

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 багаторівневого паркінгу з до слідженням поведінки
залізобетонної балки**

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

Студент		Калінчук П. 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)

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 Архітектурні рішення		
2	РОЗДІЛ 2 Конструктивні рішення		
3	РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний		
4	РОЗДІЛ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5	Висновки		

Студент

_____ (підпис)

Калінчук П. В.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Ігнат'єва В. Б.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень комплексу	10
1.3 Опис та обґрунтування композиційних прийомів при оформленні інтер'єрів будівлі.....	11
1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	11
1.5 Архітектурні рішення, що забезпечують природне освітлення приміщень	12
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу	12
1.7 Опис рішень щодо декоративно-художньої та колірної оформлення інтер'єрів.....	12
1.8 Заходи щодо забезпечення доступу інвалідів	13
1.8.1 Перелік заходів щодо забезпечення доступу людей з інвалідністю до об'єктів.....	13
1.9 Схема планувальної організації земельної ділянки.....	14
1.9.1 Характеристика земельної ділянки	14
1.9.2 Обґрунтування рішень щодо інженерної підготовки території	15
1.9.3 Організація рельєфу вертикальним плануванням	15
1.9.4 Рішення щодо благоустрою території.....	16
1.10 Висновки до розділу 1	16
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.....	18

2.1 Конструктивне рішення надземної частини будівлі	18
2.1.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їх просторові схеми, прийняті при виконанні розрахунків будівельних конструкцій	18
2.1.2 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінність будівлі в цілому	19
2.1.3 Опис та обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних рішень об'єкта капітального будівництва	19
2.1.4 Обґрунтування номенклатури, компоновання та площ приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого призначення та технічного призначення	20
2.1.5 Проектування залізобетонної балки	20
2.2 Проектування фундаментів	21
2.2.1 Вихідні дані для проектування фундаментів, оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	21
2.2.2 Проектування стрічкового фундаменту	23
2.2.3 Проектування стовпчастого фундаменту під колону	27
2.2.4 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування сумування	32
2.3 Висновки до розділу 2	38
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	39
3.1 Аналіз літературних джерел	39
3.2 Постановка мети і задач дослідження	40
3.3 Комп'ютерне моделювання	41
3.4 Результати досліджень	43
3.5 Висновки до розділу 3	46
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	47

4.1 Охорона праці.....	47
4.1.1 Загальні положення.....	47
4.1.2 Опис системи забезпечення пожежної безпеки об'єкта.....	48
4.1.3 Опис та обґрунтування прийнятих конструктивних і об'ємнопланувальних рішень, ступеня вогнестійкості та класу конструктивної пожежної небезпеки будівельних конструкцій.....	49
4.1.4 Перелік заходів щодо забезпечення безпеки підрозділів пожежної охорони під час ліквідації пожежі.....	50
4.1.5 Опис організаційно-технічних заходів щодо забезпечення пожежної безпеки об'єкта.....	51
4.1.6 Визначення розрахункового (фактичного) часу евакуації людей.....	52
4.1.7 Висновки до підрозділу 4.1.....	53
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	55
4.2.1 Законодавча база України.....	55
4.2.2 Стійкість споруди при дії ударної хвилі.....	55
4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2.....	59
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	61
БІБЛІОГРАФІЯ.....	63

ВСТУП

Сучасний розвиток міст супроводжується стрімким зростанням рівня автомобілізації, що зумовлює підвищене навантаження на вулично-дорожню мережу та гострий дефіцит упорядкованих місць для зберігання автотранспорту. Особливо актуальною ця проблема є для центральних та щільно забудованих районів міст, де можливості для організації відкритих автостоянок є обмеженими. У зв'язку з цим проектування багаторівневих та автоматизованих паркінгів розглядається як один із найбільш ефективних шляхів оптимізації міського простору та підвищення комфортності міського середовища.

Багаторівневі паркінги, зокрема комплекси, що поєднують традиційні та автоматизовані системи зберігання автомобілів, дозволяють суттєво збільшити кількість машиномісць на обмеженій земельній ділянці, зменшити транспортні затори та покращити екологічні показники міських територій. Разом з тим такі об'єкти характеризуються підвищеною конструктивною та функціональною складністю, що вимагає ретельного обґрунтування архітектурно-планувальних і конструктивних рішень, а також детального інженерно-розрахункового аналізу.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю забезпечення надійності, безпеки та довговічності багаторівневих паркінгів в умовах інтенсивної експлуатації. Проектування таких споруд пов'язане з дією значних постійних і тимчасових навантажень, зокрема від власної ваги конструкцій, транспортних засобів, динамічних впливів, а також кліматичних факторів. Особливого значення набуває раціональний вибір конструктивної схеми будівлі, типів фундаментів та матеріалів несучих елементів з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.

Використання сучасних методів чисельного аналізу, зокрема методу скінченних елементів, дозволяє достовірно оцінити напружено-деформований стан елементів

каркаса, перекриттів і фундаментів, а також обґрунтувати прийняті конструктивні рішення. У поєднанні з архітектурними вимогами, питаннями доступності для маломобільних груп населення, пожежної безпеки та безпеки в надзвичайних ситуаціях це формує комплексний підхід до проєктування сучасних паркінгів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Кваліфікаційна робота виконана відповідно до навчально-наукових напрямів кафедри будівельної механіки й спрямована на вирішення актуальних завдань проєктування громадських і виробничих будівель із застосуванням сучасних інженерних методів розрахунку.

Метою кваліфікаційної роботи є проєктування комплексу багаторівневого паркінгу з автоматизованою та традиційною системами зберігання автомобілів і обґрунтування архітектурних та конструктивних рішень на основі інженерних розрахунків і чисельного моделювання.

Для досягнення поставленої мети у роботі передбачено розв'язання таких **завдань**:

- розробити архітектурно-планувальні рішення комплексу з урахуванням функціонального призначення будівлі;
- обґрунтувати об'ємно-просторові та архітектурно-художні рішення;
- виконати аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика;
- визначити та зібрати розрахункові навантаження, що діють на елементи будівлі;
- запроєктувати несучі залізобетонні елементи надземної частини будівлі;
- виконати розрахунок стрічкових і стовпчастих фундаментів;
- дослідити напружено-деформований стан залізобетонної балки методом скінченних елементів;
- розробити заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Об'єктом дослідження є будівля багаторівневого паркінгу з автоматизованою та традиційною системами зберігання автомобілів.

Предметом дослідження є робота несучих залізобетонних конструкцій паркінгу під дією експлуатаційних і розрахункових навантажень.

Методи дослідження. У роботі застосовано нормативні методи проектування будівельних конструкцій, метод скінченних елементів, чисельне моделювання в програмному комплексі ANSYS, а також методи інженерного аналізу та варіантного проектування.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання запропонованих архітектурних і конструктивних рішень та методики розрахунку при проектуванні сучасних багаторівневих і автоматизованих паркінгів в умовах щільної міської забудови.

Ключові слова: багаторівневий паркінг, автоматизований паркінг, залізобетонні конструкції, фундаменти, метод скінченних елементів, ANSYS, міська інфраструктура.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації

Комплекс складається з двох зблокованих будівель: автоматизований паркінг, багаторівневий паркінг. За функціональним призначенням проєктована будівля є виробничою, а саме:

- автоматизований паркінг включає в себе виробничі приміщення, майстерні; стоянки для автомобілів без технічного обслуговування та ремонту (більше 60% площі будівлі).
- традиційна парковка - стоянки для автомобілів без технічного обслуговування та ремонту.

Потреби об'єкта забезпечуються дозволеними умовними технічними умовами для підключення до інженерних систем комунікацій майданчика.

Таблиця 1.1 - ТЕП

Найменування показників, одиниці виміру	Автоматизований	Багаторівневий
Площа забудови, м ²	980,1	2809,1
Загальна площа, м ²	7840,8	11236,3
Кількість поверхів, шт.	8	4
Висота поверху, м	2,2; 2,8	2,7
Будівельний обсяг, всього, м ³ у тому числі надземної частини	21072,15	30338,3
Робоча площа, м ²	4753,76	4756,16
Підсобна площа, м ²	2400,48	5422,6
Конструктивна площа, м ²	686,56	540,7

Проектований паркінг - це об'єкт, що поєднує в собі дві будівлі, зблоковані в єдиний комплекс, який є невід'ємною частиною сучасної планувальної інфраструктури.

Міх парк - це нестандартний підхід до облаштування паркінгу, який на сьогоднішній день є перспективним майданчиком для навчання, проживання, роботи та дозвілля.

Міх парк вміщує в себе два об'єкти. Автоматизований паркінг, його площа становить 7840,8 м² і вміщує 196 автомобілів. Традиційний паркінг, його площа - 11236,3 м², місткістю 198 автомобілів.

Паркінг має прямокутну форму, що обумовлено обраною територією. Споруда компактна і цілісна як в плані, так і в обсязі.

Функціональним і композиційним центром є в'їзна група, що об'єднує в собі розподільні, керуючі функції. При цьому кожен з об'ємів функціонує самостійно.

В'їзд на парковку здійснюється з південно-західного боку, виїзд з північно-західного.

Розміри будівлі в плані в осях - 91,4 × 30,4 м. Висота будівлі до низу покриття 10,2

Висота приміщень –2,8 м при висоті поверху 3 м. За відносну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень комплексу

Будівля вбудована в змінний рельєф, має жорстку межу з боку наближеної забудови і відкрита за допомогою вітражної системи на північно-східному фасаді. Форма будівлі проста, конструктивна з явними ознаками будівлі каркасного типу. Для композиційної гри фасаду застосовані методи висунення елементів фасаду з площини, в е скління розкриває внутрішній простір в екстер'єр і робить антураж навколишнього середовища більш активним і динамічним. Ефект зв'язку інтер'єру і екстер'єру посилюється при вечірньому освітленні парковки.

Планувальні рішення проєктованого комплексу забезпечують функціональні взаємозв'язки між комунікаційними, інженерними, технологічними та архітектурно-композиційними елементами.

Усередині кожного об'єкта забезпечуються взаємозв'язки між окремими поверхами.

Прийняті в проєкті конструктивні, планувальні рішення ергономічні, а також інженерно-технічні рішення евакуаційних шляхів і виходів з будівлі забезпечують можливість своєчасної і безперешкодної евакуації людей з будівлі до настання загрози їх життю і здоров'ю внаслідок впливу небезпечних факторів пожежі.

Також об'ємно-просторові рішення будівлі забезпечують необхідне природне освітлення, санітарно-епідеміологічні та екологічні вимоги щодо охорони здоров'я людей і навколишнього природного середовища.

Архітектурна виразність будівлі досягається застосуванням в оздобленні фасадів сучасних матеріалів, а також колірним рішенням фасадів.

1.3 Опис та обґрунтування композиційних прийомів при оформленні інтер'єрів будівлі

У зв'язку з обраним місцем розташування проєктованої споруди колірна гамма панелей, засклені вітражі відповідають загальному стилю та атрибутиці.

1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Для підлог застосовано просочення на епоксидній основі. Воно забезпечує чудову адгезію до всіх поверхонь, а також відрізняється хімічною інертністю. Застосування епоксидного просочення для бетону дозволяє значно збільшити

механічну міцність основи, поліпшити її стійкість до вологи та знизити ймовірність утворення пилу.

Для обробки стін застосовується грунтовка і фарбування водоемульсійною фарбою. Ця фарба не токсична, має антистатичні властивості, що дозволяє відштовхувати пил від поверхні.

