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

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр
(назва освітнього ступеня)

на тему: Проєкт житлового комплексу в Львові з дослідженням монолітного перекриття

Виконав(ла): студент(ка) 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

(підпис) Харчук Г.О. (прізвище та ініціали)

Керівник (підпис) Сорочак А.П. (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль (підпис) Мещерякова О.М. (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри (підпис) Ясній В.П. (прізвище та ініціали)

Рецензент (підпис) Кошалко С.А. (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2024

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

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« ___ » _____ 2024 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Харчук Ганна Олександрівна
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт житлового комплексу в Львові з дослідженням монолітного перекриття

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 12 » листопада 2024 року № 4/7-1093

2. Термін подання студентом завершеної роботи 20 грудня 2024

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Львів. Вітровий район – 4. Сніговий район – 4. Висота першого і другого поверхів – 4,8 м, висота типового поверху – 3 м. Поверховість 14 поверхів.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина. Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
План на відм. 0,000. План на відм. 4,800. План типового поверху. План покрівлі. Фасади. Розрізи. Результати дослідження монолітного перекриття.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		

7. Дата видачі завдання 12 листопада 2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	22.11.24	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	06.12.24	
3	Науково-дослідна частина	16.12.24	
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	18.12.24	

Студент _____ Харчук Г.О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Сорочак А.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП 6

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА 9

1.1 Загальні дані району будівництва 9

1.2 Кліматичні умови району будівництва 9

1.3 Схема планувальної організації земельної ділянки 10

1.4 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення 12

1.4.1 Опис та обґрунтування просторової, планувальної та функціональної організації об'єкта будівництва 12

1.4.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень 13

1.4.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності 15

1.4.4 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта будівництва 16

1.4.5 Опис та обґрунтування рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення 18

1.4.6 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей 19

1.4.7 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу 20

1.5 Техніко-економічні показники проєктованих об'єктів капітального будівництва 21

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА 22

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі 22

2.2 Розрахунок колони типового поверху в осях 8/Г 23

2.2.1 Вихідні дані 23

2.2.2 Збір навантажень на колону по осі 8/Г 24

2.3 Статичний розрахунок колони в осях 8/Г 29
2.3.1 Розрахунок колони підвалу 30
2.3.2 Розрахунок колони 4 поверху 32
2.3.3 Розрахунок колони 7 поверху 33
2.3.4 Розрахунок колони 10 поверху 34
2.3.5 Конструювання колони типового поверху в осях 8/Г. 35
2.4 Розрахунок диска (плити) перекриття 36
2.4.1 Збір навантажень 36
2.4.2 Статичний розрахунок монолітного перекриття першого поверху 37
2.4.3 Аналіз результатів розрахунку плити перекриття 39
2.4.4 Конструювання плити перекриття 39
2.5 Проєктування основ і фундаментів 41
2.5.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва 41
2.5.2 Збір навантажень на фундамент 42
2.5.3 Вихідні дані 44
2.5.4 Визначення несучої здатності забивної палі 45
2.5.5 Визначення числа паль і проєктування ростверку 46
2.5.6 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи 48
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА 51
3.1 Огляд проблеми дослідження монолітних залізобетонних плит перекриття 51
3.2 Методика, що використовувалася при дослідженні монолітної залізобетонної плити перекриття житлового комплексу 52
3.3 Результати дослідження монолітної плити перекриття житлового комплексу 53
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ 58
4.1 Положення охорони праці під час монтажу бетонних і залізобетонних конструкцій 58

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях 60

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 63

БІБЛІОГРАФІЯ 64

ДОТАТОК А Відомості оздоблення приміщень 69

ДОТАТОК Б Експлікація підлог 71

ДОТАТОК В Теплотехнічний розрахунок 75

ВСТУП

Актуальність роботи. Згідно з даними Головного управління статистики Львівської області за перше півріччя 2024 року [1], житловий сектор Львова переживає період значного навантаження та трансформації. Ситуація суттєво ускладнилася через масштабну внутрішню міграцію населення зі східних регіонів країни, що створила безпрецедентний попит на житло. До цього додається природний приріст населення та постійна урбанізація регіону, а також наявність значного обсягу застарілого житлового фонду, який потребує оновлення та модернізації.

Площа введеного в експлуатацію житла в регіоні склала $437{,}5\ \text{тис.}\,\text{м}^2$, а зростання рік до року 23,3%. В Львові спостерігається стабільне зростання попиту на сучасне, енергоефективне житло, що відповідає європейським стандартам якості. Розвиток міської агломерації також вимагає створення нової інфраструктури та житлових об'єктів.

За оцінками експертів будівельного ринку [2], будівництво інтегрованих житлових комплексів з приміщеннями громадського призначення надає суттєві переваги для розвитку міського середовища. Такі комплекси сприяють формуванню самодостатніх міських спільнот та значно покращують якість життя мешканців завдяки безпосередній доступності різноманітних послуг. Створення комфортного середовища для різних вікових груп та розвиток соціальної інфраструктури безпосередньо в місці проживання стають визначальними факторами привабливості таких об'єктів. З економічної точки зору, інтегровані житлові комплекси забезпечують більш ефективне використання земельних ресурсів міста. Такий підхід до забудови також підвищує інвестиційну привабливість нерухомості та сприяє загальному економічному розвитку району.

В даній кваліфікаційній роботі виконано розробку проєкту житлового комплексу бізнес-класу в м. Львів. Комплекс включає в себе ряд корпусів змінної поверховості від 14 до 17 поверхів, загальною сумарною корисною

площею близько $45\,\text{тис.}\,\text{м}^2$. Одним з ключових етапів проєктування сучасних житлових та громадських будівель з монолітного залізобетону є аналіз напружено-деформівного стану (НДС) плит монолітного залізобетонного перекриття [3].

Мета роботи – визначення напружено-деформівного стану монолітної плити перекриття будівлі житлового комплексу.

В роботі для досягнення цієї мети вирішувалися такі **основні задачі**:

- з використанням методу скінченних елементів визначити напружено-деформівний стан монолітної залізобетонної плити перекриття проєктованого житлового комплексу;
- за результатами розрахунку параметрів НДС виконати підбір необхідного армування для даної плити.

Об'єкт дослідження – монолітна залізобетонна плита перекриття будівлі житлового комплексу в м. Львів.

Предметом дослідження є напружено-деформівний стан монолітної залізобетонної плити перекриття.

Наукова новизна отриманих у роботі результатів:

1. Отримала подальший розвиток методика аналізу НДС плит перекриття з монолітного залізобетону, що ґрунтується на застосуванні методу скінченних елементів.

Практична цінність одержаних результатів роботи полягає в тому, що за допомогою методики аналізу НДС, що ґрунтується на застосуванні методу скінченних елементів, виконано розрахунок необхідного теоретичного армування монолітної плити перекриття будівлі житлового комплексу. На основі цих значень виконано проєктування армування плити.

Апробація результатів роботи відбулася під час проведення XIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікації. Харчук Г.О., Сорочак А.П. Дослідження монолітного перекриття секції багатоповерхового житлового комплексу // Актуальні задачі сучасних технологій. Праці XIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 11-12 грудня 2024 року). – Т. : ФОП Паляниця В.А., 2024. – С. 134.

Ключові слова: ЖИТЛОВИЙ КОМПЛЕКС, ЗАЛІЗОБЕТОННА ПЛИТА, ПЕРЕКРИТТЯ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНИЙ СТАН, МОНОЛІТНИЙ ЗАЛІЗОБЕТОН.

РОЗДІЛ 1
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Загальні дані району будівництва

Об’єктом будівництва в роботі є багатоповерховий житловий комплекс бізнес-класу з вбудованими приміщеннями громадського призначення, що складається з п’яти блок-секцій змінної поверховості.

Ділянка розташована у Франківському районі міста Львів, на перехресті вулиць Підстригача та Трускавецької. Майданчик під будівництво переважно вільний від забудови, задернований. У східній частині ділянки знаходиться існуючий житловий будинок індивідуального типу, що підлягає зносу перед початком будівництва.

Ділянка знаходиться в межах міської забудови. Сучасна поверхня змінена в процесі будівельного освоєння території під час вертикального планування. Абсолютні відмітки рельєфу змінюються від $339{,}80$ до $343{,}69$ м.

1.2 Кліматичні умови району будівництва

Відповідно до [4], м. Львів належить до I кліматичного району.

Згідно з [4], «розрахункове значення ваги снігового покриву на $1\ м^2$ горизонтальної поверхні землі дорівнює 1310 Па – 4 сніговий район».

Нормативний вітровий тиск – 520 Па, 4 вітровий район.

Сейсмічність району за [5] – 6 балів.

Розрахункова температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки забезпеченістю $0{,}92$ становить мінус $19°C$.

Середня температура опалювального періоду $0{,}4°C$.

Тривалість опалювального періоду – 179 діб.

Переважний напрямок вітрів – західний.

1.3 Схема планувальної організації земельної ділянки

Земельна ділянка для капітального будівництва житлового комплексу розташована у м. Львів на перехресті вулиць Підстригача та Трускавецької, на земельній ділянці в зоні ділового, громадського та комерційного призначення.

Межами земельної ділянки є вул. Підстригача із заходу, вул. Трускавецька з півночі, існуюча житлова забудова зі сходу та адміністративна будівля з півдня.

Поблизу ділянки, що розглядається, знаходяться:

– офіс ДБР
– житловий комплекс «Avalon»
– житловий комплекс «Парус-смарт»
– медичний центр «Medicover»
– школа №32
– дитячий садочок №70.

Найближчі зупинки громадського транспорту:

– «Скорини» (вул. Стрийська) – 350 м
– «Гашека» (вул. Стрийська) – 430 м.

Ситуаційний план наведено на 1.1.

Рисунок 1.1 – Ситуаційний план

На земельній ділянці, що розглядається, розташовується будівля житлового комплексу складної форми в плані, що складається з 5 блок-секцій.

У межах земельної ділянки передбачено розміщення надземних однорівневих і багаторівневих автомобільних парковок, благоустрій та озеленення території. З вулиці Підстригача на територію ділянки передбачено 1 в'їзд із наскрізним рухом транспорту.

Планувальна організація земельної ділянки розроблена відповідно до [6] та інших чинних нормативних документів. Проєктування ведеться в ув'язці з наявною забудовою, плануванням території, а також наявним рельєфом.

Входи в житловий комплекс розташовані по всьому периметру будівлі. Головний вхід у будівлю передбачено з північно-західного боку будівлі.

Відстань від будівлі до відкритої стоянки становить не менше 10 м.

Мінімальна ширина проїздів для пожежної спецтехніки – не менше 6 м. Планувальна схема ділянки будівництва наведена на 2.2.

Рисунок 1.2 – Планувальна схема ділянки будівництва

1.4 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення

1.4.1 Опис та обґрунтування просторової, планувальної та функціональної організації об'єкта будівництва

Проєктована будівля відповідає вимогам, що пред'являються для житлових будівель. Просторова, планувальна та функціональна організація зумовлена функціональним призначенням будівлі – житловий комплекс із вбудованими приміщеннями громадського призначення.

Архітектурний вигляд житлового будинку, що проєктується, сформовано з огляду на побажання замовника, містобудівної ситуації, що склалася, та специфіки призначення будівлі, а також з огляду на архітектурні рішення наявної забудови.

Будівля житлового комплексу змінної поверховості від 14 до 17 поверхів, із вбудованими нежитловими приміщеннями громадського призначення на 1 поверсі, офісними приміщеннями на 2 поверсі, підвалом висотою $2{,}2\,\text{м}$. Висота 1 і 2 поверхів, а також висота пентхаусів на 16 і 17 поверхах – $4{,}8\,\text{м}$, висота типових поверхів – $3{,}3\,\text{м}$.

Розміри в плані в осях 1-34 і А-ЕЕ становлять $111{,}85 \times 101{,}30\,\text{м}$. Висота – $65{,}35\,\text{м}$.

Каркас будівлі запроєктовано в залізобетоні. Тип конструктивної системи – каркасна (з ядрами жорсткості у вигляді монолітних сходово-ліфтових вузлів). Несучі конструкції – монолітні залізобетонні колони перерізом $500 \times 500\,\text{мм}$ до 3 поверху включно, починаючи з 4 поверху – $400 \times 400\,\text{мм}$; а також пілони перерізом $900 \times 380\,\text{мм}$. Перекриття – монолітні товщиною $200\,\text{мм}$.

Зовнішні стіни – ненесучі, виконані з пустотілих стінових керамічних блоків «Русинія» К-38 $380 \times 250 \times 238$ товщиною $380\,\text{мм}$.

За нульову позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху.

Клас наслідків – СС2 [7].

Ступінь вогнестійкості будівлі – I [8].

Категорія будівлі, споруд і приміщень за пожежною та вибухопожежною небезпекою – Д, виробничі приміщення ресторану – категорії Г [8].

Будівля включає в себе такі категорії приміщень:

– житлові приміщення, призначені для постійного проживання людей;
– санітарно-побутові приміщення;
– адміністративні приміщення;
– громадські приміщення;
– технічні приміщення.

1.4.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

Входи до вбудованих приміщень громадського призначення здійснюються через внутрішні тамбури, оснащені повітряно-тепловою завісою, що ведуть у вестибюль. Вхід у рівень із тротуаром, що робить приміщення громадського обслуговування комфортними для кожного користувача. Відповідно до [9], відмітка майданчика перед входом у будівлю вища за відмітку тротуару на $0{,}15\,м$. Майданчики для входу мають ухил 5% з урахуванням безпечного доступу МГН [9].

Перший поверх комплексу поділений на такі зони:

– вестибюль;
– ресторан;
– службові приміщення;
– спортивно-оздоровчий центр (тренажерний зал);
– торгові павільйони;
– дитячий центр;
– супермаркет;
– туристична агенція.

На другому поверсі комплексу розташовані приміщення бізнес-центру, адміністративні приміщення житлового комплексу, підсобні приміщення, тераса (експлуатована покрівля).

На типовому поверсі (3-14 поверхи) розташовуються одно-, двох- та трикімнатні квартири. Також на 14 поверсі в одній із блок-секцій розташовані технічні приміщення вентилювання та кондиціонування повітря.

На 15 поверсі, крім житлового фонду, а також на 3 поверсі розташовані тераси (експлуатована покрівля в теплу пору року).

На 16-17 поверхах розташовані апартаменти і пентхауси, а також господарсько-побутові приміщення.

Загальний житловий фонд комплексу складає 412 квартир (включно з апартаментами та пентхаусами).

У підземній частині будівлі передбачається технічний поверх висотою $2{,}2\,\text{м}$. У підземному поверсі розташовано тепловий пункт, насосну станцію, приміщення для обладнання системи пожежогасіння, вентиляційну камеру, камеру кондиціонування повітря.

