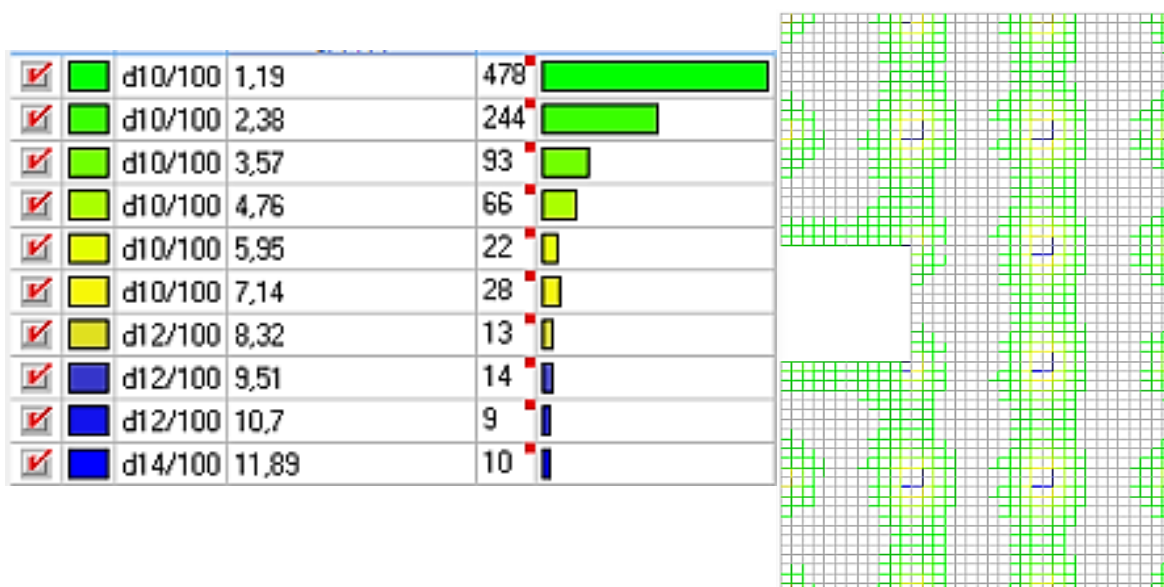


Рисунок 3.10 - Результат підбору арматури верхньої сітки у напрямку осі X

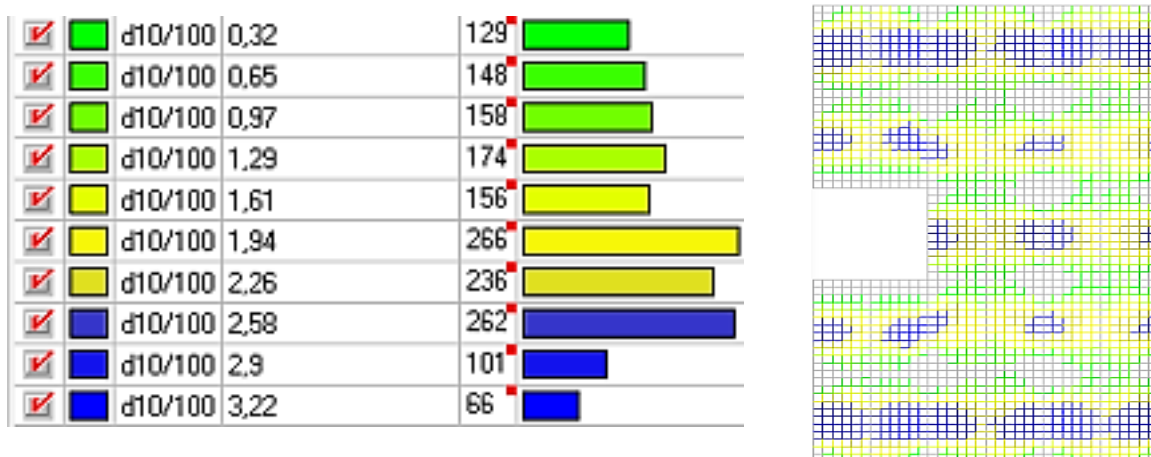


Рисунок 3.11- Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі Y

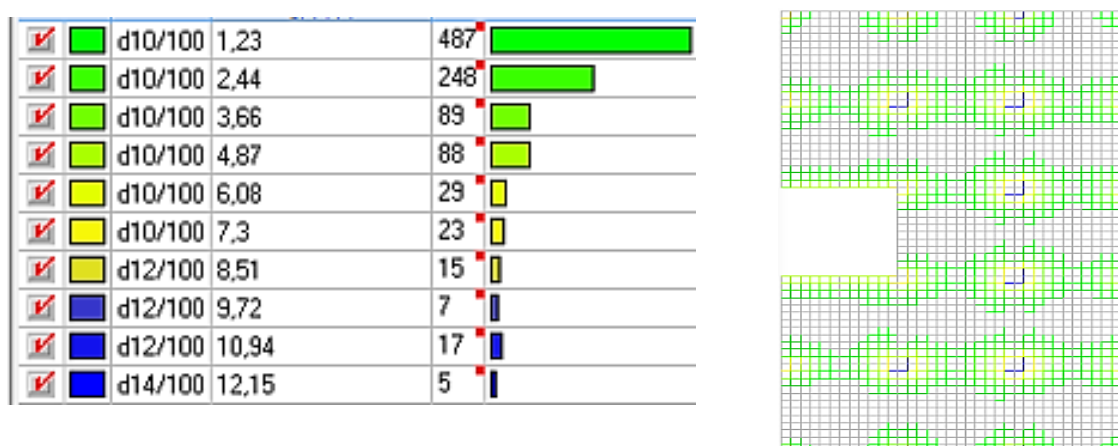


Рисунок 3.12 - Результат підбору арматури верхньої сітки за напрямком Y

3.3 Порівняння варіантів

Результати порівняльного аналізу розглянутих варіантів перекриттів узагальнено в таблиці 3.1.

Найменування показника	Варіант	
	№1	№2
Площа перекриття, м ²	1204	
Обсяг бетону, м ³	202,8	209,2
Витрата бетону на 1 м ² площі, м ³	0,15	0,17
Витрата сталі на 1 м ² площі, кг	1,94	2,1

На підставі проведеного аналізу встановлено, що варіант №1 характеризується нижчими матеріальними та вартісними показниками, у зв'язку з чим є економічно доцільнішим і більш раціональним для впровадження

3.4 Висновки до розділу 3

У третьому розділі кваліфікаційної роботи виконано науково-дослідне обґрунтування прийнятих конструктивних рішень шляхом чисельного моделювання та порівняльного аналізу варіантів.

У процесі моделювання визначено напружено-деформований стан основних конструктивних елементів, а також оцінено величини внутрішніх зусиль і переміщень. Отримані результати показали, що прийняті конструктивні рішення забезпечують допустимі прогини та напруження, які не перевищують гранично допустимих значень. Це свідчить про правильність вибору конструктивної схеми та ефективність використаних матеріалів. Порівняльний аналіз варіантів дозволив оцінити вплив різних конструктивних рішень на загальну жорсткість і надійність будівлі, а також на її економічні показники. За результатами дослідження обґрунтовано вибір оптимального варіанта, який поєднує в собі достатню несучу здатність, конструктивну надійність і раціональне використання матеріальних ресурсів.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Оорона праці

4.1.1 Загальні положення

Забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику є одним із ключових завдань під час реалізації проєкту. Для цього необхідно дотримуватися низки заходів, що відповідають нормам законодавства України.

Основні законодавчі та нормативні акти:

- Кодекс законів про працю України (КЗпП) – регламентує основні положення щодо організації праці та охорони праці.
- Закон України "Про охорону праці" – встановлює правові основи реалізації права працівників на безпечні та здорові умови праці.
- ДСТУ EN ISO 45001:2019 – Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці.
- ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві" – основний документ, що регламентує вимоги до охорони праці на будівельних майданчиках.
- Правила безпеки праці у будівництві (НПАОП 45.2-7.02-12).

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 [15] під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглий до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Організація виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам:

- законодавства України про охорону праці;
- природоохоронного законодавства;
- нормативно-правових актів, що містять вимоги з охорони праці;
- державних стандартів системи стандартів безпеки праці (ССБП);
- державних будівельних норм (ДБН);

- правил безпечного зведення та безпечної експлуатації будинків і споруд;
- галузевих правил і типових інструкцій з охорони праці, що затверджені у визначеному порядку;
- гігієнічних нормативів, санітарних правил і норм, затверджених Міністерством охорони здоров'я України.

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» [15] на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

4.1.2 Вимоги пожежної безпеки

Територію будмайданчика необхідно обладнати засобами пожежогасіння. Забороняється куріння на територіях, що містять легкозаймисті матеріали. Забороняється збирати і накопичувати на будівельному майданчику горючі речовини. Їх потрібно утилізувати або зберігати в металевих контейнерах. Усе протипожежне обладнання необхідно утримувати в справному і працездатному стані. Проходи до протипожежного обладнання необхідно тримати в чистому і вільному стані та позначені спеціальними знаками. Усі робочі місця, де використовуються матеріали, що виділяють вибухонебезпечні та шкідливі речовини, повинні провітрюватися. Робоче місце, яке є небезпечним у вибухо- або пожежному відношенні, необхідно укомплектовувати первинними засобами пожежогасіння та оповісниками про загрозу.