1.5 Архітектурні рішення, що забезпечують природне освітлення приміщень

Об'ємно-планувальні рішення будівлі передбачають природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей і зони паркінгу через вітражне скління стін будівлі, включають в себе естетичну функцію. Вітражне скління має сітчастий тип. В якості сітчастих огорожувальних конструкцій прийнята система Schuco FW 50 + SG.

1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Вентиляційне обладнання та ІТП розташовуються в технічних приміщеннях, віддалених від приміщень з постійним перебуванням людей.

1.7 Опис рішень щодо декоративно-художньої та колірної оформлення інтер'єрів

В оздобленні приміщень передбачається використання сучасних, екологічно чистих оздоблювальних матеріалів. Рішення щодо декоративно-художнього оздоблення інтер'єрів за завданням на проектування не передбачаються.

1.8 Заходи щодо забезпечення доступу інвалідів

1.8.1 Перелік заходів щодо забезпечення доступу людей з інвалідністю до об'єктів

У проекті передбачені умови безперешкодного та зручного пересування МГН (маломобільних груп населення) по будівлі та по її території з урахуванням вимог та містобудівних норм.

Поздовжні ухили тротуарів не перевищують 40%, поперечний ухил тротуарів становить 10 – 15%. На першому поверсі автостоянки передбачено 3 місця для особистого автотранспорту інвалідів.

На евакуаційних виходах передбачений ліфт з вертикальним переміщенням для полегшення доступу інвалідів у кріслах-колясках та осіб з обмеженими руховими можливостями $Q = 200$ кг, $V = 0,15$ м/с.

На вході в будівлю немає сходів, що полегшує переміщення МГН. Поперечний ухил входу становить 1%.

Ширина сходинок сходів не менше 0,3 м, а висота підйому сходинок не більше 0,15 м. Ухили сходів не більше 1:2. Сходинок сходів на шляхах руху інвалідів та інших маломобільних груп населення суцільні, рівні, без виступів і з шорсткою поверхнею. Ребро сходинок має заокруглення радіусом не більше 0,05 м. Бічні краї сходинок, що не примикають до стін, мають бортики висотою не менше 0,02 м.

Ширина входних дверей прийнята не менше 1,5 м. Глибина тамбурів прийнята не менше 1,85 м, ширина тамбура - не менше 2,2 м. Дверні та відкриті отвори в стінах мають ширину в чистоті не менше 900 мм. Дверні отвори не мають порогів і перепадів висот, за винятком входних дверей з порогом не більше 25 мм.

Ширина комунікаційних проходів не менше 1,5 м. У покритті підлог коридорів та інших місць загального користування застосовані матеріали, що виключають можливість ковзання.

Проектними рішеннями було обумовлено створення архітектурного середовища, що забезпечує необхідний рівень доступності будівлі для всіх категорій маломобільних груп населення, та забезпечено: досяжність місць цільового відвідування та безперешкодність переміщення всередині будівлі; безпека шляхів руху (в тому числі евакуаційних), а також місць обслуговування МГН;

Своєчасне отримання МГН повноцінної та якісної інформації, що дозволяє орієнтуватися в просторі, використовувати обладнання (в тому числі для самообслуговування), отримувати послуги тощо; зручність і комфорт середовища життєдіяльності.

На кожному поверсі, доступному для МГН, передбачаються зони відпочинку на 3 – 5 місць, у тому числі й для інвалідів на кріслах-колясках. Проектні рішення забезпечують безпеку МГН з урахуванням мобільності інвалідів різних категорій, їх чисельності та місцезнаходження (обслуговування, відпочинку) в будівлі.

Конструкції евакуаційних шляхів передбачаються класу K0, межа їх вогнестійкості REI 60 (перекриття), а матеріали оздоблення і покриттів відповідають вимогам протипожежних норм. Гранично допустима відстань від найбільш віддаленої точки приміщення з перебуванням МГН до дверей у пожежобезпечну зону знаходиться в межах досяжності за необхідний час евакуації.

Двері в пожежобезпечну зону передбачені протипожежними, самозакривними з ущільненнями в притворах. Пожежобезпечна зона запроектована незадимлюваною.

1.9 Схема планувальної організації земельної ділянки

1.9.1 Характеристика земельної ділянки

Майданчик будівництва комплексу багаторівневого паркінгу.

Місцезнаходження району відноситься до I кліматичного району (ІВ підрайон).

Ділянка будівництва вільна від забудови. Ділянка території має змінний рельєф, з великим перепадом висот. Гідрогеологічні умови майданчика сприятливі для будівництва.

1.9.2 Обґрунтування рішень щодо інженерної підготовки території

За природними умовами проєктована територія в цілому придатна для забудови.

Вертикальне планування забезпечує безперешкодне відведення поверхневих вод з території, безпечний і зручний рух транспорту та пішоходів, сприятливі умови для благоустрою та озеленення території.

1.9.3 Організація рельєфу вертикальним плануванням

Розташування будівлі прийнято з урахуванням максимального використання існуючого рельєфу, у зв'язку з існуючими капітальними покриттями проїздів, з урахуванням закладення підземних комунікацій.

Водовідведення з проєктованої ділянки забезпечується по відкритих прибордюрних лотках проїздів і тротуарів.

Проїзди та автостоянки виконані з двошарового асфальтобетону по шару щебеню, в основі дорожнього одягу - дренуючий шар з піщано-гравійної суміші.

Тротуари для пішохідного руху виконані з дрібнорозмірної тротуарної плитки по шару піску. Покриття тротуарів і майданчиків уздовж фасадів запроектовано з урахуванням проїзду пожежної техніки. Поперечний ухил автостоянок і проїздів прийнятий 15 – 20%. Поперечний ухил тротуарів прийнятий 15%.

Відведення поверхневих вод передбачено відкритим способом із забезпеченням нормального стоку від будівлі по спланованій поверхні по лотках проїздів.

1.9.4 Рішення щодо благоустрою території

Передбачено асфальтобетонне покриття проїздів і бруківковий покрив . По периметру будівлі запроектовано відмостку шириною 1,2 м. Тротуари монтуються бруківкою.

На експлуатованому даху, за проектом, планується розбити сквер з місцями для відпочинку.

В організації пішохідного руху проектованого скверу передбачені умови зручного і безперешкодного пересування пішоходів, в тому числі маломобільних груп, по території скверу.

1.10 Висновки до розділу 1

У першому розділі кваліфікаційної роботи виконано комплексне архітектурне обґрунтування проєкту багаторівневого паркінгу, що поєднує в собі автоматизовану та традиційну системи зберігання автомобілів. На основі аналізу функціонального призначення об'єкта встановлено, що запропонована композиція з двох зблокованих будівель є доцільною з точки зору ефективного використання території, організації транспортних потоків і забезпечення нормативної місткості паркінгу.

Прийняті об'ємно-просторові рішення характеризуються компактністю та цілісністю як у плані, так і в об'ємі, що є важливим для об'єктів інфраструктурного призначення. Функціональним і композиційним центром комплексу є в'їзна група, яка забезпечує логічний розподіл транспортних потоків та чітку організацію процесів в'їзду і виїзду. Орієнтація будівлі, рішення фасадів і використання вітражного скління сприяють формуванню сучасного архітектурного образу та покращують візуальне сприйняття споруди в міському середовищі.

Внутрішні планувальні рішення забезпечують ефективні взаємозв'язки між рівнями паркінгу, вертикальними комунікаціями та інженерними елементами. Особливу увагу приділено забезпеченню природного освітлення, санітарно-гігієнічних умов і вимог пожежної безпеки. Значним досягненням розділу є комплексне опрацювання заходів з доступності для маломобільних груп населення, що відповідає сучасним вимогам інклюзивного проектування.

Таким чином, архітектурні рішення, прийняті у першому розділі, є функціонально обґрунтованими, відповідають чинним нормативним вимогам та забезпечують ефективну експлуатацію паркінгу як складової міської інфраструктури.

РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

2.1 Конструктивне рішення надземної частини будівлі

2.1.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їх просторові схеми, прийняті при виконанні розрахунків будівельних конструкцій

Проектований паркінг являє собою просту прямокутну форму в плані розміром $30,2 \times 91,8$ м.

В якості несучих конструкцій каркаса залізобетонні колони і стіни. З'єднання колон з фундаментами - жорстке, колон і плит - жорстке.

Колони - монолітні залізобетонні перетином 400×400 мм (клас В25), стіни - монолітні залізобетонні стіни товщиною 400 мм. Перекриття виконані з монолітного залізобетону (клас В25) товщиною 200 мм.

Фундаменти - стрічковий монолітний, стовпчастий.

Стіни підземного поверху - з монолітного залізобетону класу В25.

Утеплювач для зовнішніх огорожувальних конструкцій ROCKWOOL Венти Батс, товщина 60мм. Сходи - монолітні залізобетонні з бетону класу В15 Ліфти:

– 1 громадський - Модель "Fluitronic", вантажопідйомністю $Q = 450$ кг, $V = 0,5$ м/с.

– 2 автомобільних - Модель VL40 вантажопідйомністю 4000 кг і розмірами кабіни $2,8 \times 6,0$ м і шириною дверей 2,6 м

Конструкція експлуатованого даху - тротуарна плитка, захисний шар з геотекстилю; бітумно-полімерний рулонний гідроізоляційний матеріал, цементно-піщана стяжка з розчину М150, армована металевою сіткою, утеплювач ROCKWOOL товщиною 100 мм, бітумна пароізоляція.

Двері - зовнішні протипожежні Т60 за каталогом Hörmann.

2.1.2 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінність будівлі в цілому

Просторова жорсткість і незмінність будівлі забезпечується спільною роботою монолітних залізобетонних несучих конструкцій колонами, стінами, перекриттями.

2.1.3 Опис та обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних рішень об'єкта капітального будівництва

Планувальна схема будівлі - галерейна. В якості вертикальних комунікацій застосовані сходи та ліфти.

Паркінг запроектований 4-поверховим. Головний в'їзд до паркінгу розташований з південно-західного боку споруди. Вхід і вихід здійснюється через окремо розташовані сходові клітки з північно-східного боку.

На 1 поверсі передбачено облаштування машиномісця $5,3 \times 2,5$, а також три місця $6 \times 3,6$ для маломобільних груп населення.

Загальна площа всіх приміщень 1 -го поверху становить $1843,2 \text{ м}^2$. Кількість машиномісць на 1 -му поверсі -46.

На 2 -му поверсі знаходяться машиномісця розміром $5,3 \times 2,5 \text{ м}$ Загальна площа всіх приміщень 2 -го поверху становить $1885,2 \text{ м}^2$. Кількість машиномісць на 2 -му поверсі -51 .

На 3-му поверсі знаходяться машиномісця розміром $5,3 \times 2,5 \text{ м}$ Загальна площа всіх приміщень 3-го поверху становить $1927,7 \text{ м}^2$. Кількість машиномісць на 3-му поверсі 53. У підвальному поверсі - знаходяться машиномісця розміром $5,3 \times 2,5 \text{ м}$ Загальна площа всіх приміщень поверху $1811,5 \text{ м}^2$

Кількість машиномісць 48.

2.1.4 Обґрунтування номенклатури, компоновання та площ приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого призначення та технічного призначення

Приміщення основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення скомпоновані відповідно до свого функціонального призначення і визначені в об'ємно-планувальному комплексі будівлі, відповідаючи вимогам санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм.