Переміщення людей у вертикальному напрямку здійснюється за допомогою 13 ліфтів виробництва компанії OTIS: 9 ліфтів моделі OH5000 вантажопідйомністю $1600\,\text{кг}$, розмір кабіни $1400\times2100\,\text{мм}$ з розмірами шахти $1700\times2600\,\text{мм}$; 4 ліфти моделі OH3000 вантажопідйомністю $1000\,\text{кг}$, розмір кабіни $1400\times1500\,\text{мм}$ з розмірами шахти $1600\times1700\,\text{мм}$. Швидкість підйому ліфтів $1{,}6\,\text{м/с}$. Машинні відділення ліфтів розташовані в технічних приміщеннях на покрівлі. Об'ємно-планувальні рішення щодо ліфтового обладнання відповідають вимогам [10].

Ухил сходів на шляхах евакуації не менше ніж $1{:}2$; ширина сходинки $250\,\text{мм}$, висота сходинки 150 мм. Висота огороджень на сходових клітках 900 мм. Висота огороджень парапетів $1200\,\text{мм}$.

У кожній блок-секції для евакуації передбачено незадимлювані сходи типу $H2$, що примикають до ліфтового холу, та окремі незадимлювані сходи типу $H2$ в протилежному кінці коридору [11].

Відповідно до ступеня вогнестійкості будівлі у блок-секціях передбачено протипожежні перепони у вигляді стін з межею вогнестійкості не менше за $REI150$ та елементів заповнення дверних прорізів межею вогнестійкості не нижче за $EI60$.

У коридорах на житлових поверхах і поверхах бізнес-центру передбачено інженерні шахти для розміщення розподільчих шаф електричних і слабкострумових систем [12].

Покрівля плоска, утеплена, з внутрішнім організованим водостоком. На покрівлі розташовані експлуатовані тераси з покриттям із PIR-плитки, що спирається на регульовані пластикові опори. Ухил спроєктовано із застосуванням клиноподібних плит мінераловатного утеплювача. Виходи на тераси передбачені з 15 і 16 поверху, а також із незадимлюваних евакуаційних сходів. Експлуатація терас передбачена тільки в літню пору року. Покрівля спроєктована відповідно до вимог [13].

Дах має огорожу по периметру $1,6$ м заввишки (цегляний парапет $0,6$ м і огорожа заввишки $1,0$ м).

1.4.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності

Архітектурні рішення в частині забезпечення вимог енергетичної ефективності прийнято згідно з [14], [15].

Конструктивні рішення: посилення теплозахисту огороджувальних конструкцій будівлі, вибір матеріалів із меншою теплопровідністю, зниження повітропроникності стикових з'єднань і швів, віконних і дверних блоків.

Теплотехнічний розрахунок огороджувальних конструкцій наведено в додатку В.

Об'ємно-планувальні рішення:

- влаштування тамбурів, тамбурів із повітряними завісами;
- зменшення питомої тепловіддачі поверхні огорожі;
- застосування ефективного утеплювача в огороджувальних конструкціях з низьким значенням коефіцієнта теплопровідності;
- відповідно до вимог [13], виконується утеплення покрівлі, а також оптимальний вибір склопакетів заповнення віконних блоків, а також вітражних систем, згідно з [14].

Заходи щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності:

У системах водопостачання:

- забезпечення стабілізації та обмеження тиску води на вводах і перед водорозбірною арматурою;
- встановлення регуляторів тиску, водозберігаючої арматури та водолічильників.

Додатково:

- використання енергоощадних елементів освітлення;
- ізоляція мереж теплопостачання від зайвої тепловіддачі від індивідуального теплового пункту до вводу в квартири;
- встановлення приладів обліку для мереж водо- та електропостачання.

1.4.4 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта будівництва

Архітектурно-художні рішення прийняті виходячи з умов застосування індустріальних будівельних технологій. Композиційні прийоми під час оформлення фасадів та інтер'єрів ґрунтуються на компонувальних рішеннях, що

забезпечують раціональне використання будівлі відповідно до її функціонального призначення.

Фасад будівлі – навісна вентильована фасадна система з облицюванням композитними панелями «Franex FN55». Кольорове рішення панелей обумовлено об'єднанням об'єкта з навколишньою забудовою в єдиний архітектурний ансамбль.

Контрастна колірна схема розроблена за принципом колірного зонування будівлі на громадські та житлові зони, а також служить для виділення основних конструктивних елементів. Відтінки білого, мідні елементи і пентхауси, підкреслюють відокремлене відчуття від комплексу. Фасади комплексу полегшують заокруглені форми з полірованим склом.

Прийняті проєктні рішення щодо зовнішнього оздоблення та архітектурної виразності фасадів об'єкта капітального будівництва виконані із застосуванням матеріалів, що мають санітарно-епідеміологічний висновок про відповідність гігієнічним вимогам, сертифікати пожежної безпеки.

Дані про матеріали зовнішнього оздоблення подано в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Зовнішнє оздоблення будівлі

Найменування	Види оздоблення
1	2
Зовнішні стіни, цоколь	Навісна вентильована фасадна система з облицюванням композитними панелями «Franex FN55»
Конструкція вікон	Заповнення віконних прорізів – віконні та балконні блоки ПВХ із двокамерним склопакетом із ПВХ профілів із параметрами 4M-12Ar-4M-12Ar-I4
Необлицьовані поверхні фасадів	Фарбування атмосферостійкими лакофарбовими матеріалами з попередньою підготовкою поверхні
Двері зовнішні	Двері вхідні вітражні, аналогічні вітражам у профілях з алюмінієвих сплавів

Продовження табл. 1.1.

1	2
Заповнення вітражів	Заповнення прорізів 1-2 поверхів, а також прорізів сходових кліток – вітражна система. Вітражі в профілі з алюмінієвих сплавів. Заповнення профілю вітражної конструкції нижче за позначку 0,9 м від рівня чистої підлоги виконується таким, що не відчиняється (глухим), із застосуванням скла триплекс, що має сертифікат класу захисту СМ3.
Ґанки, пандуси	Облицювання ґанків і пандусів вхідної групи до житлового будинку, ґанків і пандусів виходів і входів до нежитлових приміщень (офісів) передбачено з керамогранітної плитки з протиковзним покриттям. Перед входом у житловий будинок і входами в нежитлові приміщення передбачено брудозахисні покриття та водовідведення вологи.
Елементи огорож парапетів і терас	Огородження виконані металевими рамами і поручнями зі вставками скла триплекс, що має сертифікат класу захисту СМ3. Металеві частини пофарбовані атмосферостійкими лакофарбовими матеріалами під час виробництва або з попередньою підготовкою поверхні, якщо забарвлення проводиться на місці.

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

Усі матеріали, що застосовуються для внутрішнього оздоблення, повинні відповідати за пожежними вимогами для використання в цих приміщеннях і мати гігієнічні висновки або сертифікати.

Тип оздоблення приміщень і тип покриття підлоги призначений залежно від виду приміщення.

Декоративно-оздоблювальні, облицювальні матеріали та покриття підлог на шляхах евакуації прийнято відповідно до [11].

Поверхні стін, стель і підлог прийняті гладкими, легкодоступними для вологого прибирання і стійкими до обробки дезінфекційними засобами.

Внутрішнє оздоблення приміщень вирішено відповідно до їхнього функціонального призначення.

Влаштування підлог вирішено відповідно до [16]. Оздоблення підлог виконується по залізобетонних плитах. Експлікація підлог наведена в додатку А.

Відомість оздоблення приміщень наведено в додатку Б.

В інженерних і технічних приміщеннях підлоги виконувати з цементно-піщаної стяжки зі знепилюванням. У громадській частині будівлі покриття підлог виконувати з керамогранітної плитки, стелю підвісною типу «Армстронг». В офісній частині будівлі покриття підлог виконувати з ковроліну ITC President. У санвузлах, кімнатах інвентарю та інших приміщеннях господарського призначення – з керамічної та керамогранітної плитки з влаштуванням гідроізоляції.

Для поділу офісних приміщень, квартир та інших приміщень на поверхах влаштовують перегородки з пустотілих стінових керамічних блоків «Русинія» К-38 $250 \times 250 \times 238$ товщиною 250 мм.

У приміщеннях сходових кліток виконують ґрунтування, шпаклювання і фарбування вогнестійкою фарбою стін і стель.

1.4.6 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Природне освітлення відповідає вимогам [12] з урахуванням вимог [17].

Оптимальні об'ємно-планувальні рішення і розміщення на ділянці забезпечують приміщення об'єкта капітального будівництва нормованою тривалістю інсоляції та освітлення.

Компонування квартир на типовому поверсі обумовлено виконанням вимоги нормованого часу безперервної інсоляції житлових приміщень. У всіх житлових приміщеннях будинку та в нежитлових приміщеннях, розрахованих на постійне перебування людей, проєктом передбачено природне освітлення, що забезпечується використанням віконних і вітражних конструкцій як огороджувальних. Без природного освітлення спроєктовано технічні приміщення на підземному поверсі.

Так само в деяких приміщеннях першого та другого поверхів передбачена постановка дверних блоків з отвором під скління, що сприяє проникненню світла з вулиці або сусідніх приміщень.

Для житлових квартир виконуються вимоги інсоляції не менше $2{,}5\,\text{год}$. на день не менше ніж в одній кімнаті двокімнатних квартир згідно з [12]. Природне освітлення передбачено в таких приміщеннях: кухні, житлові кімнати, сходові клітки, офісні та адміністративні приміщення, приміщення громадського призначення на першому та другому поверхах.

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

Заходи щодо захисту від шуму виконуються відповідно до [18]. Для запобігання перевищення норм шуму та вібрації передбачено такі заходи:

- використання герметичних притворів і герметиків під час влаштування дверних прорізів і скління, зокрема обробка зазорів під час монтажу;
- міжповерхові перекриття, внутрішні стіни та перегородки запроєктовані з нормованою звукоізоляцією;
- використання двокамерних склопакетів для скління світлопрозорих огороджувальних конструкцій і віконних блоків з палітурками з ПВХ профілю;
- заповнення полотен вхідних дверей звукоізоляційним матеріалом;

- раціональне планування, що забезпечує зниження звукового впливу на суміжні приміщення;
- розміщення обладнання, що створює вібраційні та шумові навантаження, на технічних поверхах;
- розміщення інженерних систем у шахтах, розташованих поза житловими приміщеннями;
- установки припливних і витяжних систем обладнуються шумоглушниками.

1.5 Техніко-економічні показники проєктованих об'єктів капітального будівництва

Місткість – 412 квартир.

Загальна площа – 44377,04 $м^2$.

Площа забудови – 6282,54 $м^2$.

Будівельний об’єм – 416910 $м^3$.

Поверховість – 14-17 пов.

РОЗДІЛ 2
РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

Об'єкт будівництва – житловий комплекс змінної поверховості бізнес-класу з вбудованими приміщеннями громадського призначення в м. Львів.

Місце будівництва – м. Львів, вул. Підстригача.

Кліматичні умови будівництва наведено в розділі 1.2.

Конструктивна схема будівлі – каркасна. Будівельна система будівлі – монолітний залізобетон. Просторова жорсткість і стійкість каркаса забезпечується завдяки жорсткому сполученню колон і стін із фундаментами, жорсткому сполученню вертикальних несучих конструкцій (колон, стін) із плитами перекриття.

Розрахунковий блок будівлі має розміри в плані в осях 19×36 м. Висота будівлі 52,6 м. Висота 1-го і 2-го поверхів 4,8 м, висота поверхів із 3 по 14 – 3,3 м, відмітка підлоги підвального поверху -2,5 м.

Колони монолітні залізобетонні перерізом 500×500 мм з підвалу до 4-го поверху, 400×400 мм з 4-го поверху. Бетон важкий конструкційний класу $C20/25$, F100, W4 за [19], робоча арматура класу A500C за [20].

Пілони монолітні залізобетонні перетином 380×900 мм. Бетон важкий конструкційний класу $C20/25$, F100, W4 за [19], робоча арматура класу A500C за [20].

Стіни сходових кліток монолітні залізобетонні завтовшки 200 мм на всю висоту будівлі. Бетон важкий конструкційний класу $C20/25$, F100, W4 за [19], робоча арматура класу A500C за [20].

Стіни шахт ліфтів монолітні залізобетонні завтовшки 200 мм на всю висоту будівлі. Бетон важкий конструкційний класу $C20/25$, F100, W4 за [19], робоча арматура класу A500C за [20].

Плити перекриття і покриття монолітні залізобетонні завтовшки $200\,мм$. Бетон важкий конструкційний класу $C20/25$, $F100$, $W4$ за [19], робоча арматура класу $A500C$ за [20].

Стіни підвалу монолітні залізобетонні товщиною $380\,мм$. Бетон важкий конструкційний класу $C20/25$, $F100$, $W4$ за [19], робоча арматура класу $A500C$ за [20].

Сходи виконані монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – ненесучі, виконані з пустотілих стінових керамічних блоків «Русинія» К-38 $380\times250\times238$ товщиною $380\,мм$ на розчині $M100$, утеплені за системою навісних вентильованих фасадів з теплоізоляційним покриттям з облицюванням композитними панелями «Franex FN55». Заходи щодозабезпечення енергоефективності комплексу та теплотехнічний розрахунок утеплення фасаду наведено в розділі 1.4.3.

Перегородки з пустотілих стінових керамічних блоків «Русинія» К-38 $250\times250\times238$ товщиною $250\,мм$.

2.2 Розрахунок колони типового поверху в осях 8/Г

2.2.1 Вихідні дані

Розглядаємо колону підвального поверху в осях 8/Г з відм. від -2,500 до $+48{,}900$. Перетин колони диференціюємо по висоті наступним чином: задаємо в підвалі і з 1 до 3 поверху включно – $500\times500\,мм$, на інших поверхах, починаючи з 4 поверху, – $400\times400\,мм$.

Розрахунок колони виконаємо на постійні навантаження (які включають в себе навантаження від перекриття, покриття, покрівлі та власну вагу) і тимчасові навантаження (які включають навантаження від снігу та корисного на перекриття). Вантажна площа, з якої будемо збирати навантаження на колону – $39\,м^2$.

Вантажна площа колони наведена на рис. 2.1.