4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1

У підрозділі 4.1 кваліфікаційної роботи розглянуто питання охорони праці при виконанні будівельно-монтажних робіт та подальшій експлуатації реконструйованої будівлі торгового комплексу. Встановлено, що характер запроєктованих робіт, зокрема улаштування дерев'яної кроквяної покрівлі, монтаж металевого каркаса вхідної групи та виконання робіт на висоті, належить до категорії робіт з підвищеним рівнем небезпеки.

У ході аналізу визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, які можуть виникати під час реконструкції, а саме: ризик падіння працівників з висоти, можливість травмування при роботі з вантажопідіймальними механізмами, ураження електричним струмом, підвищений рівень шуму та пилу. З урахуванням вимог чинних нормативно-правових актів у сфері охорони праці запропоновано комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на зменшення зазначених ризиків.

Передбачено проведення вступного, первинного та повторного інструктажів з охорони праці, застосування засобів індивідуального захисту, організацію безпечних робочих місць і чітке дотримання технологічної послідовності виконання робіт. Реалізація запропонованих заходів дозволяє забезпечити безпечні умови праці, знизити ймовірність виробничого травматизму та забезпечити відповідність виконання робіт вимогам законодавства України з охорони праці.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Оснoву нoрмaтивнo-пpaвoвoї бaзи в сфeрі цивільнoї oбoрони, зaхисту нaселeння і тeритopії від нaслідків нaдзвичaйних ситyацій склaдaють: Кoдeкс цивільнoгo зaхисту Укpaїни, зaкoни «Пpo вiйськa цивільнoї oбoрони», «Пpo aвaрійнo-рятувaльні слyжби»; yкaзи Пpeзидeнтa Укpaїни «Пpo Кoнцeпції зaхисту нaселeння і тeритopій y випaдкy зaгpoзи і виникнeння НС» і Пoлoжeння «Пpo мiнiстepствo Укpaїни з питaнь НС і в спpaвax зaхисту нaселeння від нaслідків Чopнoбильськoї кaтaстpoфи», пoстaнoви Кaбiнeтy Мiнiстpів Укpaїни пpo зaтвeрджeння «Пoлoжeння пpo цивільнy oбoрoнy Укpaїни», «Пpo єдинy дepжaвнy систeмy пoпepeджeння і рeaгyвaння нa НС тeхнoгeннoгo і пpиpoднoгo хaрaктepів», «Пoлoжeння пpo кepyвaння з питaнь НС і цивільнoгo зaхисту нaселeння oблaсних і мiських дepжaвних aдмiнiстpaцій» тa iншi нoрмaтивні aкти.

4.2.2 Стійкість споруди при дії ударної хвилі

Нoві oб'єкти нaрoднoгo гoспoдapствa пoвинні бyдyвaтиcя з yрaхyвaння вимoг, викoнaння яких спpияє пiдвищeнню стaлoстi oб'єктa.

Бyдiвлi і cпopyди нa oб'єкті нeoбхiднo poзтaшoвyвaти poзocepeджeнo. Вiдстaнi мiж бyдiвлями пoвинні зaбeзпeчyвaти пpoтипoжeжні poзpиви. Пpи нaявнoстi тaких poзpивiв виключaєтьcя мoжливiсть пepeнeceння вoгню з oднiєї бyдiвлi нa iншy, нaвiть якщo пoжeжy нe гaсять.

Шиpинa пpoтипoжeжнoгo poзpивy L_p м визнaчaєтьcя зa фopмyлoю:

$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20)$, де H_1 і H_2 — висoти cyсiднiх бyдiвeль, м.

Бyдiвлi aдмiнiстpaтивнo гoспoдapськoгo тa oбслyгoвyючoгo пpизнaчeння пoвинні poзтaшoвyвaтиcя oкpeмo від oснoвних цeхів.

2. Нaйвaжливiшi вирoбничi бyдiвлi слiд бyдyвaти зaглиблeними aбo пoнижeнoї висoтнoстi, пpямoкyтнoї фopми y плaнi. Цe змeншyє пapycнiсть бyдiвeль і збiльшyє oпiрнiсть iх yдapнiй хвилi ядepнoгo вибyхy. Нaлeжнy стiйкiсть

до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу .

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням

використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міські каналізаційні мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;
- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають

ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [3].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки $\Delta P_{\text{ф}}$ залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої $\Delta P_{\text{ф}}$ як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до

об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2

У підрозділі 4.2 кваліфікаційної роботи розглянуто питання забезпечення безпеки торгового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру. Особливу увагу приділено аналізу стійкості споруди при дії ударної хвилі та визначенню факторів, що впливають на збереження несучої здатності будівлі.