Рух автомобілів визначено за найпростішою схемою, щоб не створювалося аварійних ситуацій.

Передбачено, щоб потік пішоходів не перетинався з потоком автомобілів.

2.1.5 Проектування залізобетонної балки

Для забезпечення міцності, стійкості та просторової незмінності балки перекриття було проведено збір та аналіз вихідних даних, а також розрахунок у програмному комплексі SCAD запропонованих розрахункової схеми та конструктивних вузлів.

Будівля чотириповерхова, опалювальна, із зовнішніми несучими монолітними залізобетонними стінами. Товщина зовнішніх стін - 400 мм.

Будівництво ведеться в III районі за вагою снігового покриву, для якого $s = 1,8 \text{ кН/м}^2$.

Район будівництва за тиском вітру - III (тип місцевості «Б»), для якого $w_0 = 0,38 \text{ кН/м}^2$.

2.2 Проектування фундаментів

2.2.1 Вихідні дані для проектування фундаментів, оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

У даному розділі розроблено стрічковий фундамент під стіни паркінгу та стовпчастий фундамент під колону Район будівництва - м.

Розрахункове значення ваги снігового покриву на м² горизонтальній поверхні землі $S = 1,8$ кПа.

Розрахункове значення визначаємо згідно з [3]:

$$S_n = S \cdot \mu = 1,8 \cdot 0,7 = 1,26 \text{ кПа.}$$

Нормативне значення вітрового тиску (- III район за вітровим тиском) $-w_0 = 0,38$ кПа [3]. Висота поверху $-2,7$ м.

Несучі конструкції - монолітний залізобетонний каркас, що складається з колон і перекриття.

Оцінку інженерно-геологічних умов починаємо з побудови стовпчика і визначення відсутніх фізико-механічних характеристик ґрунту.

Щільність скелета ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}, \text{ т/м}^3 \text{ де } w - \text{ вологість ґрунту, д.о.}$$

Коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \text{ де } \rho_w = 1 \text{ т/м}^3 - \text{ щільність води;}$$

ρ_s — щільність частинок ґрунту;

e^e - коефіцієнт пористості ґрунту.

Всі необхідні фізико-механічні характеристики ґрунту зведені в 2.1

Величина сезонного промерзання ґрунту для м. визначається за формулою: $d_f = k_h \cdot d_{fn}$, М, де d_{fn} - нормативна глибина промерзання, м.

Для $d_{fn} = 2,5$ м. k_h -коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, який приймається для зовнішніх фундаментів опалювальних споруд .

У нашому випадку $k_h = 0,7$

Таким чином: $d_f = k_h \cdot d_{fn} = 2,5 \cdot 0,7 = 1,75$ м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту $d_f = 1,75$ м.

Оскільки верхні шари ґрунту досить міцні, отже, в якості фундаменту вибираємо стрічковий під стінами і стовпчастий фундамент під колону.

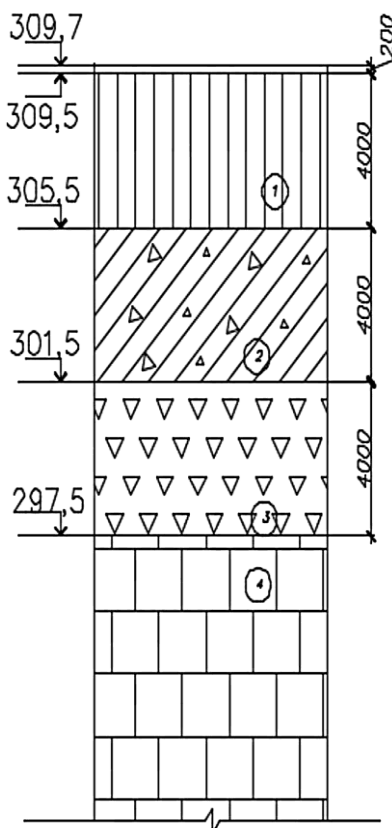


Рисунок 2.1 - Геологічна колонка

2.2.2 Проектування стрічкового фундаменту

Таблиця 2.1 - Збір навантажень на 1 м^2 від експлуатованого даху.

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне			
-утеплювач Rockwool $\delta = 100$ м; $\rho = 90\text{кг/м}^3$	$0,1 * 0,9 = 0,09$	1,2	0,108
-армована цементно-піщана стяжка $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 40$ мм	0,72	1,3	0,936
$\delta = 0,2\text{м}$; $\rho = 1500 \text{ кг/м}^3$ - монолітна залізобетонна плита	$0,2 * 15 = 3$	1,2	3
$\rho = 2500\text{кг/м}^3$; $\delta = 200\text{мм}$	5	1,1	5,5
-вага людини в процесі обслуговування $\rho = 400\text{кг/м}^2$	0,4	1,1	0,44
Разом	9,21		10,58
Тимчасове			
Снігове	1,26	1,4	1,8
Разом	1,26	-	1,8
Всього	10,47	-	12,38

Таблиця 2.2 - Збір навантажень на 1 м^2 перекриття підлоги першого поверху

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне			
-монолітна плита перекриття $\rho = 2500\text{кг/м}^3$; $\delta = 200\text{мм}$ - теплоізоляційний шар Rockwool $\delta = 100\text{мм}$; $\rho = 90\text{кг/м}^3$	50,09	1,1 1,2	5,5 0,108
РАЗОМ	5,09		5,608
Тимчасове експлуатаційне навантаження	4	1,2	4,8
РАЗОМ	9,09		10,408

Таблиця 2.3 - Сума навантажень на 1 м² перекриття першого поверху

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне			
-монолітна плита перекриття $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3; \delta = 200 \text{ мм}$	5	1,1	5,5
РАЗОМ	5		5,5
Тимчасова експлуатаційна навантаження	4	1,2	4,8
РАЗОМ	9		10,3

Таблиця 2.4 - Навантаження від власної ваги колони

Навантаження	Нормативне навантаження, кН	γ	Розрахункове навантаження, кН
Постійне			
Власна вага колони 400×400 мм, $h = 2,7 \text{ м}$, 2500 кг/м^3 .	11,91	1,1	13,1
Разом	11,91	-	13,1
Всього	11,91	-	13,1

Повне навантаження визначається за формулою:

$$A_{2p} = a_u \cdot b_\sigma = 6 \cdot 4 = 24 \text{ м}^2$$

Навантаження з вантажної площі зводимо на фундамент:

$$P = (12,38 + 10,3 \cdot 3 + 14,608) \cdot 24 + 13,1 \cdot 4 = 1441,71 \text{ кН}$$

Вітрове навантаження визначаємо для III вітрового району, тип споруди громадська будівля, тип місцевості - В.

$$w = w_p + w_m$$

$$w_p = w_o \cdot c_e \cdot k$$

$$w_m = w_m \cdot \zeta \cdot v$$

Де c_e - аеродинамічний коефіцієнт, 0,8 - для підвітряного боку. k - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті, для прийнятого типу місцевості і висоти будівлі-0,85 ζ - коефіцієнт пульсації тиску вітру, v - коефіцієнт просторової кореляції

пульсацій тиску вітру. Розрахункові зусилля отримані за допомогою програми SCAD:

$$Q = 5,41 \text{ кН}, N = P + N_{\beta} = 1441,71 + 16,4 = 1458,11 \text{ кН}, M = 4,79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приймаємо фундаменти неглибокого закладення; по периметру будівлі стрічковий фундамент. Його застосування обумовлено інженерно-геологічними умовами - міцний малостисливий ґрунт. В якості несучого шару вибираємо суглинок напівтвердий, тугопластичний 4 м. Глибина закладення підосви фундаменту залежить від конструктивного рішення підземної частини будівлі і висоти стрічкового фундаменту. Відмітку верху стрічкового фундаменту приймаємо рівною -2,850. Будівля підвальна, пучинисті ґрунти і насипи відсутні, отже, враховуючи висоту фундаментного блоку (300 і 600 мм) і фундаментної плити (300 мм), приймаємо: $d = 3 \cdot 0,6 + 0,3 + 0,3 = 2,4$ м а відмітка підосви -5,1 м. Відмітки обчислюються від поверхні землі $b = \frac{1458,11/1,15}{250 - 20 \cdot 2,4} = 4,46$ м,

Найближчий розмір (ширина) фундаментної плити 2 м. Визначаємо R при $b = 3,2$ м. Розрахунковий опір ґрунту: $R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} k z b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II}^c + (M_g - 1) d_b \gamma_{II}^c + M_c C_{II}]$; Підставляємо значення, отримуємо: $R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,39 \cdot 1,0 \cdot 3,2 \cdot 15,6 + 12,57 \cdot 3,2 \cdot 20,3 + (12,57 - 1) \cdot 2,4 \cdot 20,2 + 5,15 \cdot 1] = 1529 \text{ кПа},$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи; $\gamma_{c1} = 1,2$ за [1,];

$\gamma_{c2} = 1$; $K = 1,1$ оскільки C і φ - табличні значення; M_{γ}, M_g, M_c - коефіцієнти, що залежать від φ ($\varphi = 17$) $M_{\gamma} = 0,39, M_g = 12,57, M_c = 5,15$, визначаються за [3];

γ_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підосви фундаменту, $\gamma_{II} = 15,6$;

γ_{II}' - розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підосви фундаменту, $\gamma_{II}' = 20,3$;

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підосвою фундаменту, кПа, $c_{II} = c = 1$;

d - глибина закладення фундаменту, $d = 2,4$ м. Визначаємо b у другому наближенні: $b = \frac{1458,11/1,15}{1529-20 \cdot 2,4} = 0,9$ м. Найближчий розмір (ширина) фундаментної плити 1,2 м. Визначаємо R при $b = 1,2$ м. Порахуємо розрахунковий опір ґрунту: $R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,39 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 15,6 + 12,57 \cdot 1,2 \cdot 20,3 + (2,57 - 1) \cdot 2,4 \cdot 20,2 + 5,15 \cdot 1] = 959$ кПа. Визначаємо b у третьому наближенні: $b = \frac{1458,11/1,15}{959-20 \cdot 2,4} = 1,77$ м. Найближчий розмір (ширина) фундаментної плити 2 м. Визначаємо R при $b = 2$ м. Порахуємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1}{1,1} [0,39 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 15,6 + 12,57 \cdot 2 \cdot 20,3 + (12,57 - 1) \cdot 2,4 \cdot 20,2 + 5,15 \cdot 1] = 1187 \text{ кПа}$$

Приводимо навантаження до підшови фундаменту: $N_{II} = 1253,6 + 2,4 \cdot 20 \cdot 2 = 1349,6$ кН; Перевіряємо середній тиск: $P_{cp} = 1349,6/2 = 674,8 < 1187$ кПа, Умова виконується, отже остаточно приймаємо ширину фундаменту 2000 мм.