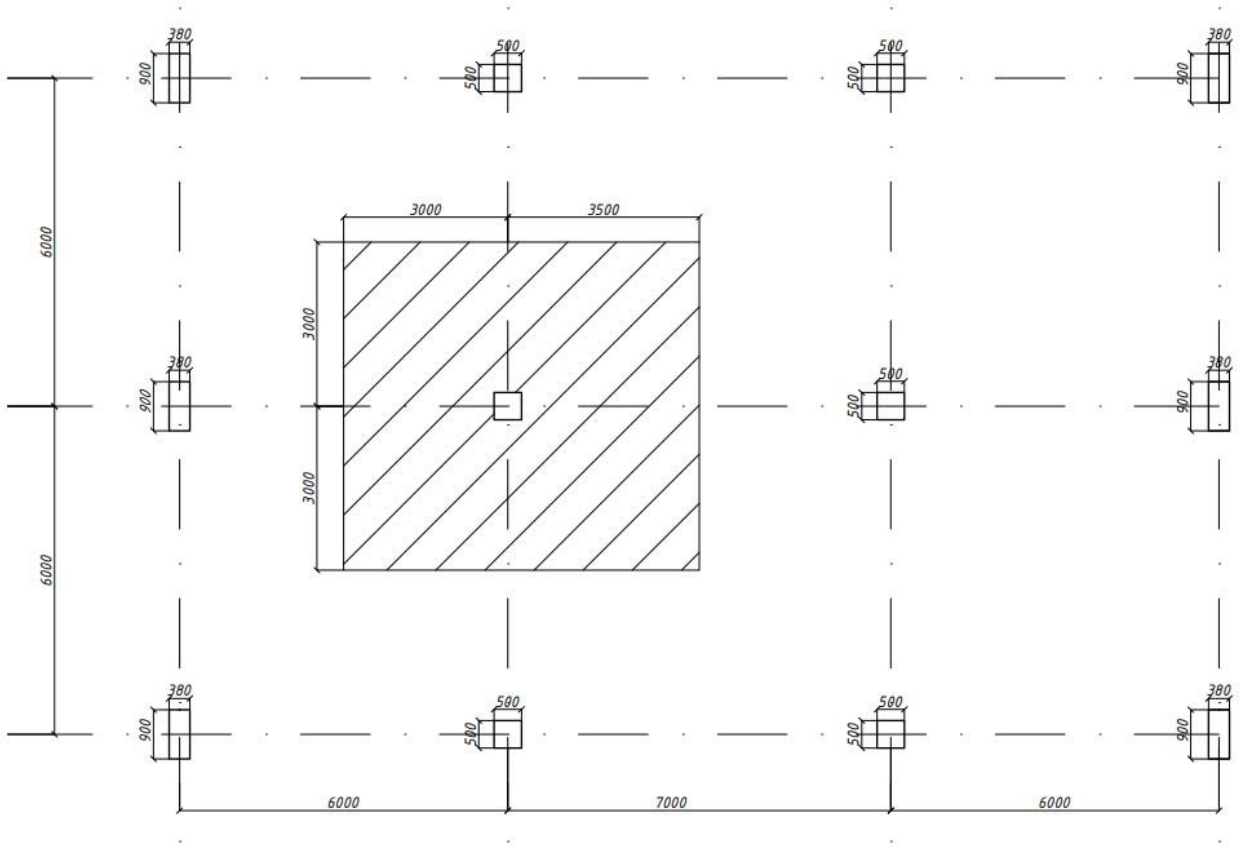


Рисунок 2.1 – Вантажна площа колони

2.2.2 Збір навантажень на колону по осі 8/Г

2.2.2.1 Навантаження від конструкції покрівлі

Згідно з [21], «розрахункове значення ваги снігового покриву на $1\,м^2$ горизонтальної поверхні землі дорівнює $S_0 = 1{,}31\,кПа$» (4-й сніговий район). Оскільки короткочасне навантаження від власної ваги снігового покриву перевищує корисне навантаження на покриття, то під час збору навантаження враховуємо тільки снігове навантаження.

Для розрахунку навантаження від снігу скористаємося формулою

$$C_m = \gamma_{fm} S_0 \mu C_e C_{alt} \tag{2.1}$$

«де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження, приймаємо для терміну експлуатації будівлі $T_{ef} = 100$ років значення $\gamma_{fm} = 1{,}14$;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що приймається рівним 1;

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо). Приймаємо $C_e = 1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що приймається рівним 1 для $H < 0.5$ км ». [21]

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$S_m = 1{,}14 \cdot 1{,}31 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1{,}49$ кН / м^2.

Навантаження на 1 м^2 від ваги конструкцій подано в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Навантаження на 1 м^2 від ваги конструкції покрівлі

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2	3	4
Постійні: Гранітний щебінь δ = 0,02 мм, ρ = 14 кН/м^3	0,28	1,3	0,364
Теплоізоляція δ = 0,2 м; ρ = 0,5 кН/м^3	0,1	1,2	0,12
Цементно-піщана стяжка δ = 0,05 м; ρ = 18 кН/м^3	0,9	1,3	1,17
Керамзитовий гравій δ = 0,03 м; ρ = 5 кН/м^3	0,15	1,3	0,195
Монолітна плита перекриття δ = 0,2 м; ρ = 25 кН/м^3	5	1,3	6,5
Разом постійні:	6,43		8,35

Продовження табл. 2.1.

1	2	3	4
Короткочасні: Снігове навантаження	1,49	1,4	2,08
Разом тимчасові:	1,49		2,08
Разом повні:	7,92		10,43

2.2.2.2 Навантаження від конструкції перекриття

Згідно з [21] «характеристичні значення навантажень для житлових приміщень становлять 1,5 кН/м^2, для адміністративних, інженерно-технічних та побутових приміщень громадської частини, технічних та підвальних поверхів – 2 кН/м^2, обіднього залу ресторану, вестибюля і коридорів – 3 кН/м^2, торгівельних приміщень – 4 кН/м^2».

Навантаження від конструкції перекриття першого і типового поверхів подано в таблицях 2.2, 2.3 відповідно.

Таблиця 2.2 – Навантаження від конструкції перекриття першого поверху

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2	3	4
Постійні: Керамічна плитка δ = 0,010 м; ρ = 18 кН/м^3	0,18	1,2	0,22
Клей для плитки δ = 0,015 м; ρ = 18 кН/м^3	0,27	1,3	0,35
Цементно-піщана стяжка δ = 0,07 м; ρ = 18 кН/м^3	1,26	1,3	1,64
Монолітна плита перекриття δ = 0,2 м; ρ = 25 кН/м^3	5	1,3	6,5

Продовження табл. 2.2.

1	2	3	4
Разом постійні:	6,71		8,71
Короткочасні: Корисне навантаження	4	1,2	4,8
Разом тимчасові:	4		4,8
Разом повні:	10,71		13,51

Таблиця 2.3 – Навантаження від конструкції перекриття типового поверху

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2	3	4
Постійна: Паркет $\delta = 0{,}015$ м; $\rho = 6{,}5$ кН/м^3	0,098	1,1	0,107
Цементно-піщана стяжка $\delta = 0{,}08$ м; $\rho = 18$ кН/м^3	1,44	1,3	1,872
Звукоізоляція $\delta = 0{,}005$ м; $\rho = 0{,}415$ кН/м^3	0,002	1,2	0,0025
Монолітна плита перекриття $\delta = 0{,}2$ м; $\rho = 25$ кН/м^3	5	1,3	6,5
Разом постійні:	6,54		8,48
Короткочасні: Корисне навантаження	1,5	1,3	1,95
Разом тимчасові:	1,5		1,95
Разом повні:	8,04		10,43

Розрахунок навантаження на колону від ваги конструкцій, визначається за формулою

$$N = q \cdot A \tag{2.2}$$

де q – вага конструкцій, A – вантажна площа.

Навантаження на колону від ваги конструкції покриття N_1.

Приймаємо: $q = 10{,}43$ кН / м^2; $A = 39$ м^2.

$N_1 = 10,43 \cdot 39 = 406,77$ кН

Розрахунок навантаження на колону від ваги конструкції перекриття типового поверху N_2.

Приймаємо: $q = 10,43$ кН / м^2; $A = 39$ м^2. Підставляємо значення у формулу (2.2), отримуємо

$N_2 = 10,43 \cdot 39 = 406,77$ кН.

Розрахунок навантаження на колону від ваги конструкції перекриття першого поверху N_3.

Приймаємо: $q = 13,51$ кН / м^2; $A = 39$ м^2. Підставляємо значення у формулу (2.2), отримуємо

$N_3 = 13,51 \cdot 39 = 526,89$ кН.

Сумарне розрахункове навантаження від власної ваги колони, визначається за формулою

$G_k = \gamma_f b^2 \rho h$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням;

b^2 – перетин колони; ρ – об'ємна вага бетону; h – висота колони.

Приймаємо $\gamma_f = 1,1$; $b = 0,4 \times 0,4$ м, $0,5 \times 0,5$ м; $\rho = 25$ кН / м^3; $h = 15,3$ м (від підвалу до 4-го поверху), 36,1 м (від 5-го поверху до покрівлі), отримуємо

$G_k = 1,1 \cdot (0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 36,1 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 15,3) = 264$ кН.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове на колону

$$N_p = N_1 + nN_2 + N_3 + G_k \qquad (2.3)$$

де N_1 – навантаження на колону від ваги конструкції покриття;

N_2 – навантаження на колону від ваги конструкції перекриття типового поверху;

n – кількість поверхів;

N_3 – навантаження на колону від ваги конструкції перекриття першого поверху;

G_k – сумарне розрахункове навантаження від власної ваги колони.

Підставляємо значення у формулу (2.3), отримуємо:

Сумарне максимальне навантаження розрахункове на колону підвалу на відм. $-2,500$:

$N_p = 406,77 + 13 \cdot 406,77 + 526,89 + 264 = 6486$ кН.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове на колону четвертого поверху на відм. $+12,600$:

$N_p = 406,77 + 10 \cdot 406,77 + 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 36,1 = 4632$ кН.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове на колону сьомого поверху на відм $+22,500$:

$N_p = 406,77 + 7 \cdot 406,77 + 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 26,2 = 3369$ кН.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове на колону десятого поверху на відм. $+32,400$:

$N_p = 406,77 + 10 \cdot 406,77 + 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 16,3 = 2105$ кН.

2.3 Статичний розрахунок колони в осях 8/Г

Розрахункова схема колони є статично невизначеною.

Для визначення армування колони підвалу використовуємо програму ЛАРМ-САПР зі складу програмного комплексу ЛІРА-САПР 2022. Задаємо стрижень довжиною, що дорівнює висоті поверху, тобто $2,2$ м, жорстко защемлений на рівні нижньої опори і жорстко защемлений на рівні верхньої опори, де опорами є фундамент і плита перекриття. Коефіцієнт поздовжнього вигину в такому разі в площині і з площини приймається рівним $1,21$ згідно з [22] для елементів з обмежено зміщуваними закладеннями на двох кінцях, податливими (з обмеженим поворотом).

При заданні жорсткості призначаємо перетин 500×500 мм і бетон класу $C20/25$. Випадковий ексцентриситет приймаємо більшим зі значень:

$e = 1/400L = 0{,}0055$ м, $e = 1/30h = 0{,}016$ м і $e = 0{,}01$ м.

Отже, випадковий ексцентриситет приймаємо рівним $e = 0{,}016$ м. Гранична гнучкість колони 120.

Завантажуємо стрижень навантаженням, що відповідає порахованому навантаженню. Таким чином, визначаємо необхідне армування.

2.3.1 Розрахунок колони підвалу

Прийнято розрахункові показники та умови:

- Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$.
- Довжина елемента $2{,}2$ м.
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoY $L_Y = 1{,}21$.
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoZ $L_Z = 1{,}21$.
- Випадковий ексцентриситет по Z $e_Z = 16{,}67$ мм.
- Випадковий ексцентриситет по Y $e_Y = 16{,}67$ мм.
- Конструкція статично визначена.
- Гранична гнучкість – 120.

Розмірні показники перерізу колони в осях Z і Y наведені на рис. 2.2.

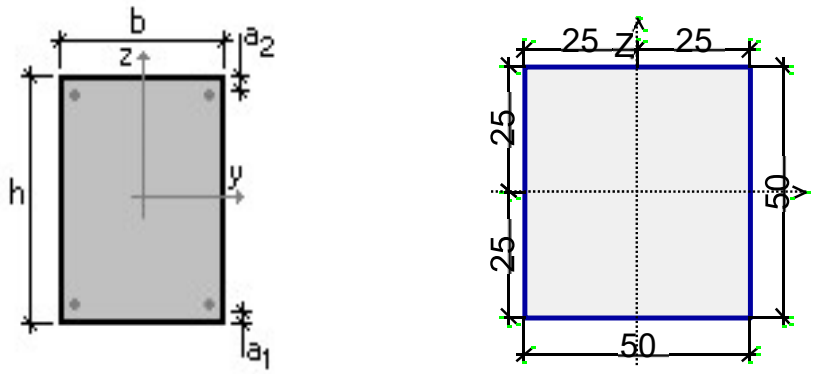


Рисунок 2.2 – Розмірні показники перерізу колони в осях Z і Y

На рис. 2.3 наведено розрахункову схему колони в осях Z і Y.

У табл. 2.4 наведено характеристику арматури.

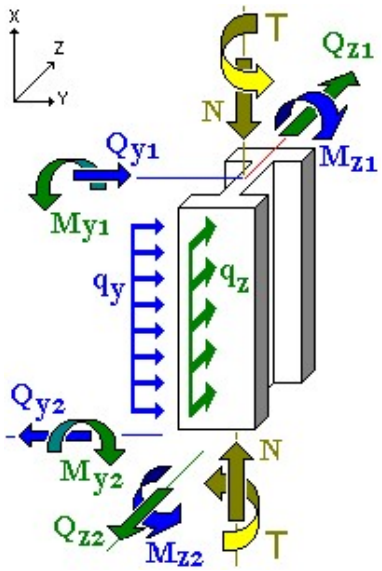


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема колони в осях Z і Y

Таблиця 2.4 – Характеристика арматури

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	А500С	1
Поперечна	А240	1

Застосовуваний бетон має відповідати таким характеристикам:

- Вид бетону: важкий.
- Клас бетону: $C20/25$.
- Щільність бетону: $2{,}5$ т/м^3.

Коефіцієнти умов роботи бетону наведено в табл. 2.5.

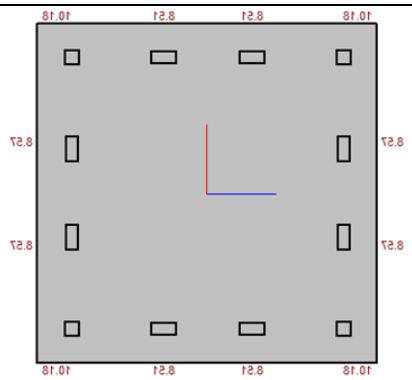
Вологість повітря навколишнього середовища має бути в межах від 40 до 75%. Тріщини в бетоні повинні бути відсутніми.

Результати розрахунку наведено в табл. 2.6.