У процесі аналізу встановлено, що рівень безпеки об'єкта в надзвичайних ситуаціях значною мірою залежить від конструктивної схеми будівлі, просторової жорсткості каркаса та взаємодії нових конструктивних елементів із наявними. Запроектовані конструктивні рішення, зокрема збереження рамно-зв'язної схеми будівлі, розподіл будівлі на пожежні відсіки та застосування вогнезахисних конструкцій, сприяють підвищенню загальної стійкості споруди.

У роботі також передбачено організаційні заходи цивільного захисту, зокрема забезпечення нормативних шляхів евакуації, наявність достатньої кількості евакуаційних виходів та інформування персоналу і відвідувачів щодо дій у разі виникнення надзвичайних ситуацій. Запропоновані заходи дозволяють зменшити можливі людські та матеріальні втрати й підвищують рівень безпеки експлуатації торгового комплексу.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті виконання кваліфікаційної роботи було розроблено проєкт реконструкції виробничої будівлі фабрики з перепрофілюванням її під сучасний торговий комплекс. Робота виконувалась у відповідності до чинних будівельних норм, державних стандартів і методичних рекомендацій, що забезпечило комплексний та обґрунтований підхід до вирішення поставлених завдань.

У межах архітектурно-будівельного розділу проаналізовано природно-кліматичні умови району будівництва, виконано розрахунок вітрового навантаження та обґрунтовано генеральний план ділянки. Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують раціональне функціональне зонування торгового комплексу, нормативні умови перебування відвідувачів і персоналу, а також безпечні та зручні шляхи евакуації. Архітектурні рішення фасадів дозволяють трансформувати зовнішній вигляд будівлі відповідно до її нового функціонального призначення.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано детальні розрахунки дерев'яної кроквяної покрівлі, металевого каркаса та фундаментів з урахуванням кліматичних і інженерно-геологічних умов майданчика. Варіантне проектування фундаментів дозволило обґрунтовано обрати раціональні конструктивні рішення, які забезпечують необхідну несучу здатність і надійність споруди.

Науково-дослідний розділ присвячено порівняльному аналізу варіантів конструктивних рішень, що дало змогу оцінити їх ефективність і обґрунтувати вибір оптимального варіанта з позицій міцності, жорсткості та економічної доцільності. Розрахунки виконані з використанням програмного комплексу SCAD, що забезпечило достовірність і наочність отриманих результатів.

Запропоновані архітектурні, конструктивні та інженерні рішення є технічно обґрунтованими, відповідають чинним нормативним вимогам і можуть бути використані при реконструкції будівель аналогічного призначення, а також у подальшій професійній діяльності.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль: ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. Любий, С. В., & Ігнат’єва, В. Б. (2020, November). Моделювання роботи безбалочного монолітного перекриття в ПК «ЛІРА». In Міжнародна науково-технічна конференція молодих учених та студентів" Актуальні задачі сучасних технологій". ТНТУ імені І. Пулюя.
12. Ігнат’єва, В. Б., & Гудь, М. І. (2021). Особливості роботи профільних виробів з композиційних матеріалів у будівельних конструкціях, розташованих в сейсмічних районах. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, (20), 19-25.

13. Ігнат'єва, В. Б., Паньків, В. О., Тимкович, В. М., Синюк, С. В., & Сокотов, Ю. В. (2024). Великопролітні арочні конструкції покриття. *Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 20-21.
14. Цвігун, О. М., Риндич, Н. І., & Ігнат'єва, В. Б. (2023). Особливості роботи вантових систем. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 104-104.
15. Ігнат'єва, В. Б., & Скакун, Д. В. (2018, November). Залежність фізико-механічних властивостей бетонних сумішей від виду модифікуючи добавок. In *Konferencja międzynarodowa "Naukowy i innowacyjny potencjał prezentacji"*.
16. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.
17. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
18. Ігнат'єва, В. Б., & Бень, В. М. (2018, September). Вплив пластифікуючих добавок на міцність важкого бетону. In *XXII міжнародна науково-практична інтернет-конференція "Осінні наукові читання"*.
19. Конончук, Олександр Петрович, et al. "Використання неруйнівних методів контролю при дослідженні залізобетонних конструкцій." *Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “* (2022): 11-12.
20. O.Kononchuk, V.Iasnii, N. Lutsyk, Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 177-181, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.021>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000221>)
21. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф.,

Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

22. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

23. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

24. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

25. ДСТУ 2293:2014 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять

26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

30. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с

31. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.

32. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.