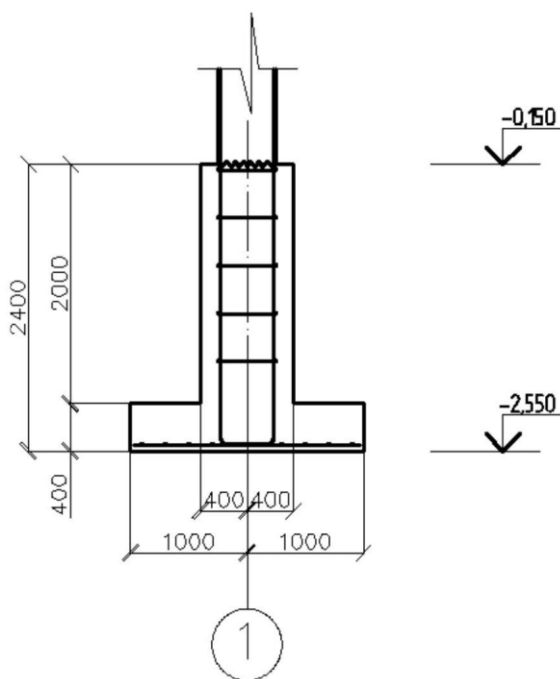


Рисунок 2.2 - Стрічковий фундамент

2.2.3 Проектування стовпчастого фундаменту під колону

Розрахунок проводимо для колони, розташованої на осях 7 і В'. Збір навантажень проводиться відповідно до [3].

Таблиця 2.5-Збір навантажень на 1 м^2 від експлуатованої покрівлі.

Навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кН}/\text{м}^2$	γ	Розрахункове навантаження, $\text{кН}/\text{м}^2$
Постійне			
Постійна -утеплювач Rockwool $\delta = 100$ м; $\rho = 90\text{кг}/\text{м}^3$ -армована цементно-піщана стяжка $\rho = 1800\text{ кг}/\text{м}^3$; $\delta = 40$ мм -дренажний шар з гравію	$0,1 * 0,9 = 0,09$	1,2	0,108
$\delta = 0,2\text{м}$; $\rho = 1500\text{кг}/\text{м}^3$ -монолітна залізобетонна плита $\rho = 2500\text{ кг}/\text{м}^3$; $\delta = 200$ мм -вага людини в процесі обслуговування $\rho = 400\text{кг}/\text{м}^2$	$0,2 * 15 = 3\ 5\ 0,4$	1,2 1,1 1,1	3 5,5 0,4
РАЗОМ	9,21		10,58
Тимчасове			
Снігове	1,26	1,4	1,8
Разом	1,26	-	1,8
Всього	10,47	-	12,38

Таблиця 2.6 - Збір навантажень на 1 м^2 перекриття підлоги першого поверху

Навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кН}/\text{м}^2$	γ	Розрахункове навантаження, $\text{кН}/\text{м}^2$
Постійне			
-монолітна плита перекриття $\rho = 2500\text{кг}/\text{м}^3$; $\delta = 200\text{мм}$ - теплоізоляційний шар Rockwool $\delta = 100\text{м}$; $\rho = 90\text{кг}/\text{м}^3$	5 0,09	1,1 1,2	5,5 0,108
РАЗОМ	5,09		5,608
Тимчасове експлуатаційне навантаження	7,5	1,2	9
РАЗОМ	12,59		14,608

Таблиця 2.7 - Сума навантажень на 1 м^2 перекриття першого поверху

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне			
-монолітна плита перекриття $\rho = 2500\text{кг/м}^3$; $\delta = 200\text{мм}$	5	1,1	5,5
РАЗОМ	5		5,5
Тимчасова експлуатаційна навантаження	4	1,2	4,8
РАЗОМ	9		10,3

Таблиця 2.8 - Навантаження від власної ваги колони

Навантаження	Нормативне навантаження, кН	γ	Розрахункове навантаження, кН
Постійне			
Власна вага колони 400×400 мм, $h = 2,7$ м, 2500 кг/м^3 .	11,91	1,1	13,1
Разом	11,91	-	13,1
Всього	11,91	-	13,1

Збираємо навантаження з вантажної площі колони. Вантажна площа колони визначається за формулою: $A_{2p} = a_u \cdot b_\sigma = 6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2$ Навантаження з вантажної площі зводимо на фундамент: $P = (12,38 + 10,3 \cdot 3 + 14,608) \cdot 54 + 13,1 \cdot 4 = 3177,92\text{кН}$ Вітрове навантаження визначаємо для III вітрового району, тип споруди громадська будівля, тип місцевості - В. Розрахунок проводимо згідно [3].

$$w = w_p + w_m$$

$$w_p = w_o \cdot c_e \cdot k$$

$$w_m = w_m \cdot \zeta \cdot v$$

де c_e -аеродинамічний коефіцієнт, 0,8 - для підвітряного боку. k - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті, для прийнятого типу місцевості і висоти

будівлі $-0,85$ ζ - коефіцієнт пульсації тиску вітру, ν - коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру.

$$N = P + N_{\varepsilon} = 3177,92 + 16,4 = 3194 \text{ кН},$$

Розрахункові u_c $M = 4,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$. або отримані за допомогою програми SCAD:
 $Q = 5,41 \text{ кН}$,

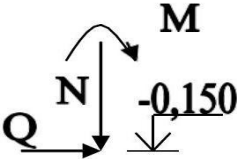
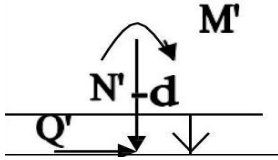
В якості несучого шару вибираємо суглинок напівтвердий, тугопластичний 4 м. Глибина закладення підшви фундаменту залежить від конструктивного у рішення підземної частини будівлі та висоти стрічкового фундаменту.

Відмітку верху стовпчастого фундаменту приймаємо рівною $-2,850$. Будівля підвальна, пучинисті ґрунти і насипи відсутні, отже, враховуючи висоту сусіднього стрічкового фундаменту, приймаємо: $d = 2,4 \text{ м}$, а відмітка підшви $-5,1$. Відмітки обчислюються від поверхні землі.

Згідно із завданням на проектування на обріз фундаменту (на відмітці $0,15\text{м}$) діють дві найнесприятливіші комбінації навантажень: 1) $N_{\max}$, $M_{\text{відп.}}$, $Q_{\text{відп.}}$, $N_{\text{ст.}}$, 2) $M_{\max}$, $N_{\text{відп.}}$, $Q_{\text{відп.}}$, $N_{\text{ст.}}$. Значення цих навантажень дано для розрахунку за першою групою граничних станів. При розрахунку за другою групою граничних станів значення M , Q , N необхідно розділити на коефіцієнт надійності по навантаженню $1,15$, а величину $N_{\text{ст.}}$ - на коефіцієнт $1,1$.

Збір навантажень здійснюється наступним чином. Для розрахунку тіла фундаменту навантаження приймаються за завданням. При цьому до значень навантаження $N_{\max}$ і $N_{\text{відп.}}$ додається значення $N_{\text{ст.}}$ (табл.2.10). Для розрахунку основи за деформаціями всі навантаження приводять до підшви фундаменту. До вертикального навантаження додають вагу фундаменту G , а до моментів, що діють на обріз фундаменту, - моменти, що виникають від $N_{\text{ст.}}$ і Q , з плечем відповідно рівним a м і $(d-0,15) \text{ м}$. Вагу фундаменту визначають після призначення розмірів його підшви.

Таблиця 2.9 - Навантаження, що діють на фундамент

Розрахункова	Вид розрахунку	Комбінація	N, кН	M, кНм	Q, кН
	Для розрахунку тіла фундаменту за I граничним станом	I	3344	4,48	5,29
		II	3194	3,79	4,41
	Для розрахунку основи за II граничному стану	I	2907,82+G	3,77	4,47
		II	2777,4+G	3,17	5,7

Площа підшви визначається за формулою:

$$A = \frac{N_{0||}}{R_0 - \gamma_{\text{ср}} \cdot d} = \frac{N_{\text{max}} + \frac{N_{\text{сг}}}{1,15}}{R_0 - \gamma_{\text{ср}} \cdot d},$$

Підставляємо значення, отримуємо:

$$A = \frac{\frac{3194}{1,15} + \frac{150}{1,1}}{400 - 20 \cdot 2,4} = 8,27 \text{ м}^2, \text{ де } N_{0||} - \text{максимальна сума нормативних вертикальних}$$

навантажень, що діють на обріз фундаменту, кН;

$R_0 = 400 \text{ кПа}$ - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

$\gamma_{\text{ср}}$ - середнє значення питомої ваги ґрунту і бетону, рівне 20 кН/м^3 ;

d - глибина закладення підшви фундаменту, що дорівнює $2,4 \text{ м}$.

Розміри підшви визначають, вважаючи, що фундамент має квадратну або прямокутну форму. Остання є кращою при дії на фундамент моментів і горизонтальних сил, при цьому фундамент орієнтується довгою стороною в площині дії найбільшого моменту. Співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = l/b = 1 \div 1,65$ Розміри сторін підшви визначаються за співвідношеннями: $b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} =$

$\sqrt{\frac{8,27}{1,4}} = 2,4 \text{ м}$ та $l = \eta \cdot b = 1,4 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ м}$. Отримані дані округлюють кратно модулю 300 мм, відповідно до цього отримані значення підшви фундаменту: $2,4 \times 3,6 \text{ м}$, $A = b \times l = 2,4 \times 3,6 = 8,64 \text{ м}^2$.

Розрахунковий опір ґрунту при $b < 10 \text{ м}$: $R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II}' + M_c C_{II}]$; Підставляємо значення, отримуємо: $R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,39 \cdot 2,4 \cdot 15,6 + 12,57 \cdot 2,4 \cdot 20,3 + 5,15 \cdot 1] = 689,6 \text{ кПа}$,

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи; $\gamma_{c1} = 1,2$ за [3];

$\gamma_{c2} = 1$; $K = 1,1$ оскільки C і φ - табличні значення; M_{γ}, M_g, M_c - коефіцієнти, що залежать від φ ($\varphi = 17^\circ$) $M_{\gamma} = 0,39, M_g = 12,57, M_c = 5,15$, визначаються за [3];

γ_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту, $\gamma_{II} = 15,6$;

γ_{II}' - розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту, $\gamma_{II}' = 20,3$; C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту, кПа, $C_{II} = C = 1$;

d - глибина закладення фундаменту, $d = 2,4 \text{ м}$.

Оскільки розрахунковий опір 689,6 кПа істотно перевищує $R_0 = 400 \text{ кПа}$, визначимо площу підшви в другому наближенні: $A = \frac{2913}{689,6 - 20 \cdot 2,4} = 4,5 \text{ м}^2$

Приймаємо $b = 1,8 \text{ м}$ і уточнимо: $R = \frac{1,4 \cdot 1}{1,1} [0,39 \cdot 1,8 \cdot 15,6 + 12,57 \cdot 2,4 \cdot 20,3 + 5,15 \cdot 1] = 518,6 \text{ кПа}$, При цьому значенні R площа підшви потрібна: $A = \frac{2913}{518,6 - 20 \cdot 2,4} = 5,5 \text{ м}^2$ Приймаємо $b = 2,1 \text{ м}, l = 2,7 \text{ м}, A = 5,67 \text{ м}^2$.

Основним розрахунком основ є розрахунок за деформаціями; при цьому розрахункова схема для визначення осідання приймається у вигляді лінійно-

деформаційного півпростору, тому тиск на основу не повинен перевищувати розрахункового опору $R = 518,6 \text{ кПа}$. Таким чином, можливість даного розрахунку за деформаціями перевіряється наступними умовами: $P_{II} \leq R, P_{\max} \leq 1,2 R, i_{\min} \geq 0$.