Таблиця 2.5 – Коефіцієнти умов роботи бетону

α_{cc}	врахування тривалості дії навантажень (стиск)	0,9
α_{ct}	врахування тривалості дії навантажень (розтяг)	0,9
γ_{c2}	врахування руйнування бетонних конструкцій	1,0
γ_{c3}	врахування вертикального положення під час бетонування	0,85

Таблиця 2.6 – Результати підбору армування колони підвалу

АРМАТУРА Підбір арматури, см2								Схема армування
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	
10.18	10.18	10.18	10.18	17.02	17.02	17.15	17.15	

2.3.2 Розрахунок колони 4 поверху

Прийнято розрахункові показники та умови:

- Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$.
- Довжина елемента $3{,}3$ м.
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoY $L_Y = 1{,}21$.
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoZ $L_Z = 1{,}21$.
- Випадковий ексцентриситет за Z $e_Z = 13{,}33$ мм.
- Випадковий ексцентриситет за Y $e_Y = 13{,}33$ мм.
- Конструкція статично визначена.
- Гранична гнучкість – 120.

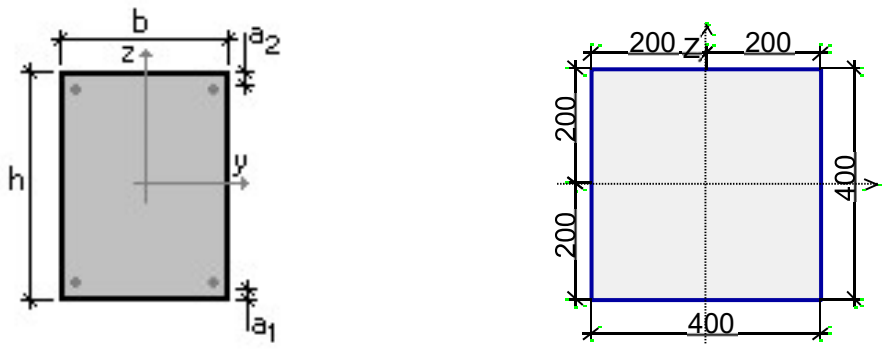


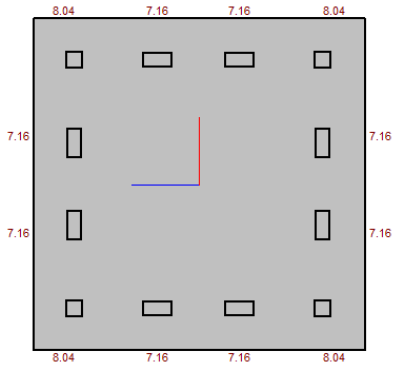
Рисунок 2.4 – Розмірні показники перерізу колони в осях Z і Y

Розмірні показники перерізу колони в осях Z і Y наведені на рис. 2.4.

Розрахункова схема колони, характеристики бетону та арматури прийнято такі ж, як для колони підвалу (див. рис. 2.3 і табл. 2.4, 2.5).

Результати розрахунку наведено в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Результати підбору армування колони 4 поверху

АРМАТУРА Підбір арматури, см2								Схема армування
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	
8.04	8.04	8.04	8.04	14.32	14.32	14.32	14.32	

2.3.3 Розрахунок колони 7 поверху

Прийнято розрахункові показники та умови:

- Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$.
- Довжина елемента $3{,}3$ м.

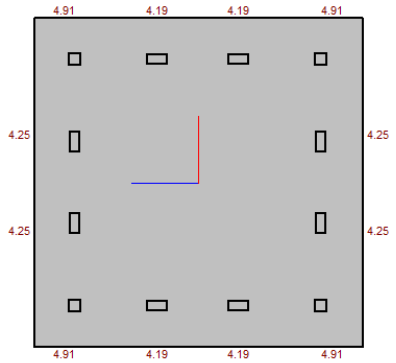
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoY $L_Y = 1,21$.
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoZ $L_Z = 1,21$.
- Випадковий ексцентриситет за Z $e_Z = 13,33$ мм.
- Випадковий ексцентриситет за Y $e_Y = 13,33$ мм.
- Конструкція статично визначена.
- Гранична гнучкість – 120.

Розмірні показники перерізу колони в осях Z і Y відповідають таким, що наведені на рис. 2.4. Розрахункова схема колони відповідає рис. 2.3.

Характеристики бетону та арматури прийнято такі ж, як для колони підвалу (див. табл. 2.4, 2.5).

Результати розрахунку наведено в табл. 2.8.

Таблиця 2.8 – Результати підбору армування колони 7 поверху

АРМАТУРА Підбір арматури, см2								Схема армування
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	
4.91	4.91	4.91	4.91	8.38	8.38	8.51	8.51	

2.3.4 Розрахунок колони 10 поверху

Прийнято розрахункові показники та умови:

- Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$.
- Довжина елемента 3,3 м.
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoY $L_Y = 1,21$.

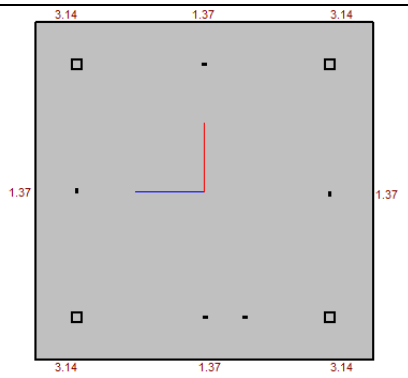
- Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoZ $L_Z = 1,21$.
- Випадковий ексцентриситет за Z $e_Z = 13,33$ мм.
- Випадковий ексцентриситет за Y $e_Y = 13,33$ мм.
- Конструкція статично визначена.
- Гранична гнучкість – 120.

Розмірні показники перерізу колони в осях Z і Y відповідають таким, що наведені на рис. 2.4. Розрахункова схема колони відповідає рис. 2.3.

Характеристики бетону та арматури прийнято такі ж, як для колони підвалу (див. табл. 2.4, 2.5).

Результати розрахунку наведено в табл. 2.9.

Таблиця 2.9 – Результати підбору армування колони 10 поверху

АРМАТУРА Підбір арматури, см2								Схема армування
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	
3.14	3.14	3.14	3.14	0.74	0.74	0.74	0.74	

2.3.5 Конструювання колони типового поверху в осях 8/Г.

Колону типового поверху з відм. $-2,500$ до відм. $+48,900$ армуємо окремими стрижнями з поздовжньої симетричної арматури:

$12\varnothing 36A500C$ з відм. $-2,500$ до відм. $+12,900$;

$12\varnothing 32A500C$ із відм. $+12,900$ до відм. $+22,800$;

$12\varnothing 25A500C$ із відм. $22,800$ до відм. $+32,700$;

$8\varnothing 20A500C$ із відм. $+32,700$ до відм. $+48,900$.

Армування виконуємо зі стикуванням через два поверхи внапуск, довжину напуску приймаємо рівною $1,2l_{ан}$. Поперечну арматуру призначаємо хомутами з $\varnothing 10A240$ із кроком 200 мм за висотою, на приопорних ділянках із кроком 100 мм.

Товщину захисного шару поздовжньої арматури приймаємо не менше 20 мм і не менше самого діаметра.

2.4 Розрахунок диска (плити) перекриття

2.4.1 Збір навантажень

Збір навантажень від постійного і короткочасного навантаження наведено в табл. 2.2.

Навантаження від ваги внутрішніх перегородок товщиною 250 мм визначається за формулою

$$P_1 = \delta h \rho \gamma_f \ , \tag{2.4}$$

де δ – товщина перегородки з урахуванням штукатурки;

h – висота перегородки;

ρ – щільність керамічних блоків;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Приймаємо наступні значення:

$\delta = 0,27$ м;

$h = 4,5$ м;

$\rho = 800$ кг/м^3;

$\gamma_f = 1,1$.

Підставляємо значення у формулу (2.4), отримуємо

$P_1 = 0,27 \cdot 4,5 \cdot 8 \cdot 1,1 = 10,69$ кН/м.

2.4.2 Статичний розрахунок монолітного перекриття першого поверху

Перекриття прийнято монолітним товщиною 200 мм із важкого бетону класу $C20/25$ за [19]. Арматура в поздовжньому і поперечному напрямку прийнята $A500C$ за [20].

Для розрахунку армування елементів плити перекриття розглянемо монолітне перекриття в осях $3-18/А-Ж$. Розміри ділянки перекриття в плані по крайніх осях $36\times19,2$ м. У програмному комплексі ЛІРА-САПР 2022 виконаємо підбір арматури плити, верхньої та нижньої.

Щоб визначити армування на ділянці, що розглядається, розрахункову схему задаємо у вигляді ділянки з розмірами в крайніх осях $36\times19,2$ м. Сполучення перекриття з колонами і монолітними стінами – жорстке, обмежуємо переміщення вздовж X, Y і Z, а кути повороту.

Виконуємо генерацію сітки довільної форми. Крок тріангуляції $0,2$ м. Жорсткість призначаємо як для пластини товщиною 200 мм. Створюємо завантаження для постійного, короткочасного і тривалого навантажень.

Розглянута плита перекриття представлена на рис. 2.5.

На рис. 2.6 представлено розрахункову схему плити перекриття, що була створена в програмі ЛІРА-САПР для автоматизації розрахунку і проєктування. Синім кольором відзначені вузли з заданими в’язями, що забороняють переміщення за всіма ступенями вільності. Вони відповідають ділянкам опирання плити на колони, пілони та монолітні стіни нижнього поверху.

Навантаження від власної ваги плити перекриття задано як рівномірно розподілене по всій площі, його величина визначена автоматично.

Навантаження від конструкцій підлоги та корисного завантаження прийнято рівномірно розподіленим по всій площі відповідно до табл. 2.2.

Навантаження на плиту перекриття від ваги перегородок задано як лінійно розподілене та представлено на рис. 2.7.

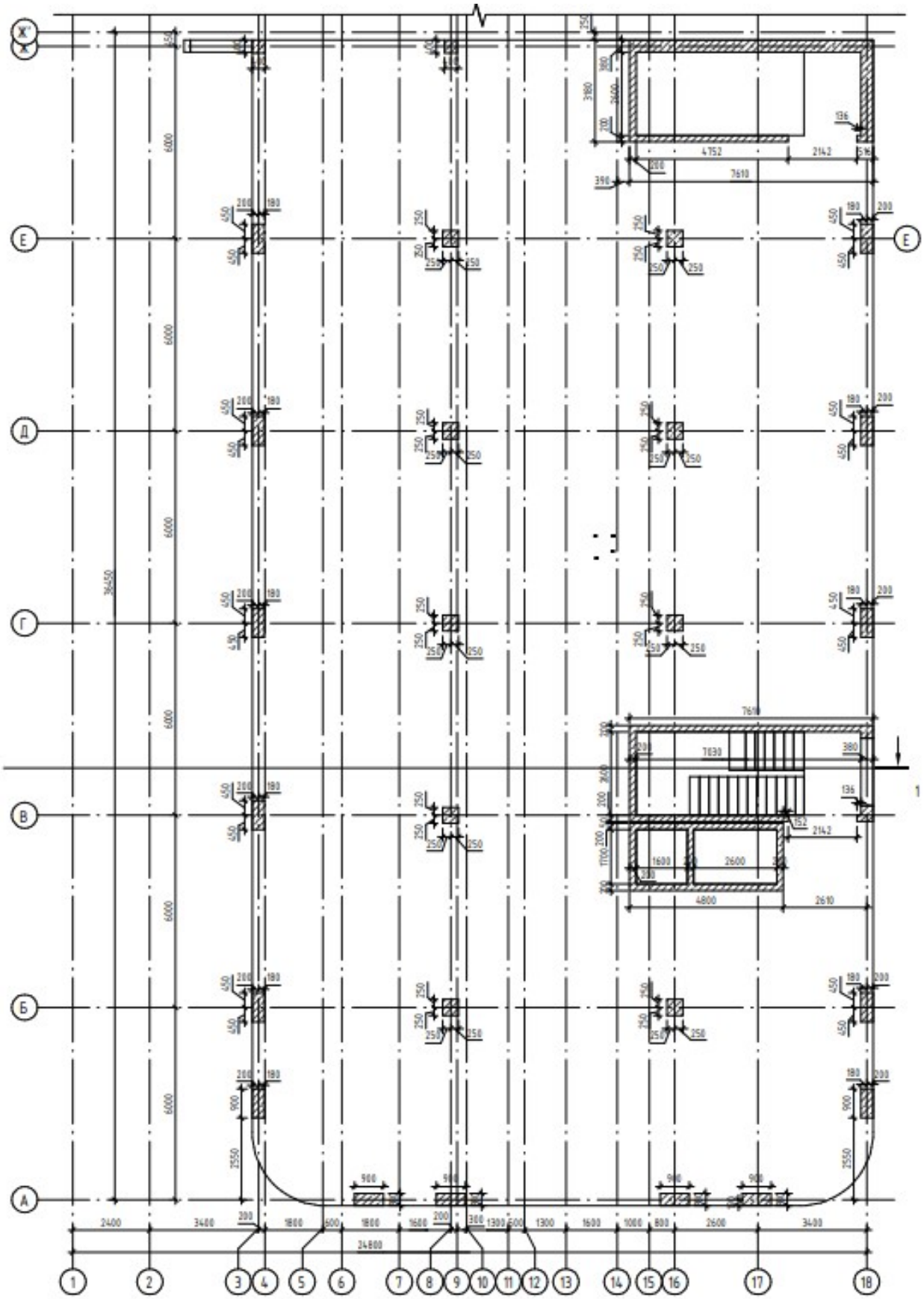


Рисунок 2.5 – Плита перекриття першого поверху

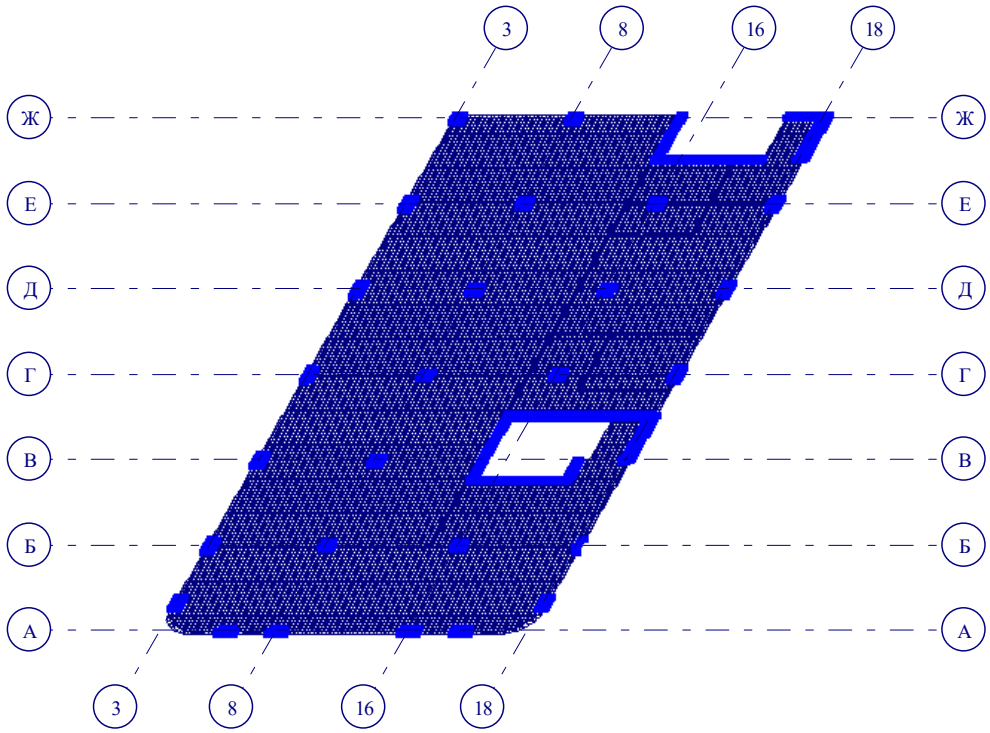


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема плити перекриття

2.4.3 Аналіз результатів розрахунку плити перекриття

Детальний аналіз розрахунку напружено-деформівного стану плити перекриття першого поверху для ділянки в осях $3-18$ / $А-Ж$ виконано в розділі 3 роботи.