Середнє значення під подошвою фундаменту визначають за формулою: $P_{II} = N_{II} \uparrow / A = N_{0II} + G_{fII} / A = \frac{N_{0II} + b d \gamma_{mt} l}{A}$

Підставляємо значення, отримуємо: $P_{II} = \frac{2907,82 + 2,1 \cdot 2,7 \cdot 20 \cdot 2,4}{5,67} = 480,84$ КПа, де $G_{fII} = b d \gamma_{mt} l = 2,1 \cdot 2,4 \cdot 20 \cdot 2,7 = 202,16$ кН - вага фундаменту.

Умова $P_{II} \leq R$ задовольняється. Різниця не більше 10%, отже, перевірка виконується. Приймаємо розміри сторін подошви фундаменту: 2,1 м $\times$ 2,7 м

Перевіряємо виконання умови: $P_{max} \leq 1,2R$, де $P_{min}^{max} = N_{II} \uparrow / A \pm M_{II} \uparrow / W$ (визначають за двома комбінаціями навантажень), де M_{II} - розрахункове значення моменту, що діє на подошву фундаменту; $W = b \cdot \frac{l^2}{6} = 2,1 \cdot \frac{2,7^2}{6} = 2,5$ м³ - момент опору її площі.

За I комбінацією: $P_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{відп}}{W} = \frac{3344}{5,67} + \frac{100}{2,5} = 629,7$ кПа $\leq 1,2 \cdot 518,6 = 632,2$ кПа, умова виконується. $P_{min} = \frac{N_{max}}{4} - \frac{M_{відпоа}}{W} = 589,77 - 40 = 549,77$ кПа > 0 , умова виконується.

За II комбінацією: $P_{max} = \frac{N_{відпоа}}{A} + \frac{M_{max}}{W} = \frac{3194}{5,67} + \frac{120}{2,5} = 611,3$ кПа $\leq 1,2 \cdot 518,6 = 632,2$ КПа, умова виконується. $P_{min} = \frac{N_{відпов}}{A} - \frac{M_{max}}{W} = 563,3 - 48 = 515,3$ кПа > 0 , умова виконується.

2.2.4 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування сумування

Розділяємо основу на горизонтальні шари товщиною не більше ніж $0,4 b = 0,4 \times 2,1 = 0,84$ м до глибини $4 b = 4 \times 2,1 = 8,4$ м. Межі шарів поєднуємо з покрівлею пластів і горизонтом підземних вод. Напруження визначається за

формулою: $\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot h_i$; Знаходимо додатковий тиск на підшву фундаменту за формулою: $P_0 = P_{II} - \sigma_{zq0} = 518,6 - 40,4 = 478,2 \text{ кПа}$;

За даними $2z/b$ і співвідношенням сторін підшви $\eta = l/b = 2,7/2,1 = 1,3$ встановлюють за [3] значення коефіцієнта розсіювання напружень α ; для проміжних значень $2z/b$ і η значення α визначаються інтерполяцією.

За даними σ_{zg} і σ_{zp} будують епюри напружень у ґрунті від власної ваги (ліворуч від осі z) і напружень від додаткового тиску $\sigma_{zp} = \alpha P_0$ (праворуч від осі z). Визначають нижню межу стискаємого шару за співвідношенням $0,2 \sigma_{zg} = \sigma_{zp}$.

Для кожного з шарів в межах стискаємої товщі визначають середнє додаткове вертикальне напруження в шарі за формулою $(\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1})/2$.

Обчислюють середнє осідання основи за формулою $s_i = \sigma_{zpi} h_i \beta / E_i$, де $\beta = 0,8$. Підсумовують показники осідання шарів в межах стисливої товщі і отримують осідання основи S . Оскільки знайдене значення $s_u = 5 \text{ см}$ не перевищує граничного значення осідання $u = 15 \text{ см}$, то розрахунок основи вважається закінченим.

Висота фундаменту $h = 2,4 \text{ м}$. На будівельному майданчику переважно застосовувати стовпчасті фундаменти з монолітного важкого бетону класів В10, В12,5, В15, В20 (з мінімальною маркою по морозостійкості F50). Призначаємо кількість і розмір сходинок. У напрямку сторони l сумарний виліт сходинок становитиме: $\frac{l-l_{cf}}{2} = \frac{2,7-0,9}{2} = 0,9$

Приймаємо 2 сходинок з вильотом 450 мм і висотою 300 мм. У напрямку сторони b сумарний виліт сходинок становитиме $\frac{b-b_{cf}}{2} = \frac{2,1-0,9}{2} = 0,6$

Приймаємо 2 сходинок з вильотом 300 мм і висотою 300 мм. Плиткова частина фундаменту перевіряється розрахунком на продавлювання [11]. При цьому сила продавлювання повинна бути сприйнята бетонним перетином, як правило, без встановлення поперечної арматури. Перевірка на продавлювання здійснюється як для

високого фундаменту: $h_{cf} - d_p = 2,7 - 0,9 = 1,8 \text{ м} > 0,5(l_{cf} - l_c) = 0,5 \cdot (2,1 - 0,4) = 0,85$, де h_{cf} - висота підколонника;

d_p - глибина стакана;

l_{cf} - довжина поперечного перерізу підколонника;

l_c - довжина поперечного перерізу колони, розрахунок на продавлювання проводимо за формулами, зазначеними нижче.

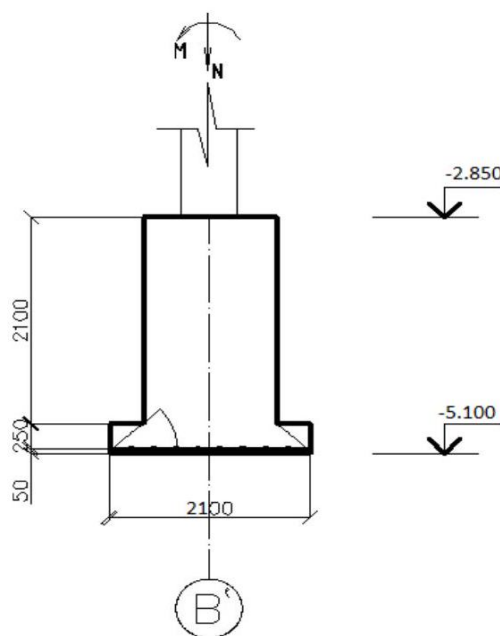


Рисунок 2.3 - Схема до розрахунку симетричного високого фундаменту на продавлювання

Перевірка в цьому випадку проводиться з умови: $F \leq b_m h_{0p} R_{bt}$, де F - сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, що визначається за формулою: $F = A_0 p_{\max}$, Де $A_0 = 0,5 b(1 - l_{cf} - 2 h_{0p}) - 0,25(b - b_{cf} - 2 h_{0p})^2$, h_{0p} - робоча висота плитної частини фундаменту: $h_{0p} = h - h_{cf} - 0,05 \text{ м}$, $p_{\max}$ - максимальний тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини (обріз верхнього ступеня), що визначається за формулою: $p_{\max} = N^I/A + M^I/w$, Підставляємо значення, отримуємо:

$$h_{op} = 2,7 - 2,4 - 0,05 = 0,25\text{м};$$

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,1(2,7 - 2,1 - 2 \cdot 0,25) - 0,25(2,1 - 1,2 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,0875 \text{ м}^2$$

$$P_{\max} \frac{3194 + 150 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 1,8 \cdot 25 \cdot 1,1}{5,67} + \frac{4,79 + 5,41 \cdot 0,49}{1,73} = 622 \text{ кПа},$$

$F = 0,0875 \cdot 622 = 55 \text{ кН}$, тут 1,8 м - висота підколонника; 25 кН/м^3 - питома вага залізобетону; 1,1 коефіцієнт надійності по навантаженню.

Клас бетону за міцністю призначаємо B12,5 ($R_{bt} = 660 \text{ кПа}$), тоді умова міцності на продавлювання виконується: $55 \text{ кН} < 1,15 \cdot 0,55 \cdot 660 = 239,25 \text{ кН}$, Тут приймається $b_m = b_{cf} + h_{op} = 0,9 + 0,25 = 1,15 \text{ м}$, оскільки $b - b_{cf} = 2,1 - 0,9 > 2h_{op} = 2 \cdot 0,25$.

Підошва фундаменту армується однією сіткою з робочою арматурою класу А 400 у двох напрямках. Крок робочої арматури 200 мм. Розрахунок площі перетину арматури проводимо наступним чином: $N = N_{\max} + N_{cr} = 3194 + 150 = 3344 \text{ кН}$ Момент, приведений до підошви фундаменту: $M_{\text{відпоа}} + Q_{\text{відпоа}} \cdot (d - 0,15) - N_{cr} \cdot \alpha = 100 + 24 \cdot (2,55 - 0,15) = 157,6 \text{ кНм}$ e_{0x} -ексцентриситет навантаження $e = \frac{M}{N} = \frac{157,6}{3194} = 0,049 \text{ м}$. Момент, що виникає в перерізі фундаменту: $M_{xi} = \frac{N c_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x} c_{xi}}{l^2} \right)$, де c_{xi} - виліт ступенів; $\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{0i}^2 R_b}$ де b_i - ширина стиснутої зони перерізу; де h_{0i} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури; R_b -розрахунковий опір бетону стисненню, рівний для бетону класу B15 = 7500 кПа

Площа робочої арматури $A_{si} = \frac{M_i}{\epsilon h_{0i} R_s}$ R_s -розрахунковий опір арматури, кПа, рівний 365000 кПа ϵ -коефіцієнт, що визначається залежно від величини α_m .

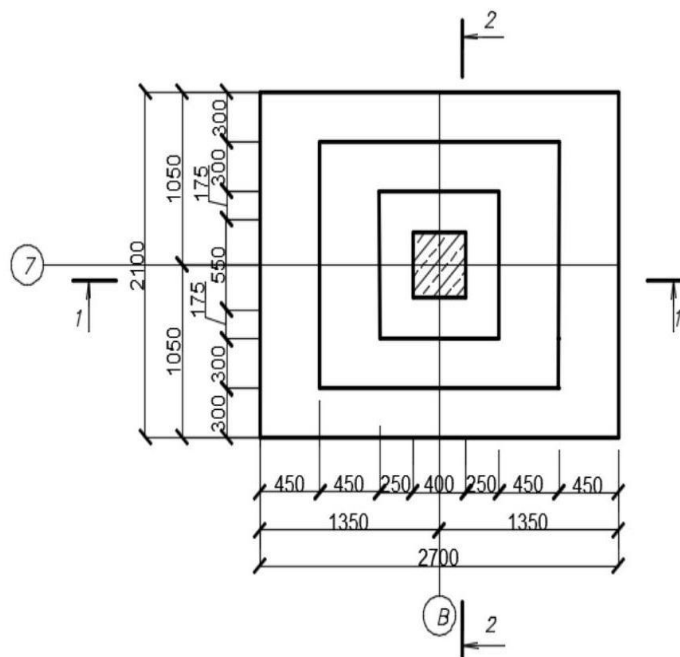


Рисунок 2.4 - Схема розрахунку арматури плитної частини фундаменту

Розрахунки зведені в таблицю 2.10.