2.4.4 Конструювання плити перекриття

Монолітну залізобетонну плиту перекриття товщиною 200 мм армують окремими стрижнями з арматурою, покладеною з кроком 200 мм у поздовжньому та поперечному напрямку. Перекриття прийнято з важкого бетону класу $С20/25$ $F100$ $W4$.

На вільних кінцях плити виконуємо скоби з арматури $\varnothing 10А500С$ з кроком 200 мм.

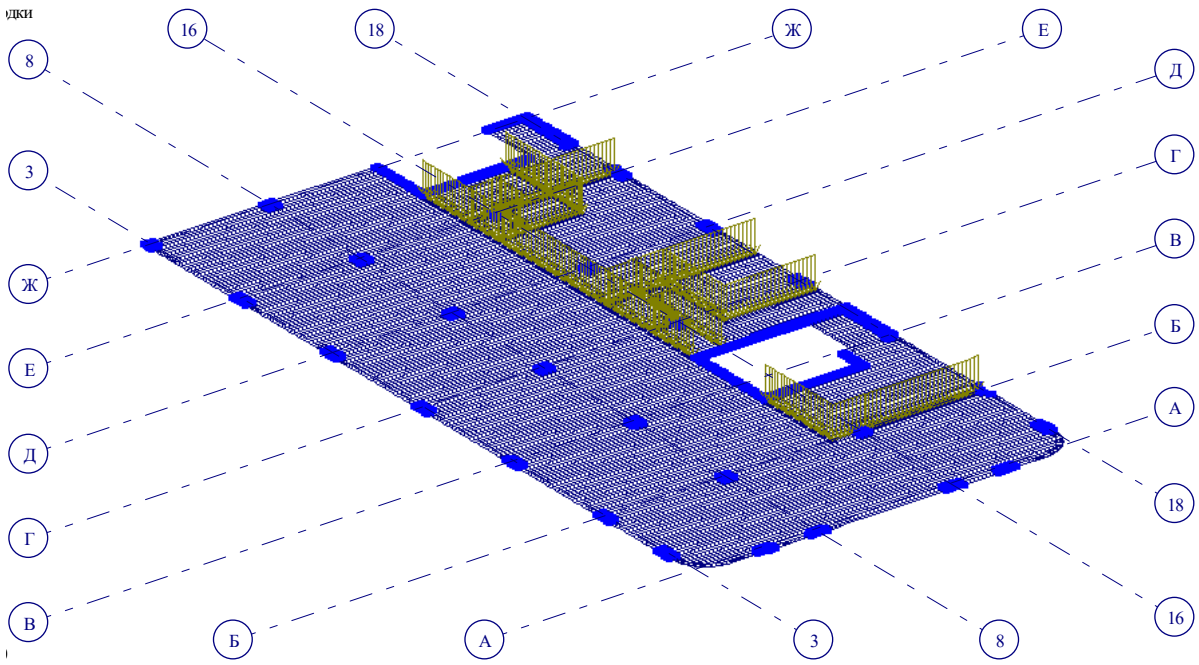


Рисунок 2.7 – Навантаження на плиту перекриття від ваги перегородок

Приймаємо основне нижнє армування вздовж буквених осей на всю площу плити з ∅10А500С із кроком стрижнів 200 мм. Додаткове нижнє армування виконуємо в прольотах плити з арматури ∅20А500С з кроком 200 мм, оскільки згідно розрахунку фонового армування тут недостатньо.

Приймаємо основне нижнє армування вздовж цифрових осей на всю площу плити з ∅10А500С із кроком стрижнів 200 мм. Додаткове нижнє армування виконуємо в прольотах плити з арматури ∅20А500С з кроком 200 мм оскільки згідно розрахунку фонового армування тут недостатньо.

Приймаємо основне верхнє армування вздовж буквених осей на всю площу плити з ∅10А500С із кроком стрижнів 200 мм. Також призначаємо додаткове верхнє армування в опорних зонах з ∅28А500С в здовж осі 16 і ∅32А500С вздовж осі 18. Ці стрижні укладаємо, чергуючи з основною арматурою ∅10А500С.

Приймаємо основне верхнє армування вздовж цифрових осей на всю площу плити з ∅10А500С із кроком стрижнів 200 мм. Також призначаємо додаткове верхнє армування в опорних зонах з ∅28А500С вздовж осі 16 і ∅32А500С вздовж осі 18. Ці стрижні укладаємо, чергуючи з основною арматурою з ∅10А500С.

2.5 Проєктування основ і фундаментів

2.5.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

З точки зору геоморфології Львів розташований на межі трьох природних районів – Розточчя, Грядового Побужжя та Давидівського пасма, що входять до складу Західноукраїнської лесової провінції. Рельєф міста характеризується значною різноманітністю – абсолютні відмітки поверхні коливаються від 246 до 409 метрів над рівнем моря.

У геологічній будові території беруть участь відклади крейдової, неогенової та четвертинної систем. Крейдові відклади представлені мергелями та вапняками маастрихтського ярусу. Неогенові відклади складені баденськими та сарматськими відкладами – пісками, глинами, пісковиками та вапняками. Четвертинні відклади представлені переважно лесовидними суглинками, які мають значне поширення та потужність до $20-25$ метрів.

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю кількох водоносних горизонтів – у четвертинних відкладах, у неогенових пісках та тріщинуватій зоні крейдових порід. Рівні ґрунтових вод зазвичай залягають на глибинах від $1-2$ до $10-15\,м$, але можуть значно коливатися залежно від сезону та рельєфу.

Серед небезпечних інженерно-геологічних процесів у місті спостерігаються просідання лесових ґрунтів, підтоплення, карстові процеси у крейдових породах та зсувні явища на схилах.

Склад і фізико-механічні властивості ґрунтів на ділянці будівництва наступні.

- ІГЕ -1 – насипний ґрунт представлений сумішшю супіску твердого, гравію, будівельного сміття, з домішкою органічних речовин до $12{,}86\%$ в інтервалі глибин від $0{,}0$ до $2{,}7\,м$, і від $2{,}5$ до $7{,}0\,м$, потужністю від $0{,}5$ до $6{,}5\,м$. За результатами лабораторних досліджень природна вологість становить $13{,}83\%$.

- ІГЕ $-1а$ – насипний ґрунт представлений сумішшю суглинку тугопластичного жовтувато-бурого, гравію, будівельного сміття, з домішкою

органічних речовин до 11,1% в інтервалі глибин від 0,5 до 2,6 м, потужністю 2,1 м. За результатами лабораторних досліджень природна вологість становить 16,56%.

- ІГЕ – 2 – супісок пластичний, жовтувато-бурий, жовто-сірий, озалізнений, з прошарками твердого піску в інтервалі глибин від 6,5 до 8,0 м, потужністю 1,5 м. Поширений локально у верхній частині розрізу. За результатами лабораторних досліджень природна вологість становить 28,53%.

- ІГЕ – 3 – суглинок напівтвердий з лінзами піску, що залягає в інтервалі глибин від 7,0 до 10,5 м, та від 13,2 м до 14,2 м, потужністю від 3,7 до 6,3 м. Поширений у середній частині розрізу. За результатами лабораторних досліджень природна вологість становить 22,47%.

- ІГЕ – 4 – глина напівтверда з лінзами піску насиченого водою, жовтувато-бура в інтервалі глибин від 7,5 до 10,5 м, потужністю 3,0 м. Поширений локально в середній частині розрізу. За результатами лабораторних досліджень природна вологість становить 19,01%.

- ІГЕ – 5 – тугопластичний суглинок з лінзами глин та з окремими прошарками напівтвердого суглинку, з плямами озалізнення, жовтувато-бурий, пройдений повсюдно в основі розрізу в інтервалі глибин від 13,2 до 14,2 м до розвіданої глибини 25,0 м, неповною потужністю від 10,8 м до 11,8 м. Поширений повсюдно в нижній частині розрізу та його основі. За результатами лабораторних досліджень природна вологість становить 12,98%.

У табл. 2.10 подано значення показників фізико-механічних властивостей ґрунтів.

2.5.2 Збір навантажень на фундамент

Розрахункові та нормативні розподілені навантаження на фундаментну плиту наведено в табл. 2.11.

Таблиця 2.10 – Значення показників фізико-механічних властивостей ґрунтів

Показник	ІГЕ-1	ІГЕ-1а	ІГЕ-2	ІГЕ-3	ІГЕ-4	ІГЕ-5
W, %	13,83	16,56	28,53	22,47	19,01	12,98
Sr	0,46	0,79	-	0,87	0,84	0,71
ρ_s, г/см^3	2,70	2,71	-	2,66	2,66	2,71
ρ, г/см^3	1,70(2)	1,80(2)	-	1,94(3)	1,98(3)	2,05
ρ_d, г/см^3	1,49	1,42	-	1,58	1,66	1,81
n, %	44,81	47,60	-	40,60	37,59	33,07
e	0,812	0,908	-	0,683	0,602	0,494
WL, %	23,38	31,55	31,45	-	-	30,56
Ip, %	5,38	9,31	11,15	-	-	13,44
IL, %	-0,78	0,46	0,74	-	-	-0,31
φ, град	15	20	-	38	30	23,6
c, МПа	0,030	0,030	-	0,001	0,001	0,054
E, МПа	18	15	-	28	40	27

Вертикальні навантаження на плиту $1\,\text{м}^2$ покриття, плити перекриття першого та типового поверхів наведено в табл. 2.1, 2.2, 2.3.

Враховуючи кількість типових поверхів будівлі житлового комплексу в осях $3-18/\text{А}-\text{Ж}$ $n=13$ шт, можемо визначити:

1) Характеристичне навантаження з урахуванням площі прикладання навантаження розрахункової ділянки $A=39\,\text{м}^2$ та визначених в розділі 2.2.2 навантажень на покриття та перекриття будинку:

$$(10,71+13\cdot 8,04+7,92+8,42)\cdot 39=5131,2\,\text{кН}.$$

2) Розрахункове навантаження з урахуванням площі прикладання навантаження розрахункової ділянки:

$$(13,51+13\cdot 10,43+10,43+10,95)\cdot 39=6648,7\,\text{кН}.$$

Таблиця 2.11 – Вертикальні навантаження на фундаментну плиту

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт γ_{fm}	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійна*:* Цементно-піщана стяжка армована δ = 0,06 м; ρ = 20 кН/м ^{3}	1,2	1,3	1,56
Цементно-піщана стяжка δ = 0,04 м; ρ = 18 кН/м ^{3}	0,72	1,3	0,94
Монолітна плита перекриття δ = 0,2 м; ρ = 25 кН/м ^{3}	5	1,3	6,5
Разом постійні:	6,92		9
Короткочасні*:* Корисне навантаження	1,5	1,3	1,95
Разом тимчасові:	1,5		1,95
Разом повні:	8,42		10,95

2.5.3 Вихідні дані

Глибину закладення ростверку d_p від поверхні ґрунту обираємо, виходячи з конструктивних вимог, і визначаємо за формулою

$$d_p = 0 - h_1 - h_2 - h_3 - h_4, \tag{2.5}$$

де h_1 – конструкція підлоги 1-го поверху; h_2 – плита перекриття першого поверху; h_3 – висота підвалу; h_4 – висота ростверку.

Приймаємо: $h_1 = 0{,}1$ м; $h_2 = 0{,}2$ м; $h_3 = 2{,}4$ м; $h_4 = 1{,}8$ м.

Підставляємо значення у формулу (2.5), отримуємо

$d_p = 0 - 0{,}1 - 0{,}2 - 2{,}4 - 1{,}8 = -4{,}5$ м.

Відмітку голови палі приймаємо на $0{,}4$ м вищою за підошву ростверку, що складе $-4{,}1$ м.

2.5.4 Визначення несучої здатності забивної палі

Як несучий шар обираємо ІГЕ – 5 – тугопластичний суглинок з лінзами глин та з окремими прошарками напівтвердого суглинку.

Приймаємо палі завдовжки 12 м типу ПН120.30 за [23]. Відмітка нижнього кінця складе -16,15 м.

Інженерно-геологічний розріз наведено на рис. 2.8.