Таблиця 2.10 - Розрахунок армування

Перетин	Виліт C_i , М	$\frac{Nc_i^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x}c_{xi}}{l^2}$	M_i , кНм	α_m	ε	h_{0i}	$A_s, \text{см}^2$
1-1л	0,3	55,7	1,1	61	0,095	0,995	0,15	11,25
2	1,15	818	1,08	883	0,143	0,923	0,35	74,92
1' – 1'	0,3	71	1,1	78	0,389	0,735	0,15	19,41
2' -2'	0,85	575	1,08	621	0,095	0,995	0,35	48,85

Фундамент армуємо наступним чином: плита - сіткою С-1 із стрижнів класу А400 з кроком арматури в обох напрямках 200 мм, тобто сіткас - 1 має в напрямку l - 12 стрижнів, в напрямку b - 9 стрижнів. Діаметр арматури в напрямку 1 приймаємо за сортаментом 14 мм (для $12\emptyset 14 \text{ А} - 400 - A_s = 23,1 \text{ см}^2$, що більше $11,25 \text{ см}^2$), в напрямку b - 18 мм (для $9\emptyset 18 \text{ А} - 400 - A_s = 32,62 \text{ см}^2$, що більше $19,41 \text{ см}^2$).

Довжину стрижнів приймаємо відповідно 2650 мм і 2050 мм. Підколонник армуємо двома сітками с -2 , приймаючи робочу (поздовжню) арматуру конструктивно $\varnothing 10A-III$ з кроком 200 мм, поперечну $\varnothing 6A250$ з кроком 400мм , причому передбачаємо її тільки на ділянці від дна стакана до підшови. Довжина робочих стрижнів 2050 мм, кількість в сітці -9. Довжина поперечної арматури-850 мм , кількість стрижнів в сітці -2. Крім цього, армується стакан стовпчастого фундаменту. Поперечну арматуру призначаємо конструктивно у вигляді сіток С-3 з парних стрижнів 8 А400 з п'ятьма сітками (оскільки $e = 0,049 < l_c/2 = 0,9/2 = 0,45$). Крок сіток в $50 + 2 \times 100 + 2 \times 200$. Верхня сітка заглиблена від обрізу на 50 мм, нижня ставиться вище торця колони не менше ніж на 50мм .

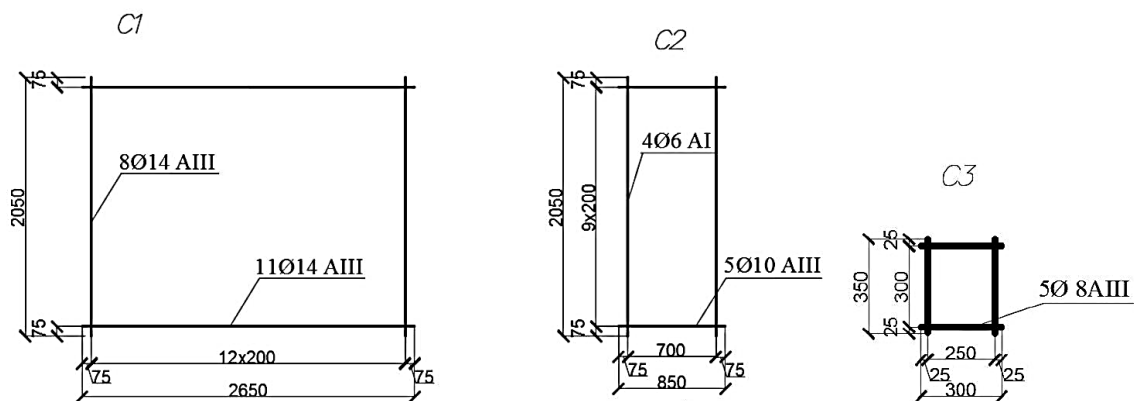


Рисунок 2.5 - Арматурні сітки

Таблиця 2.11 - Таблиця фізико-механічних характеристик ґрунту

Номер шару	Повне найменування ґрунту	Потужність шару, м	W	p, т/м ³	p _s , т/м ³	p _d , т/м ³	e	S _r	Y, кН/м ³	W _p
1	Суглинок напівтвердий, макропористий	4	0,21	1,56	2,71	1,3	0,92	0,51	15,6	0,19
2	Суглинок напівтвердий, тугопластичний	4	0,25	2,03	2,71	1,62	0,67	1,01	20,3	0,22
3	Щебенистий ґрунт (розбірна скеля)	4	0,12	2,19	2,71	1,96	0,40	0,83	21,9	0,2
4	Скельний ґрунт	-								

2.3 Висновки до розділу 2

У другому розділі кваліфікаційної роботи виконано детальне конструктивне обґрунтування проєктованого багаторівневого паркінгу з використанням монолітного залізобетонного каркаса. Прийнята конструктивна схема, що включає залізобетонні колони, стіни та перекриття, забезпечує необхідну просторову жорсткість, міцність і стійкість будівлі в цілому.

Особливу увагу приділено проєктуванню перекриттів, колон та фундаментів з урахуванням значних експлуатаційних навантажень, характерних для паркінгів. Виконаний збір постійних, тимчасових, снігових і вітрових навантажень дозволив адекватно оцінити напружено-деформований стан конструкцій. Проєктування стрічкових і стовпчастих фундаментів здійснено з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, що забезпечує надійну передачу навантажень на ґрунтову основу.

Розрахунок фундаментів за першою та другою групами граничних станів показав, що середні тиски під подошвою не перевищують розрахунковий опір ґрунту, а величини осідань знаходяться в межах допустимих значень. Це підтверджує правильність прийнятих конструктивних рішень і можливість безпечної експлуатації споруди.

Загалом конструктивні рішення, прийняті у другому розділі, є технічно обґрунтованими, відповідають вимогам чинних будівельних норм і забезпечують довговічність та надійність багаторівневого паркінгу.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Аналіз літературних джерел

Сучасні умови проєктування, зведення та подальшої експлуатації будівель і споруд висувають підвищені вимоги до надійності, довговічності та безпечної роботи будівельних конструкцій. У зв'язку з цим перед наукою та інженерною практикою постає завдання розроблення й упровадження комплексних концепцій забезпечення надійності, які охоплюють усі етапи життєвого циклу інженерної споруди, починаючи від стадії проєктування та будівництва і завершуючи експлуатацією, технічним обслуговуванням і моніторингом її фактичного технічного стану.

Особливе значення при цьому має організація систематичного контролю за виконанням діагностичних досліджень на етапі проєктування, дотриманням проєктних рішень під час будівництва, а також якістю виконаних будівельно-монтажних робіт. Такий підхід дозволяє своєчасно виявляти можливі відхилення від нормативних вимог і запобігати розвитку дефектів та пошкоджень, що можуть негативно впливати на несучу здатність і експлуатаційну придатність конструкцій.

В умовах інтенсивного розвитку цифрових технологій засоби автоматизації інженерного аналізу, засновані на використанні числових методів, зокрема методу скінченних елементів, набули статусу невід'ємного інструменту сучасного проєктування будівель і споруд. Для достовірного та наочного відтворення напружено-деформованого стану конструкцій широко застосовуються спеціалізовані програмні комплекси, зокрема ПК ANSYS, ABAQUS та інші, які забезпечують можливість урахування складних геометричних, фізичних і граничних нелінійностей.

На теперішній час сформовано та активно розвивається бібліотека скінченних елементів, що дозволяє з достатнім ступенем точності апроксимувати різноманітні типи будівельних конструкцій і матеріалів. Це створює передумови для адекватного

чисельного моделювання реальної роботи конструкцій у широкому діапазоні навантажень і експлуатаційних умов.

3.2 Постановка мети і задач дослідження

В умовах розвитку сучасної будівельної галузі вітчизняна інженерна практика не повинна залишатися осторонь упровадження прогресивних числових методів аналізу. Застосування методу скінченних елементів при розробленні, дослідженні та впровадженні у виробництво нових методів підсилення залізобетонних конструкцій дає змогу суттєво оптимізувати проєктні рішення, скоротити тривалість інженерних розрахунків та зменшити матеріальні й фінансові витрати.

Метою даного дослідження є виконання чисельного моделювання роботи згинальних залізобетонних елементів за дії одноразового навантаження із застосуванням нелінійних діаграм деформування бетону та внутрішньої сталеві арматури.

Для досягнення поставленої мети в роботі передбачено розв'язання таких основних задач:

- з використанням програмного комплексу, що базується на методі скінченних елементів, розробити покрокову методику створення та дослідження нелінійної поведінки повномасштабної залізобетонної балки;
- виконати аналіз напружено-деформованого стану конструктивних елементів балки при поетапному збільшенні навантаження;
- дослідити напружений стан арматури та процес розтріскування бетону в момент втрати тримкої здатності балки;
- визначити величину зусиль у залізобетонній балці в момент втрати її тримкої здатності.

3.3 Комп'ютерне моделювання

Розрахункове навантаження на балку відповідно до нормативних вимог прийнято у вигляді рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю $q = 5,45$ кН з урахуванням власної ваги перекриття, конструктивних елементів підлоги та експлуатаційного навантаження. Геометричні розміри балки становлять 80×140 мм при довжині 1,2 м.

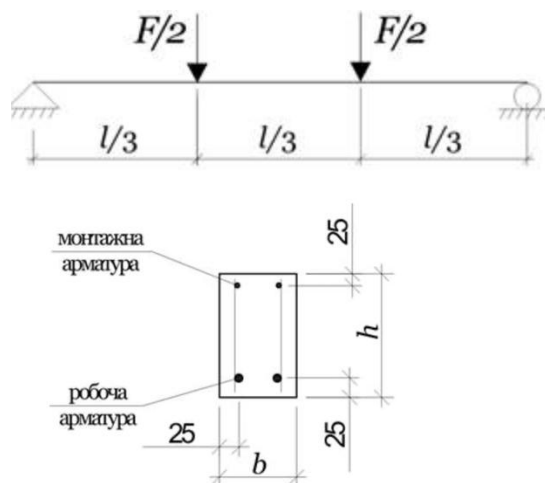


Рисунок.3.1 - Розрахункова схема та січення балки

Тривимірну розрахункову модель залізобетонної балки створено з використанням скінченно-елементного програмного комплексу ANSYS APDL. Для моделювання нелінійної роботи бетону при стисканні та розтягуванні застосовано восьмивузловий скінченний елемент SOLID65, який має можливість урахування утворення тріщин при розтягу та дроблення матеріалу при стиску. Такий підхід забезпечує достатньо високий рівень відповідності чисельної моделі реальній роботі бетону. Фізико-механічні характеристики бетону, використані в моделюванні, отримані за результатами експериментальних досліджень.

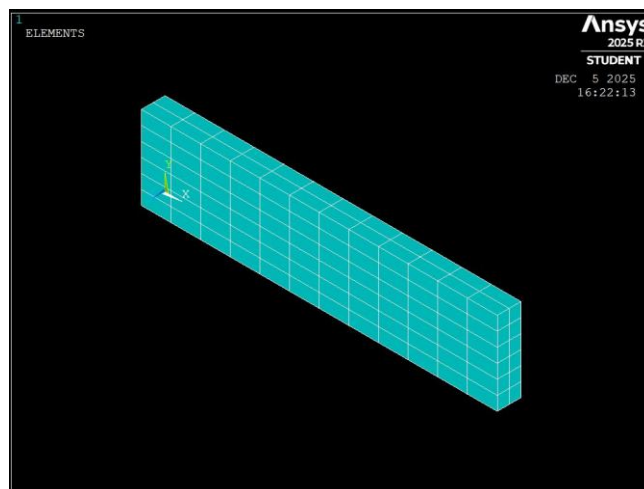


Рисунок 3.2 – Скінченноелементна модель тривимірної балки

Роботу сталевій арматури змодельовано з використанням стержневого скінченного елемента LINK180, який працює на розтяг і стиск та дозволяє враховувати пружні й пластичні деформації, а також великі переміщення. Для опису поведінки арматурної сталі прийнято пружно-пластичну діаграму деформування типу Bilinear Kinematic Hardening з експериментально визначеними параметрами.