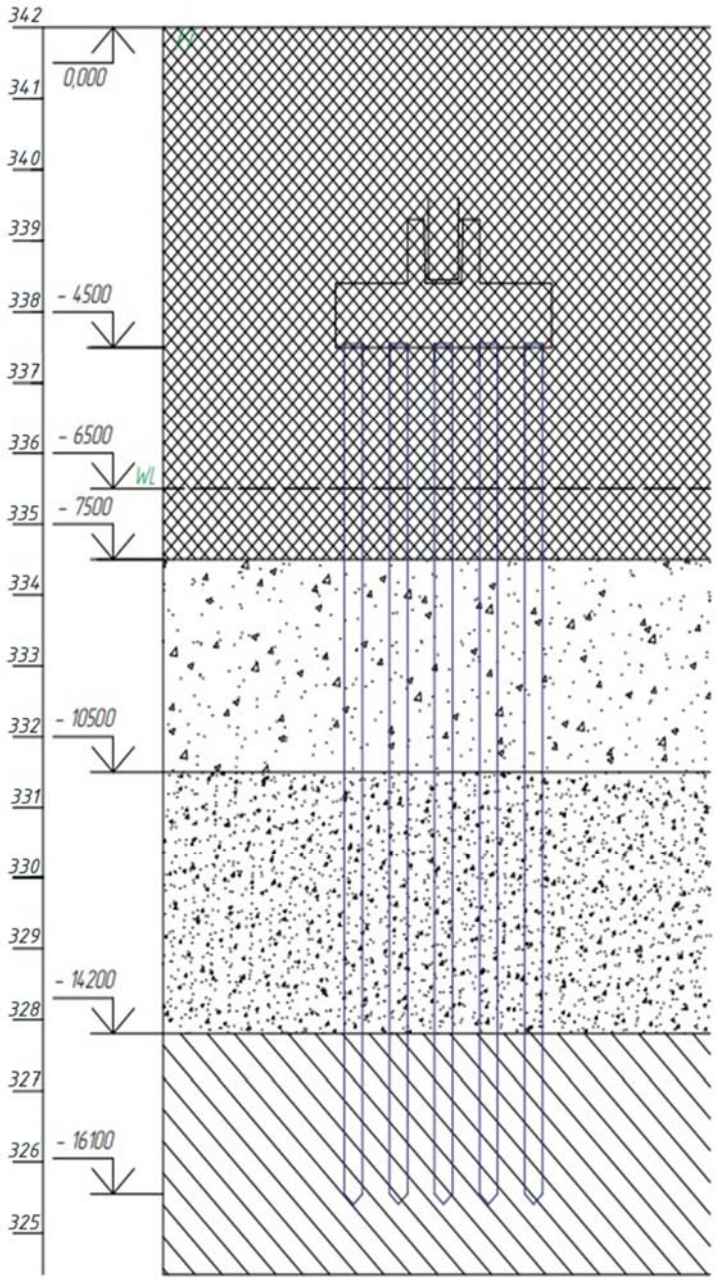


Рисунок 2.8 – Інженерно-геологічний розріз

За характером роботи в ґрунті паля з цими умовами обпирання є висячою. З досвіду проєктування приймаємо допустиме навантаження на одну палю $N_n = 600$ кН.

На рис. 2.9 наведено визначення несучої здатності палі.

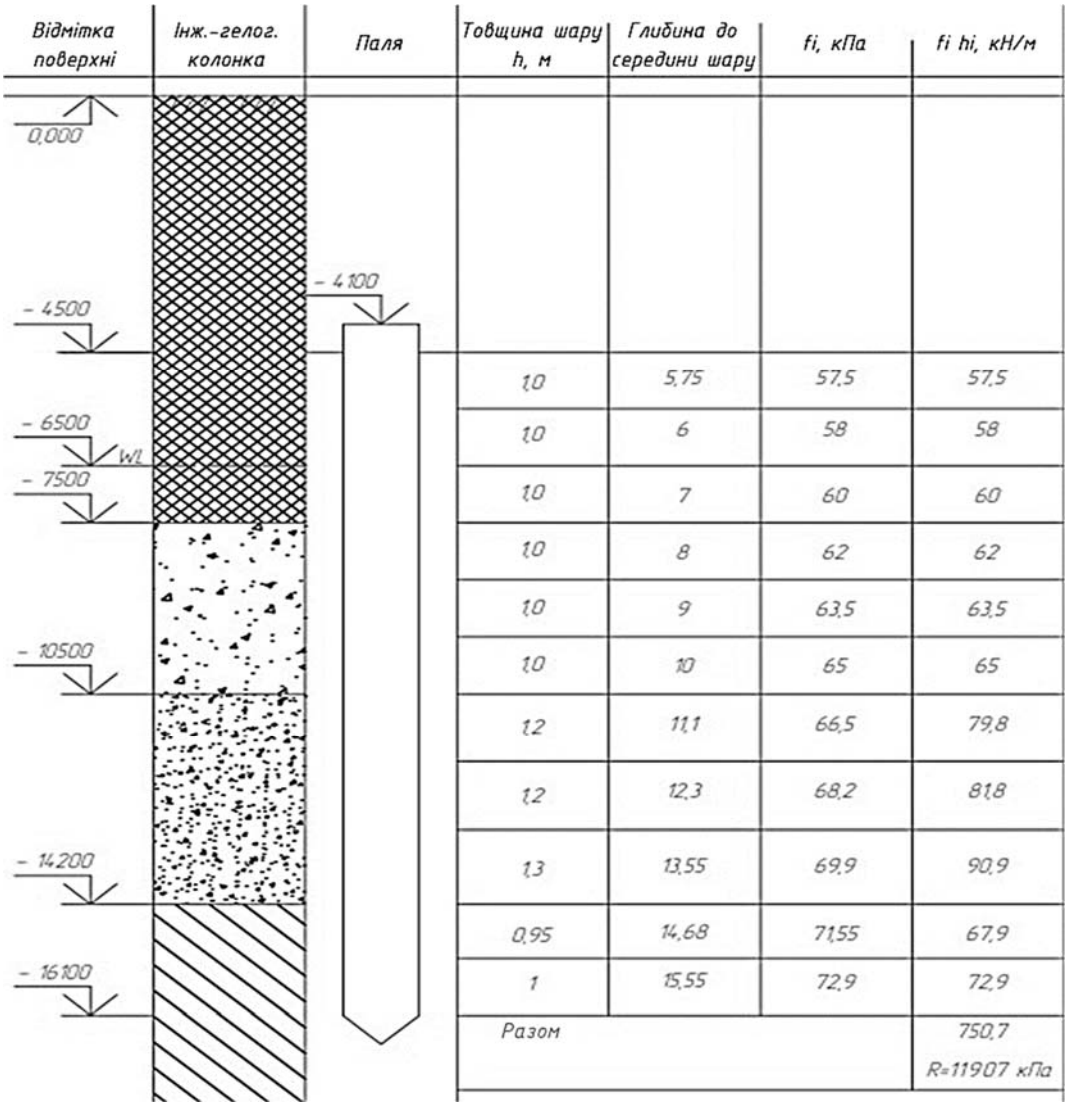


Рисунок 2.9 – Визначення несучої здатності палі

2.5.5 Визначення числа паль і проєктування ростверку

За відомої несучої здатності палі $N_n = 600$ кН, а також за умови врахування рівномірного передавання навантаження через ростверк на палі фундаменту,

визначимо необхідну кількість паль в ростверку. Розрахунок ведемо за I граничним станом, тобто від розрахункових навантажень [24].

Кількість паль, що необхідна для влаштування одного фундаменту під центральну колону, визначається за формулою

$$n = \frac{N_p}{N_n - Ad_p\gamma} \tag{2.6}$$

де N_p – сума вертикальних розрахункових навантажень, що діють на обрізі ростверку;

d_p – глибина закладення ростверку, м;

γ – середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах;

N_n – допустиме навантаження на палю.

Для колони в осях $8-Г$ розмірами перетину 500×500 мм було встановлено, що $N_p = 6648{,}7$ кН.

Приймаємо наступні значення для розрахунку:

$A = 0{,}9$ м^2;

$d_p = 4{,}5$ м;

$\gamma = 20$ кН/м^3;

$N_n = 600$ кН.

Підставляємо значення у формулу (2.6), отримуємо

$$n = \frac{6648{,}7}{600 - 0{,}9 \cdot 4{,}5 \cdot 20} = 12{,}81.$$

Приймаємо 14 паль з умови конструювання симетричного ростверку для рівномірного розподілу зусиль в обох площинах сприйняття навантаження.

Відстань між осями паль не повинна перевищувати $3 \cdot d = 3 \cdot 300 = 900$ мм. З урахуванням звисів за зовнішні грані паль, розміри ростверку становлять 3600×3600 мм.

Закладення оголовка палі в монолітний ростверк – $50\,\text{мм}$, закладення арматури в ростверк – $250\,\text{мм}$. Голови паль перед замонолічуванням зрубати.

2.5.6 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи

Орієнтовна вага ростверку визначається за формулою

$$G_p = b_p l_p d_p \gamma \tag{2.7}$$

де b_p, l_p – розміри ростверку в плані;

h_p – висота ростверку (див. розділ 2.5.3);

γ – середнє значення питомої ваги ґрунту.

Приймаємо: $l_p = 3,6\,\text{м}$; $b_p = 3,6\,\text{м}$; $h_p = 1,8\,\text{м}$; $\gamma = 22\,\text{кН/м}^3$.

Підставляємо значення у формулу (2.7), отримуємо

$G_p = 3,6 \cdot 3,6 \cdot 1,8 \cdot 22 = 513,22\,\text{кН}$.

Навантаження на підошві ростверку визначається за формулами

$N = N_{max} + G_p$

$M = M_{відп} + Qd_p$

де $N_{\max}$ – максимальне навантаження;

G_p – орієнтовна вага ростверку;

$M_{відп}$ – згинальний момент;

Q – поперечна сила;

d_p – глибина закладення ростверку.

Приймаємо: $N_{\max} = 6648,7\,\text{кН}$ (див. розділ 2.5.5); $G_p = 513,22\,\text{кН}$; $M_{відп} = 0\,\text{кН} \cdot \text{м}$; $Q = 0\,\text{кН/м}$; $d_p = 4,5\,\text{м}$.

Підставивши значення, отримуємо

$N = 6648,7 + 513,22 = 7161,92$ кН

$M = 0$.

Розрахункове навантаження на палю під час дії моментів в одній площині визначається за формулою

$$N_{пр} = \frac{N}{n} \pm \frac{M \cdot x}{\sum x_i^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot m_n \qquad (2.8)$$

де n – кількість паль;

m_n – маса палі;

x – відстань у площині дії моменту від головної осі куща до палі, зусилля в якій визначається;

x_i – відстань від головної осі до кожної з паль.

Приймаємо: $N = 7161,92$ кН; $n = 14$ шт.; $m_n = 2,73$ т [23].

Підставляємо значення у формулу (2.8), отримуємо

$$N_{пр} = \frac{7161,92}{14} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,73 = 541,6 \text{ кН}.$$

Порівняння розрахункового навантаження з нормативним виконується за співвідношенням

$$N_{пр} \le 1,2 N_n,$$

де $N_{пр}$ – розрахункове навантаження на палю;

N_n – допустиме навантаження на палю.

$541,6 \text{ кН} \le 1,2 \cdot 600 = 720$ кН

Умова виконується.

Схему ростверку наведено на рис. 2.10.

Для армування ростверку з умови міцності перерізу ростверку на вигин приймаємо сітку з арматурних стрижнів 19∅25А500С в кожному напрямі з $A_s = 93,3$ см^2. Приймаємо однакову кількість і діаметр стрижнів в обох напрямках. Довжини стрижнів приймаємо 3500 мм, виходячи з розмірів ростверку.

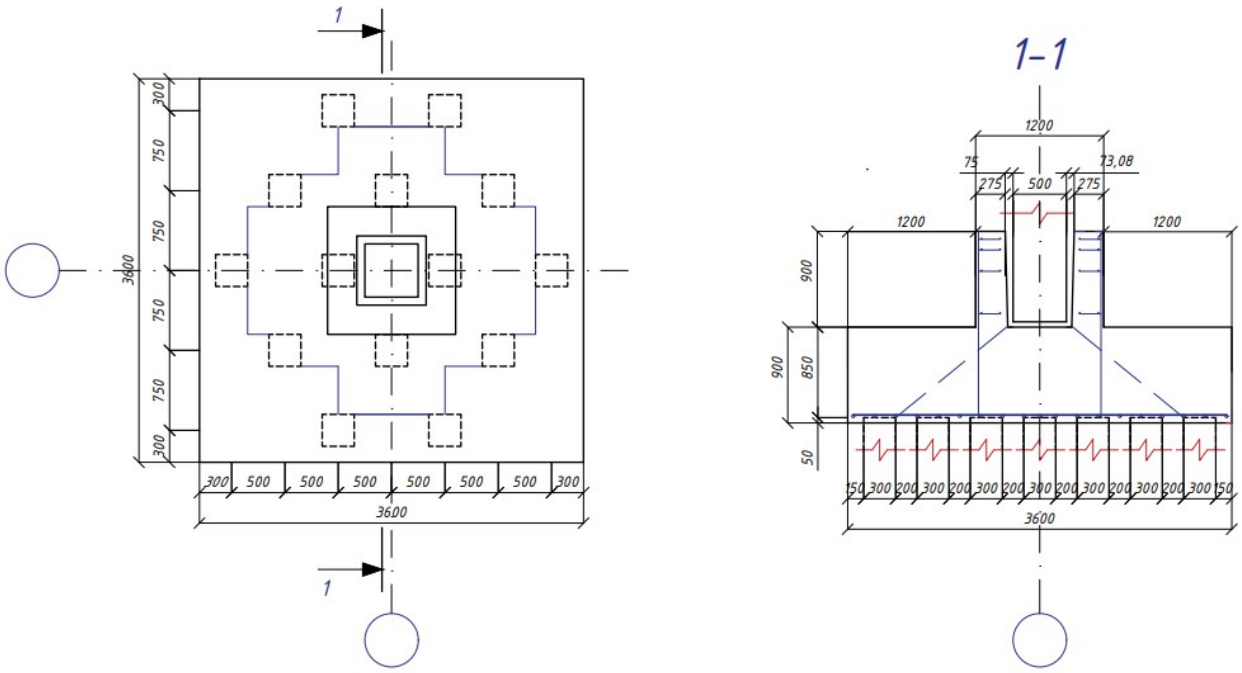


Рисунок 2.10 – Схема ростверку

РОЗДІЛ 3
НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1 Огляд проблеми дослідження монолітних залізобетонних плит перекриття

Дослідження напружено-деформівного стану (НДС) плит монолітного залізобетонного перекриття є одним з ключових етапів проєктування сучасних будівель та споруд. В умовах активного розвитку висотного будівництва та зростаючих вимог до надійності конструкцій, точність розрахунків та прогнозування поведінки несучих елементів набуває особливої актуальності.

Сучасне будівництво характеризується збільшенням поверховості будівель, застосуванням складних архітектурних форм та нестандартних конструктивних рішень. Це призводить до необхідності врахування широкого спектру факторів при проєктуванні монолітних перекриттів, включаючи нерівномірність навантажень, взаємодію з вертикальними несучими елементами, температурні впливи та нелінійні властивості матеріалів [3].

Актуальність дослідження НДС монолітних залізобетонних перекриттів обумовлена декількома важливими факторами. По-перше, монолітні перекриття є одним з найбільш відповідальних елементів конструктивної системи будівлі, що сприймають основні експлуатаційні навантаження та забезпечують просторову жорсткість споруди. По-друге, оптимізація армування плит перекриття дозволяє досягти значної економії матеріалів без зниження надійності конструкції [25, 26].

Згідно з дослідженнями [26-29], економія арматури при оптимальному проєктуванні може досягати $15-20\%$ порівняно з традиційними методами розрахунку. Це особливо важливо для висотних будівель, де вага конструкцій має суттєвий вплив на загальну стійкість споруди.