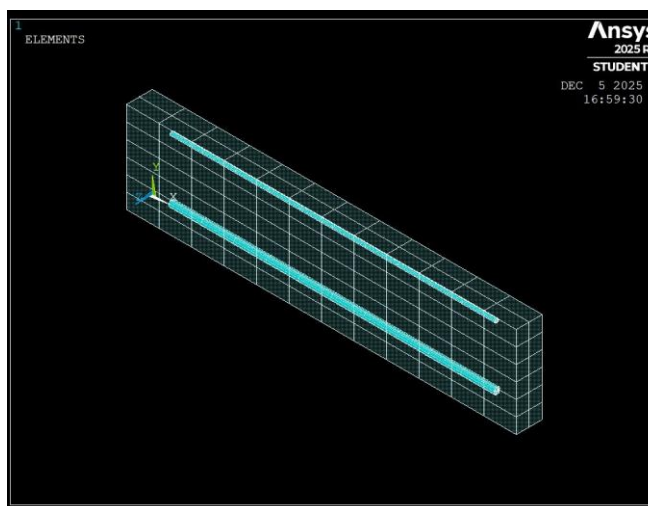


Рисунок 3.3 – Армвання балки

3.4 Результати досліджень

Навантаження на скінченноелементну модель балки прикладалося відповідно до прийнятої розрахункової схеми. Граничні умови були задані таким чином, що ліва опора обмежувала переміщення вузлів уздовж вертикальної осі ОУ, тоді як права опора обмежувала переміщення уздовж осей ОУ та ОХ. Рівномірно розподілене навантаження прикладалося до групи з 26 вузлів, розташованих у центральній частині балки по всій її товщині.

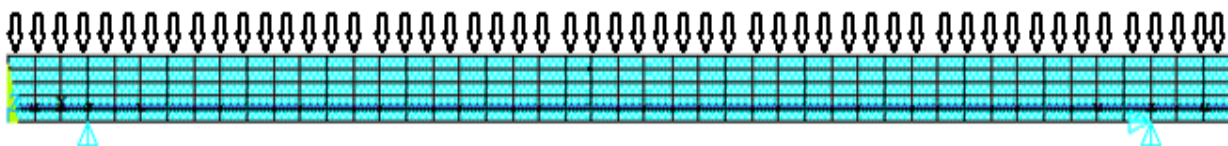


Рисунок 3.4 – Навантаження скінченноелементної моделі балки

Аналіз отриманих результатів показав, що максимальні значення прогинів локалізуються в середині прольоту балки, що узгоджується з експериментальними даними та теоретичними уявленнями про роботу згинальних елементів.

```
STEP=1
SUB =7
TIME=.7
USUM      (AVG)
RSYS=0
DMX =.025987
SMN =.02139
SMX =.025987
```

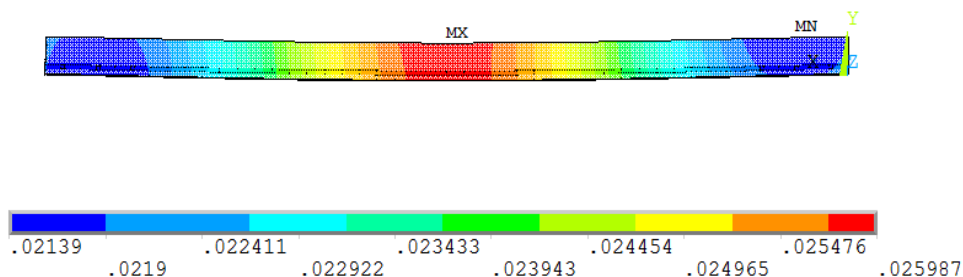


Рисунок 3.5 – Поле сумарних векториних переміщень з/б монолітної балки

Застосування скінченного елемента SOLID65 дозволило з достатньою точністю відтворити процес ініціювання та розвитку тріщин у бетоні на всіх етапах зростання навантаження. Встановлено, що розтріскування бетону в моделі балки починається при навантаженні 9,1 кН, тоді як перші ознаки утворення тріщин спостерігаються вже при навантаженні 4,2 кН. Подальше збільшення навантаження призводить до інтенсивного розвитку тріщин та їх злиття.

```
CRACKS AND CRUSHING
STEP=1
SUB =8
TIME=.09153
```



Рисунок 3.6 – Початок утворення тріщин у балці при навантаженні 4,2 кН

```
CRACKS AND CRUSHING
STEP=1
SUB =8
TIME=.09153
```

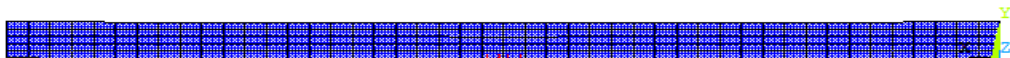


Рисунок 3.7 – Розвиток утворених тріщин у балці при навантаженні 9,1 кН

Руйнування балки супроводжується руйнуванням верхньої стиснутої фібри бетону за дії значних стискальних напружень і об'єднанням тріщин розтягу та стиску. Втрата тримкої здатності балки відбувається при навантаженні 18,96 кН, що на 61,3 % перевищує початкове навантаження залізобетонної балки.

STEP=1
SUB =17
TIME=.783505

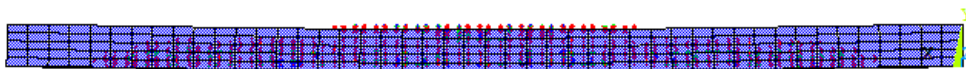


Рисунок 3.8 – Початок розтріскування балки при навантаженні
10,84 кН

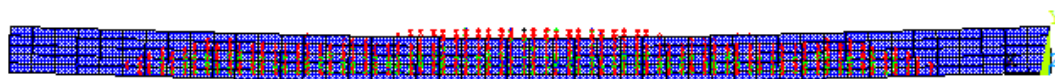


Рисунок 3.9 – Розтріскування балки при руйнівному навантаженні 18,96 кН

STEP=1
SUB =38
TIME=.378363
SX (AVG)
RSYS=0
DMX =.032703
SMN =-1.76643
SMX =480.886

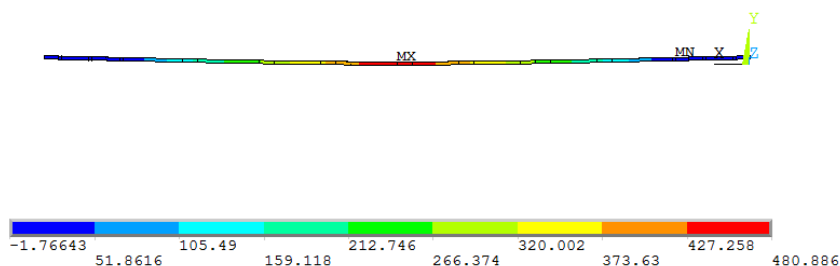


Рисунок 3.10 – Розтягувальні напруження вздовж осі ОХ у арматурі балки при
руйнуванні

У момент руйнування повздовжні розтягувальні напруження в арматурі вздовж осі ОХ перевищують межу пружності та досягають значень 480,87 МПа. Максимальні

напруження зосереджуються в площині перерізу прикладання навантаження. Аналіз напруженого стану робочої арматури показав, що максимальні напруження становлять 464,581 МПа, що перевищує межу текучості сталі, яка дорівнює 462 МПа. Це свідчить про виникнення пластичних деформацій арматури та підтверджує згинальний характер руйнування балки.

3.5 Висновки до розділу 3

У третьому розділі кваліфікаційної роботи виконано науково-дослідне дослідження роботи залізобетонної балки з використанням методу скінченних елементів. Застосування програмного комплексу ANSYS дозволило змодельовати нелінійну поведінку бетону та арматури з урахуванням процесів тріщиноутворення, пластичних деформацій арматури та поступового руйнування конструкції.

У ході дослідження побудовано тривимірну скінченно-елементну модель балки, задано реалістичні граничні умови та поетапне прикладання навантаження. Аналіз результатів показав, що розподіл прогинів і напружень відповідає теоретичним уявленням про роботу згинальних залізобетонних елементів. Встановлено характерні етапи розвитку тріщин у бетоні та визначено навантаження, при яких відбувається втрата тримкої здатності балки.

Отримані числові результати свідчать про адекватність застосованої моделі та підтверджують ефективність використання методу скінченних елементів для аналізу складної нелінійної роботи залізобетонних конструкцій. Розроблена методика може бути використана для подальших досліджень, оптимізації конструктивних рішень і оцінки надійності будівельних елементів.

Таким чином, науково-дослідний розділ має самостійну практичну та наукову цінність і доповнює інженерну частину кваліфікаційної роботи.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона 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 прилеглій 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 Опис системи забезпечення пожежної безпеки об'єкта

Пожежна безпека об'єкта забезпечується наступним чином:

- об'ємно-планувальними рішеннями, що забезпечують евакуацію людей під час пожежі;
- конструктивними рішеннями, прийнятими на підставі призначення будівлі, обґрунтуванням об'ємно-планувальних рішень у повній відповідності до норм.
- обладнанням протипожежної сигналізації, протипожежного водопостачання;

- розташуванням будівлі, що забезпечує безперешкодний проїзд і доступ до приміщень будівлі пожежних бригад;
- організаційно-технічними заходами.

Проектом передбачено круговий проїзд навколо будівлі. Ширина пожежного проїзду не менше 6,0 м. Витрата води на 1 пожежу становить 20 л/с, тому зовнішнє пожежогасіння здійснюється від двох пожежних гідрантів: проектового та існуючого.

4.1.3 Опис та обґрунтування прийнятих конструктивних і об'ємнопланувальних рішень, ступеня вогнестійкості та класу конструктивної пожежної небезпеки будівельних конструкцій

Паркінг має прямокутну форму, що обумовлено обраною територією. Споруда компактна і цілісна як в плані, так і в обсязі. Дві зони паркінгів об'єднані простором, в якому розташовані приміщення обслуговування будівлі та офісні приміщення. Основний несучий остов - монолітний залізобетонний каркас, перекриття - монолітні залізобетонні, залізобетонне монолітне покриття та експлуатована покрівля.

ІІ ступінь вогнестійкості проектового паркінгу забезпечується прийнятими в проекті будівельними конструкціями та оздобленням. У паркінгу запроектовані протипожежні перекриття, негорюча покрівля, блискавкозахист, сходові клітки також є протипожежними. Отвори для прокладки інженерних комунікацій після монтажу ретельно закладаються цементно-піщаним розчином. Оздоблення шляхів евакуації та сходово-ліфтових вузлів виконана негорючими матеріалами.

Конструктивні рішення прийняті відповідно до ступенів вогнестійкості всіх елементів несучих і огорожувальних конструкцій і відповідають межах вогнестійкості та поширення вогню.

Межа вогнестійкості будівельних конструкцій, не менше:

- несучі елементи будівлі - R 90;
- перекриття міжповерхові - REI 45;
- внутрішні стіни сходових кліток - REI 90;
- марші та майданчики сходів - R 60.
- конструкція покрівлі - RE 30.

Зовнішні стіни виконані з монолітного бетону з використанням системи навісних фасадів, виконаної з негорючих матеріалів (керамограніт, утеплювач - кам'яна вата Rockwool). Конструкція зовнішніх стін виконана таким чином, щоб виключити небезпеку самозаймання і підтримання горіння утеплювача при пожежі.