Розрахункова схема досліджуваної плити перекриття показана на рис. 2.5 розділу 2.

3.2 Методика, що використовувалася при дослідженні монолітної залізобетонної плити перекриття житлового комплексу

Дослідження НДС плити монолітного перекриття базується на фундаментальних положеннях теорії пружності та теорії залізобетону. При цьому враховуються особливості роботи залізобетону як композитного матеріалу, включаючи нелінійність деформування, тріщиноутворення та перерозподіл зусиль.

Основними параметрами, що характеризують НДС плити, є: нормальні та дотичні напруження в перерізах, згинальні та крутні моменти, поперечні сили, переміщення та деформації. Особлива увага приділяється визначенню екстремальних значень внутрішніх зусиль, які є визначальними для розрахунку необхідної кількості арматури [29].

Метод скінченних елементів (МСЕ) є найбільш ефективним інструментом для аналізу НДС складних будівельних конструкцій. При дослідженні монолітних перекриттів застосовується переважно пластинчасто-оболонкова модель, що дозволяє враховувати як згинальні, так і мембранні деформації [28].

Основними перевагами МСЕ є можливість врахування реальної геометрії конструкції, включаючи отвори та місцеві особливості, нерівномірність навантаження, різні граничні умови та взаємодію з іншими конструктивними елементами [3]. Метод дозволяє отримати повну картину розподілу внутрішніх зусиль та переміщень у будь-якій точці конструкції.

До недоліків методу можна віднести чутливість результатів до якості скінченно-елементної сітки та можливі похибки при моделюванні граничних умов. Важливим є також правильний вибір типу скінченних елементів та їх розмірів [26].

На основі отриманих результатів розрахунку НДС виконується визначення необхідної площі робочої арматури в двох напрямках. Розрахунок базується на положеннях діючих нормативних документів та враховує особливості роботи залізобетону.

Теоретичне армування визначається за максимальними значеннями згинальних моментів з урахуванням крутних моментів. При цьому враховується

можливість перерозподілу зусиль та вимоги конструктивного армування. Важливим аспектом є також забезпечення тріщиностійкості конструкції та обмеження прогинів.

Для дослідження монолітної залізобетонної плити перекриття житлового комплексу в даній роботі за допомогою програмного комплексу Ліра-САПР 2022 було створено розрахункову модель методу скінченних елементів з автоматичною тріангуляцією сітки скінченних елементів. Середній розмір сітки склав $0{,}2\,\text{м}$.

На розрахункову схему прикладали статичні рівномірно розподілені навантаження, визначені в розділі 2 (див. табл. 2.2). Також було прикладено навантаження від перегородок, розподілене лінійно вздовж окремих ділянок (див. рис. 2.7).

Скінченним елементам моделі задавалися характеристики жорсткості, що відповідають бетону класу $C20/25$. Розрахунок виконувався у лінійній постановці з урахуванням розрахункових сполучень навантажень.

3.3 Результати дослідження монолітної плити перекриття житлового комплексу

Найбільші прогини досліджуваної плити перекриття (рис. 3.1) досягаються в середині прольотів між осями А-Б/8-16, Г-Д/8-16, Д-Е/8-16, що обумовлено особливостями опирання плити на конструкції нижнього поверху.

Максимальне вертикальне переміщення плити перекриття становить $8{,}02\,\text{мм}$ (рис. 3.1). Згідно з [30], максимально допустимий вертикальний прогин для плит перекриття прольотом $6\,\text{м}$ становить

$f_u = l / 200 = 30\,\text{мм}$.

В нашому випадку $f_u > f_{max}$, тобто $30\,\text{мм} > 8{,}02\,\text{мм}$.

Отже, жорсткість перекриття забезпечено.

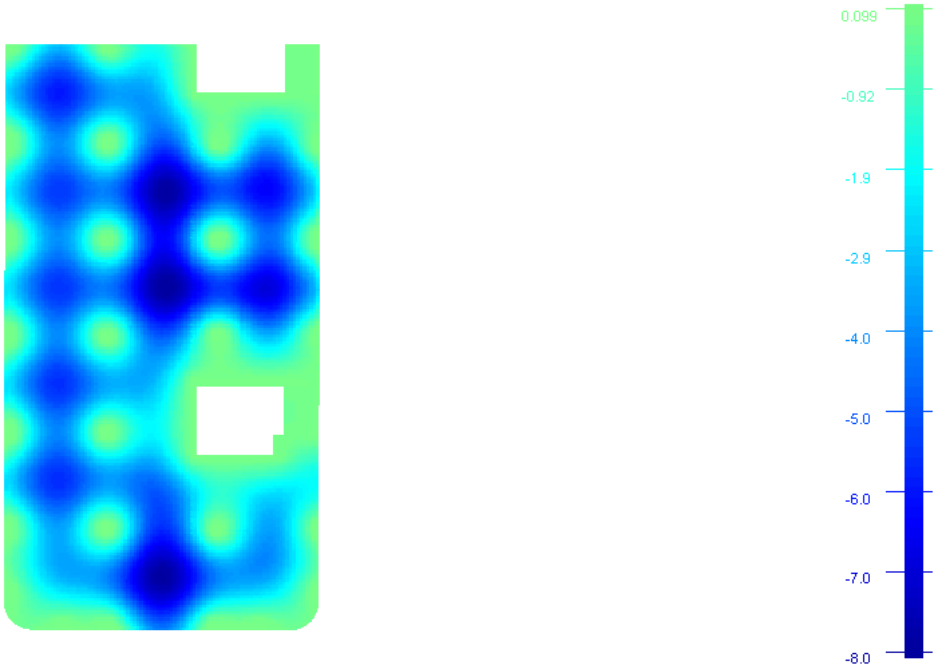
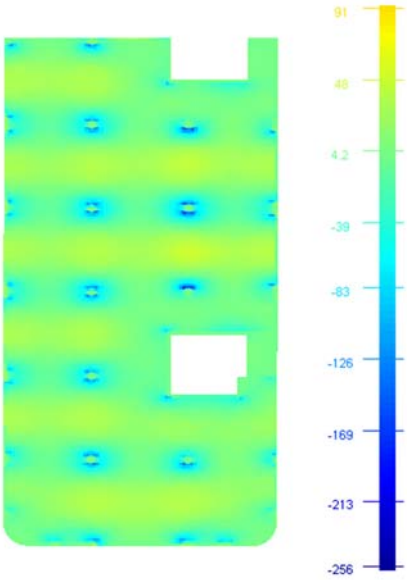


Рисунок 3.1 – Переміщення в напрямку осі Z (мм)

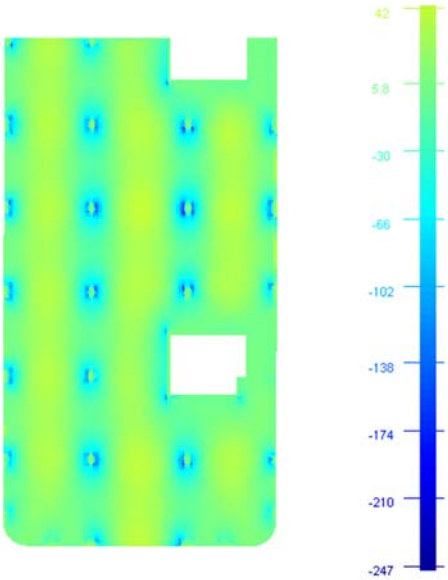
Значення згинних моментів в плиті перекриття визначалися для серединної поверхні відносно осей *x* та *y* і наведенні на рис. 3.2.

Тут виділяються ділянки по кутах прорізів у плиті, де значення моментів в обох напрямах перевищують 170 кНм.

а)



б)



а) – M_x; б) – M_y

Рисунок 3.2 – Ізополя згинних моментів (кНм/м)

Результати показують, що найбільш напруженими зонами плит перекриття є області примикання до вертикальних несучих елементів та зони концентрації навантажень. В цих місцях потрібне додаткове підсилення армуванням для забезпечення міцності та тріщиностійкості конструкції.

Максимальне необхідне нижнє армування вздовж буквених осей (рис. 3.3) за розрахунком $\varnothing 10$. Також, згідно з розрахунками, потрібне посилення прольотів, там необхідне максимальне армування $\varnothing 20А500С$. Приймаємо основне нижнє армування на всю площу плити з $\varnothing 10А500С$ із кроком стрижнів 200 мм. Додаткове нижнє армування виконуємо з арматури $\varnothing 20А500С$ з кроком 200 мм.

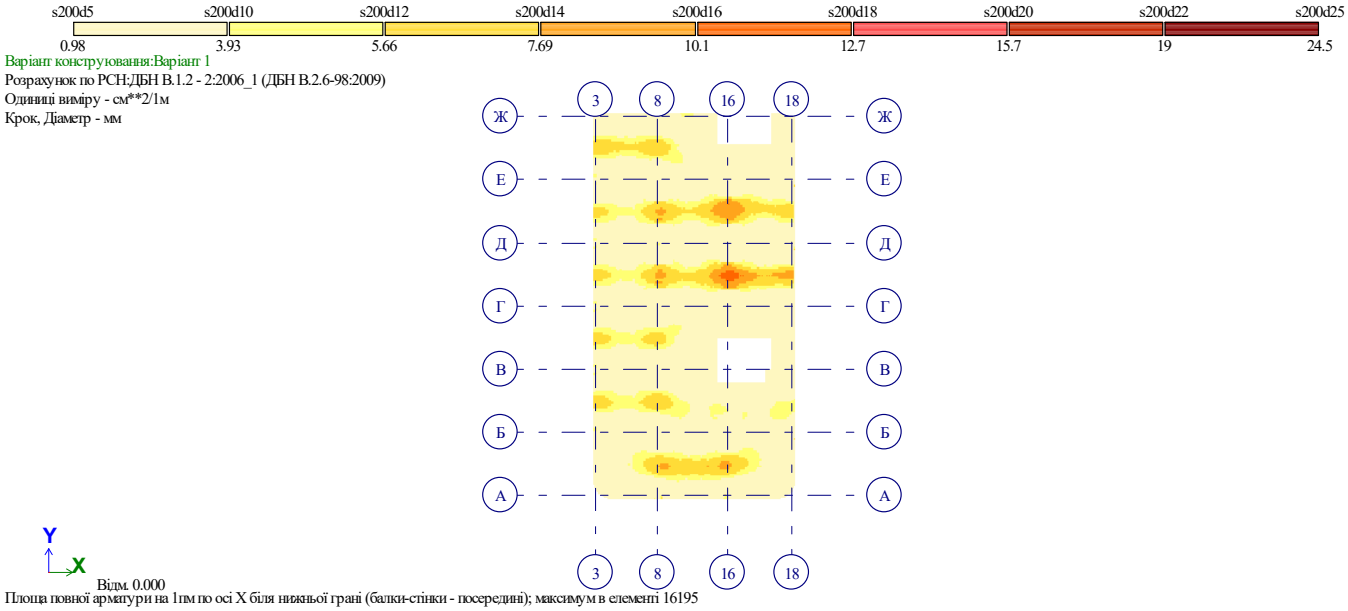


Рисунок 3.3 – Нижня арматура вздовж буквених осей

Максимальне необхідне основне верхнє армування вздовж буквених осей (рис. 3.4) за розрахунком $\varnothing 10$. Також, згідно з розрахунками, потрібне посилення опорних ділянок над колонами і стінами, там необхідне максимальне армування $\varnothing 28А500С$. Приймаємо основне армування на всю площу плити з $\varnothing 10А500С$ із кроком стрижнів 200 мм. Також призначаємо додаткове верхнє армування в

опорних зонах з ∅28А500С вздовж осі 16 і ∅32А500С вздовж осі 18, ці стрижні укладаємо, чергуючи з основною арматурою з ∅10А500С.

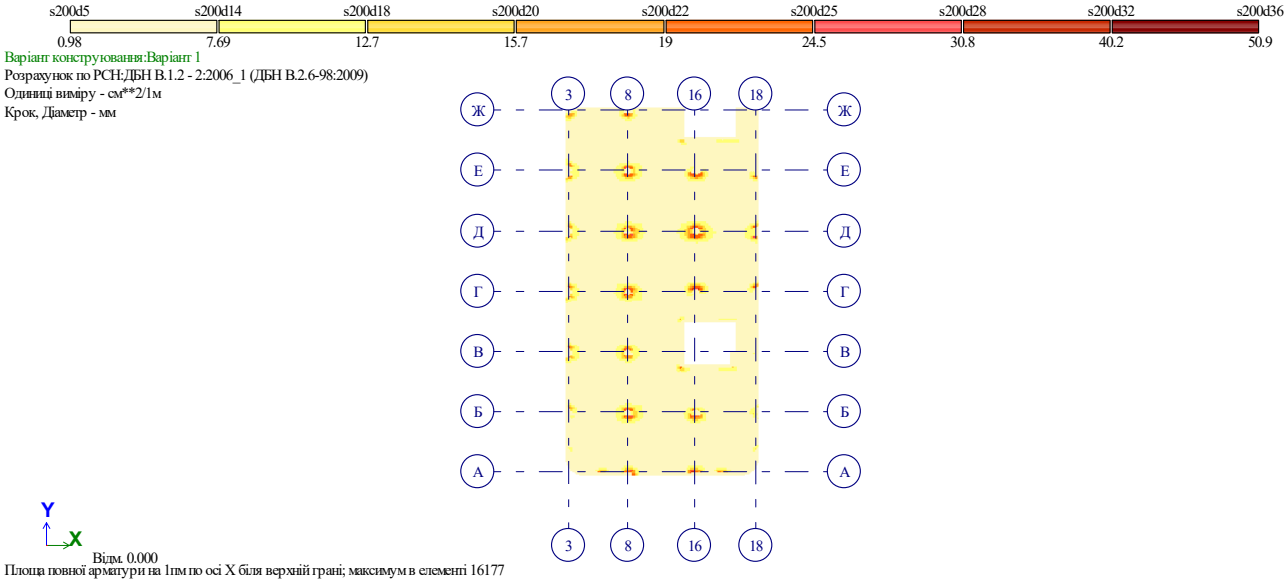


Рисунок 3.4 – Верхня арматура вздовж буквених осей

Максимальне необхідне нижнє армування вздовж цифрових осей (рис. 3.5) за розрахунком ∅10. Також, згідно з розрахунками, потрібне посилення прольотів, там необхідне максимальне армування ∅20А500С.

Приймаємо основне нижнє армування на всю площу плити з ∅10А500С із кроком стрижнів 200 мм. Додаткове нижнє армування виконуємо з арматури ∅20А500С з кроком 200 мм.

Максимальне необхідне основне верхнє армування вздовж цифрових осей (рис. 3.6) за розрахунком ∅10. Також, згідно з розрахунками, потрібне посилення опорних ділянок над колонами і стінами, там необхідне максимальне армування ∅28А500С і ∅32А500С.