Утеплення підлоги в перекритті технічного поверху виконано з екструдованого пінополістеролу, яка захищена цементно-піщаною стяжкою товщиною 40 мм і укладена в відсіках площею не більше 2,0 м². Проектована будівля з перерахованими вище характеристиками відповідає своєму призначенню, прийняті конструкції забезпечують пожежну безпеку. 8.5 Опис та обґрунтування проектних рішень щодо забезпечення безпеки людей у разі виникнення пожежі. У разі пожежі евакуація людей з будівлі здійснюється через головні входи сходових клітин. Евакуаційні шляхи забезпечені природним та аварійним освітленням. Двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку (евакуаційного) виходу з будівлі. Виходи на експлуатований дах прямокутної частини будівлі передбачені через виходи зі сходової клітки.

4.1.4 Перелік заходів щодо забезпечення безпеки підрозділів пожежної охорони під час ліквідації пожежі

Проектом передбачається огорожа даху по периметру. Евакуація людей і гасіння пожежі з неексплуатованого даху проводиться за допомогою зовнішніх сходів, аз експлуатованого шляхом прямого переходу через містки.

Для безпечного проходу по неексплуатованому даху спеціально розроблені алюмінієві ґратчасті ступінчасті і безперервні настили. Вони передбачені для виконання періодичних робіт з технічного обслуговування покрівель та інженерних систем. Гасіння можливої пожежі силами пожежних підрозділів можливе по внутрішніх сходах; ширина сходових маршів – 1,5, що більше 1,2 м; для пожежних рукавів передбачено достатньо місця між маршами, так як сходи запроектовані двомаршовими і ніяких перешкод для рукавів не може виникнути. Дані об'ємно-планувальні рішення забезпечують безпеку пожежників під час гасіння пожежі.

4.1.5 Опис організаційно-технічних заходів щодо забезпечення пожежної безпеки об'єкта

Організаційно-технічні заходи включають в себе: організацію пожежної охорони (професійної, добровільної), навчання робітників і службовців правилам пожежної безпеки, складання інструкцій про порядок роботи з пожежонебезпечними речовинами і матеріалами, відпрацювання дій адміністрації, робітників і службовців у разі виникнення пожежі та евакуації людей, застосування засобів наочної агітації щодо забезпечення пожежної безпеки тощо. Відповідальність за пожежну безпеку організації покладається на її адміністрацію. Вона призначає посадових осіб, відповідальних за пожежну безпеку окремих об'єктів. На допомогу пожежній охороні в кожній організації створюються пожежно-технічні комісії та добровільні пожежні дружини, до завдань яких входять виявлення порушень правил пожежної безпеки, сприяння органам пожежного нагляду в їхній роботі, організація масової роз'яснювальної роботи серед персоналу тощо.

4.1.6 Визначення розрахункового (фактичного) часу евакуації людей

Визначимо час евакуації від найбільш віддалених місць розміщення людей в будівлі на вулицю. У проектуваній будівлі таким місцем є місце біля машин на перетині осей 10 і А'. У будівлі присутня система оповіщення про пожежу, тому час початку евакуації слід приймати рівним часу спрацьовування системи з урахуванням її інерційності. Умовно приймемо $t_{н.е} = 5 \text{ с} = 0,083 \text{ хв}$.

При складанні маршрутів враховувалося наступне:

- люди завжди прагнуть йти найкоротшим шляхом, який добре проглядається і по якому легше йти;
- в аварійних ситуаціях люди, які не знайомі з плануванням будівлі, прагнуть до виходу, який побачили перед собою в момент початку евакуації, хоча з іншого боку вихід може бути і ближче;
- відвідувачі будівель громадського призначення прагнуть покинути будівлі шляхом, яким вони в них увійшли.
- люди завжди рухаються в бік, протилежний осередку пожежі, незважаючи на те, що вони могли б скористатися виходом, розташованим у напрямку осередку пожежі.

При розрахунку весь шлях руху людського потоку підрозділяється на початкові ділянки з довжиною l і шириною δ . В межах ділянки його зовнішні параметри залишаються незмінними. Довжина і ширина ділянки приймаються з урахуванням концентрації людського потоку в межах приміщення.

Визначаємо щільність людського потоку за формулою:

$$D_i = \frac{N_i \cdot f}{l_i \cdot \delta_i} \text{ де } N_i - \text{кількість людей на } i\text{-ій ділянці, м; } l_i - \text{довжина } i\text{-ої ділянки, м;}$$

δ_i - ширина i -ої ділянки, м;

f – середня площа горизонтальної проекції людини, $0,1 \text{ м}^2$. Для початкових ділянок швидкість руху на ділянці визначається як функція від щільності потоку.

Інтенсивність і швидкість руху людського потоку визначається методом інтерполяції.

Інтенсивність і швидкість руху людського потоку визначається за формулою: $q_i = \frac{\Sigma q_{i-1} \cdot \delta_{i-1}}{\delta_i}$, де q_{i-1} - інтенсивність руху людських потоків, що зливаються на початку

ділянки i , м;

δ_{i-1} - ширина ділянок шляху злиття, м;

δ_i - ширина розглянутої ділянки, м. Час руху людського потоку розраховується за формулою: $t_1 = \frac{l_1}{v_1}$. Розрахунок часу шляху евакуації з будівлі наведено в таблиці

4.1.

Таблиця 4.1 - Визначення часу руху на ділянках

№	Опис ділянки	Ширина ділянки δ , м	Довжина ділянки l , м	Щільність людського потоку ,	Інтенсивність руху людського потоку, м/хв	Швидкість руху людського потоку,	Час руху людського потоку t , хв
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Перетин осей 10 і А`	2	8	18	0,0014	1	0,180
2	Пішохідна доріжка	12	9	12,5	0,011	1,1	0,125
3	Двері на сходи	15	0,9	0,2	8,3	5,87	0,013
4	Сходи	15	1,1	15	0,09	8,6	0,16
5	Двері на вулицю	15	0,9	0,2	8,3	5,87	0,013

Час евакуації людей з будівлі становить: $\Sigma t_i = 0,491 + 0,083 = 0,57$ хв.

4.1.7 Висновки до підрозділу 4.1

У підрозділі 4.1 кваліфікаційної роботи розглянуто питання охорони праці під час будівництва та експлуатації багаторівневого паркінгу з поєднанням автоматизованої та традиційної систем зберігання автомобілів. Встановлено, що характер виконуваних робіт, зокрема бетонування монолітних конструкцій, монтаж

арматурних каркасів, улаштування перекриттів і встановлення елементів автоматизованих систем, належить до категорії робіт з підвищеним рівнем небезпеки.

У ході аналізу визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для даного об'єкта, а саме: виконання робіт на висоті, можливість падіння предметів, використання вантажопідіймальних механізмів, дія підвищеного шуму та вібрацій, а також ризик ураження електричним струмом під час монтажу інженерного обладнання. З урахуванням чинних нормативно-правових актів у сфері охорони праці обґрунтовано необхідність комплексного підходу до організації безпечних умов праці.

Запропонований у підрозділі комплекс організаційних і технічних заходів включає проведення обов'язкових інструктажів з охорони праці, застосування засобів індивідуального та колективного захисту, огороження небезпечних зон, раціональну організацію робочих місць і постійний контроль за дотриманням вимог безпеки. Реалізація зазначених заходів дозволяє суттєво знизити ризик виробничого травматизму, забезпечити безпечні умови праці персоналу та відповідність виконання робіт вимогам чинного законодавства України з охорони праці.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість споруди при дії ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта.

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20)$, де H_1 і H_2 — висоти сусідніх будівель, м.

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість 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 пилю. 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 ΔP_{ϕ} 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 ΔP_{ϕ} 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 багаторівневого паркінгу в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру. Особливу увагу приділено аналізу стійкості будівлі до дії небезпечних факторів, зокрема ударної хвилі, а також оцінці можливих наслідків для несучих конструкцій і людей, що перебувають у будівлі.

У процесі аналізу встановлено, що рівень безпеки об'єкта в надзвичайних ситуаціях значною мірою визначається просторовою жорсткістю монолітного

залізобетонного каркаса, наявністю діафрагм жорсткості та раціональним планувальним вирішенням будівлі. Прийнята конструктивна схема забезпечує перерозподіл зусиль між елементами каркаса та сприяє збереженню несучої здатності споруди при екстремальних впливах.

У роботі також передбачено комплекс організаційних заходів цивільного захисту, зокрема забезпечення нормативних шляхів евакуації, чітке маркування евакуаційних виходів, організацію систем оповіщення та інформування персоналу і користувачів паркінгу щодо дій у разі виникнення надзвичайних ситуацій. Реалізація зазначених заходів дозволяє зменшити можливі людські та матеріальні втрати та підвищує рівень загальної безпеки експлуатації багаторівневого паркінгу.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті виконання кваліфікаційної роботи розроблено проєкт багаторівневого паркінгу з поєднанням автоматизованої та традиційної систем зберігання автомобілів, який відповідає сучасним вимогам до об'єктів транспортної інфраструктури. Робота виконувалась у відповідності до чинних будівельних норм, державних стандартів і методичних рекомендацій, що забезпечило комплексний та обґрунтований підхід до вирішення поставлених інженерних завдань.

У межах архітектурного розділу обґрунтовано об'ємно-просторові та планувальні рішення будівлі, які забезпечують ефективну організацію транспортних потоків, нормативну місткість паркінгу та безпечні умови користування для відвідувачів. Прийняті архітектурні рішення сприяють формуванню сучасного вигляду будівлі та її гармонійній інтеграції в міське середовище, а також враховують вимоги доступності для маломобільних груп населення.

У конструктивному розділі виконано розрахунково-конструктивне обґрунтування монолітного залізобетонного каркаса, перекриттів і фундаментів. Результати розрахунків підтвердили достатню міцність, жорсткість і стійкість конструкцій за першою та другою групами граничних станів. Прийняті конструктивні рішення забезпечують надійність і довговічність споруди в умовах значних експлуатаційних навантажень, характерних для паркінгів.

Науково-дослідний розділ присвячено чисельному аналізу роботи залізобетонної балки з використанням методу скінченних елементів. Отримані результати дозволили детально дослідити нелінійну поведінку конструкції, характер тріщиноутворення та процеси руйнування, що підтверджує доцільність застосування сучасних програмних засобів для дослідження складних інженерних задач.

У розділі з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях розроблено комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення безпечних

умов будівництва та експлуатації об'єкта. Запропоновані рішення дозволяють мінімізувати ризики для життя і здоров'я людей та забезпечити відповідність проєкту вимогам чинного законодавства.

Узагальнюючи результати виконаної роботи, можна зробити висновок, що поставлена мета кваліфікаційної роботи досягнута, а всі завдання виконані в повному обсязі. Запропоновані архітектурні, конструктивні та інженерні рішення є технічно обґрунтованими, економічно доцільними та можуть бути використані при проєктуванні й будівництві багаторівневих паркінгів 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. Ігнат’єва, В. Б. (2022). Аналіз роботи профільних виробів, армованих волокнами композитів у конструкції. *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Ясенія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “*, 60-61.
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. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

15. Hud, M., Meshcheryakova, O., Kachor, A., & Hud, V. (2023, December). BASES OF DESIGN AND CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. In *SWorld-Ger Conference proceedings* (No. gec30-00, pp. 13-19.)

16. 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.

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. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

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.Пулля, 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.