Приймаємо основне армування на всю площу плити з ∅10А500С із кроком стрижнів 200 мм. Також призначаємо додаткове верхнє армування в опорних зонах з ∅28А500С вздовж осі 16 і ∅32А500С вздовж осі 18, ці стрижні укладаємо, чергуючи з основною арматурою з ∅10А500С.

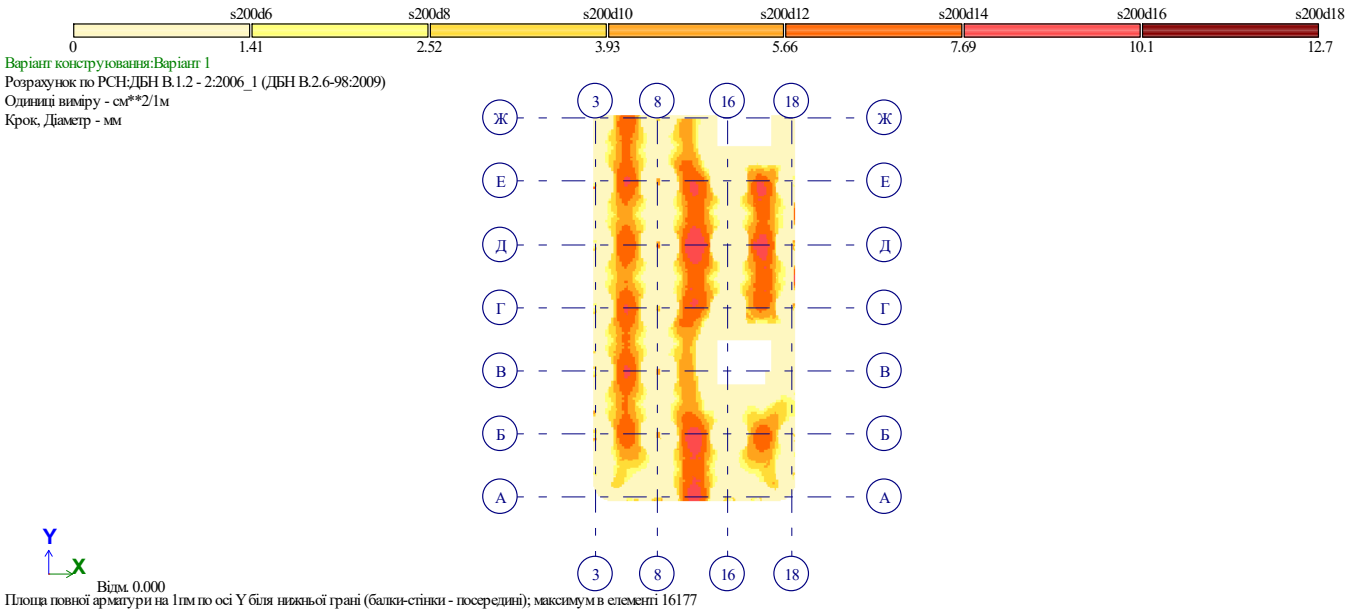


Рисунок 3.5 – Нижня арматура вздовж цифрових осей

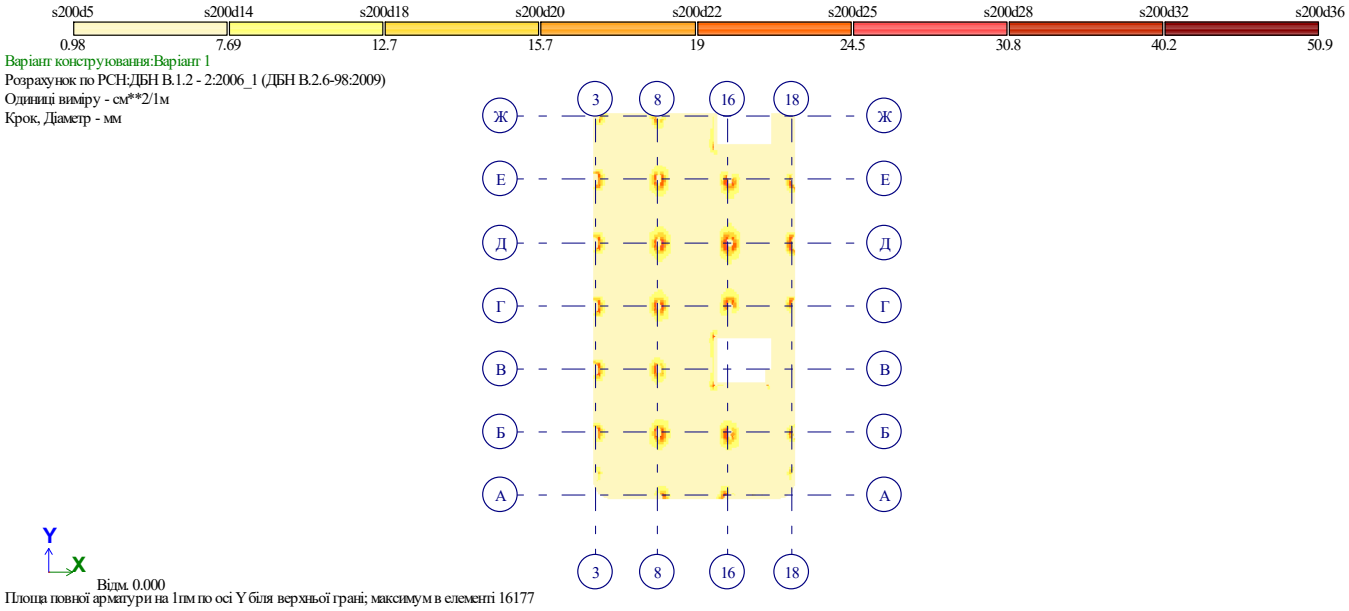


Рисунок 3.6 – Верхня арматура вздовж цифрових осей

РОЗДІЛ 4
ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Положення охорони праці під час монтажу бетонних і залізобетонних конструкцій

Згідно з вимогами Закону України "Про охорону праці" встановлено правила виконання робіт і поведінки працівника на будівельному майданчику, у виробничих приміщеннях та на робочому місці відповідно до державних, міжгалузевих і галузевих нормативних актів про охорону праці.

Відповідно до статті 18 Закону України "Про охорону праці” працівник зобов'язаний «знати і виконувати вимоги нормативних актів про охорону праці, правила поводження з машинами, механізмами, устаткуванням та іншими засобами виробництва, користуватися засобами колективного та індивідуального захисту, проходити у встановленому порядку попередні та періодичні медичні огляди».

Залежно від конкретних умов організації виробничого процесу, а також у зв'язку з допущеними аваріями і нещасними випадками до інструкції можуть вноситися зміни і доповнення, які викладаються на окремому аркуші з підписом керівника відповідного структурного підрозділу.

Монтажні роботи (проєктне установлення і кріплення залізобетонних виробів і конструкцій заводського виготовлення) слід виконувати відповідно до організаційно-технологічних рішень з техніки безпеки, передбачених у проєкті провадження робіт.

До виконання монтажних робіт допускаються кваліфіковані робітники не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчання за типовими програмами і склали іспити та пройшли відповідні інструктажі з охорони праці.

До самостійного виконання монтажних робіт допускаються монтажники, які мають стаж верхолазних робіт не менше 1 року і тарифний розряд не нижче 4-го.

Під час провадження робіт на діючому підприємстві повинен бути проведений інструктаж за участю працівників цього підприємства, відповідальних за охорону праці.

До роботи із стропування конструкцій допускаються робітники, які атестовані і мають посвідчення на право ведення стропувальних робіт [31].

Монтажники повинні бути забезпечені наступними засобами індивідуального захисту:

- костюм бавовняний – термін носіння 10 міс.
- рукавиці з надолонниками з вінілошкіри – термін носіння 2 міс.
- напівчоботи шкіряні на нековзкій підошві – термін носіння 12 міс.

На зовнішній роботах узимку додатково:

- куртка бавовняна на утеплюючій підкладці – термін носіння 36 міс.
- штани бавовняні на утеплюючій підкладці – термін носіння 36 міс.
- валянки – термін носіння 48 міс.

Монтажники зобов'язані:

- виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку; вимоги даної інструкції;
- не допускати сторонніх осіб на своє робоче місце;
- працювати тільки справним інструментом і пристосуваннями;
- користуватися виданим спецодягом, спецвзуттям і випробуваними засобами індивідуального захисту;
- палити в спеціально відведених місцях;
- додержуватися технологічної дисципліни;
- виконувати правила техніки безпеки, виробничої санітарії і гігієни праці.

Забороняється допуск сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані на територію будівельного майданчика, у виробничі, санітарно-побутові приміщення і на робочі місця.

Усі особи, які знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски. Робітники і інженерно-технічні працівники без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються [32].

Будівельний майданчик, дільниці робіт, робочі місця, проїзди і проходи до них у темний час доби повинні бути освітлені згідно з нормами. Освітленість

повинна бути рівномірною, без сліпучої дії освітлювальних приладів на працюючих. Виконання робіт у неосвітлених місцях не допускається.

Складування матеріалів, конструкцій і устаткування повинно здійснюватися відповідно до вимог проєктів виконання робіт.

В залежності від виду, обсягу і прийнятої технології монтажних робіт робоча ланка (бригада) монтажників повинна бути забезпечена монтажним оснащенням і передбаченими в проєкті виконання робіт вантажопідйомними машинами і механізмами.

Монтажники повинні:

- дотримуватися протипожежного режиму і вміти застосовувати первинні засоби пожежегасіння;
- у випадку виявлення несправності устаткування, пристосувань сповістити бригадира чи майстра (виконроба) або іншого працівника, відповідального за виконання даного виду робіт;
- знати і застосовувати прийоми і методи з надання першої допомоги потерпілим від нещасного випадку.

Про кожен нещасний випадок на об'єкті потерпілий чи очевидець повинен негайно сповістити майстра або іншого безпосереднього керівника робіт, який зобов'язаний в свою чергу повідомити керівнику організації про нещасний випадок.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Вплив техногенних та природніх факторів на довговічність та стійкість будівлі. Вибух.

Джерелом аварійних вибухів є сховища і склади вибухо- і пожежонебезпечних речовин (нафтобази, склади боєприпасів, вибухових речовин та ін), а також промислові підприємства з вибухопожежонебезпечними виробництвами (нафтогазової, хімічної, харчової, деревообробної промисловості тощо), котельні та ін. Особливо схильні до аварійних вибухів шахти, де вибухають метан і вугільний пил. Можливі вибухи побутового газу в кухнях житлових

будинків, що викликають у ряді випадків обвалення цілих секцій, вибухи балонів зі скрапленим газом у спорудах різного призначення та ін.

Близьку до даного виду надзвичайних ситуацій групу складають вибухові впливи, викликані терористичною діяльністю, які стають все більш поширеними в усьому світі.

Найбільш часто причиною аварійного вибуху сумішей певних газів і пилу з повітрям є електрична іскра, зазвичай випадкова, наприклад, в результаті падіння інструменту на металевий настил. Причинами аварійних вибухів може бути недостатня навченість персоналу діям у надзвичайних ситуаціях, його низька кваліфікація або звичайна недбалість, тобто людський фактор [32].

Вибухи вибухових речовин (детонація), а в ряді випадків і вибухи ГВП та ПВС генерують повітряну ударну хвилю, тобто миттєво зростаючий над атмосферним надлишковий тиск, який потім протягом часток секунди падає і переходить у фазу розрідження. Більшість вибухів ГВП та ПВС викликане так званим вибуховим горінням (дефлаграційний вибух), при якому процес ущільнення повітря відбувається повільніше, ніж у першому випадку. У результаті тиск наростає поступово, досягаючи тим не менш всередині приміщення дуже високих значень (0,8-1,0 МПа) [32].

Аварійні вибухи можуть виникати поза межами проєктованої споруди або всередині неї. При вибухах поза спорудою ударна хвиля як би "натикається" на фасад споруди, частинки повітря гальмуються, передаючи кінетичну енергію конструкції, як наслідок, тиск на стіну споруди зростає до двох разів в порівнянні з тиском у хвилі, що розповсюджується у вільному просторі. В подальшому хвиля стиснення оточує споруду, здавлюючи її з усіх сторін.

При внутрішніх вибухах у приміщеннях, які не мають прорізів, тиск піднімається до значень, при яких можливе повне руйнування споруди. І навпаки, якщо в приміщенні є отвори, наприклад вікна, вони грають роль випускних клапанів, якщо скління розраховане на руйнування при невеликих тисках. Таким чином, тиск може бути знижено до меж, безпечних для основних несучих конструкцій. Це явище використовується як основний принцип активного

вибухозахисту при внутрішніх вибухах. При цьому основним завданням проєктувальника є визначення площі отворів в залежності від об’єму, форми приміщення і параметрів вибухонебезпечної суміші, наявності устаткування, а також економічних міркувань. Як скидальні конструкції використовуються не тільки вікна, але і спеціальні легкоскидні конструкції покриттів і стін.

Активний захист при зовнішніх вибухах зводиться до безпечного розташування захисних споруд по відношенню до потенційного джерела вибуху, а також встановлення захисних екранів (смуг зелених насаджень тощо). Захисні екрани або бокси влаштовують і для локалізації внутрішніх вибухів (наприклад, балонів зі скрапленим газом). У таких конструкціях допускається повне руйнування, при цьому істотно гаситься енергія вибуху.

Пасивний захист, як і при сейсмічних впливах, зводиться до посилення конструкцій для сприйняття додаткових динамічних зусиль, що викликаються вибуховим навантаженням. В цьому випадку проводиться квазістатичний або динамічний розрахунок за методом граничних станів на особливе сполучення навантажень, за аналогією з розрахунком на сейсмічні дії.

Необхідно підкреслити, що в спорудах, що сприймають вибухові аварійні навантаження, зазвичай допускаються значні пластичні деформації і прогини. Це пояснюється тим, що подібні навантаження зазвичай рідкісні і можуть взагалі не мати місця за термін експлуатації споруди, до того ж вони швидко зникають. Тому не має сенсу вимагати, щоб конструкції, схильні до вибуху, не отримали в його результаті ніяких пошкоджень або залишкових деформацій. Головне, щоб вони не зруйнувалися і не спричинили обвалення інших конструкцій або частин будівлі. Очевидно, що згодом ці конструкції повинні бути відновлені (посилені) або замінені. Такий підхід дозволяє істотно економити матеріал споруди.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Кваліфікаційна робота магістра була виконана відповідно до вимог чинних нормативних документів. В роботі запропоновано конструкцію багатоповерхового монолітного житлового комплексу, що складається з п'яти секцій змінної поверховості у місті Львів.

Виконано проєктування генплану, описано основні архітектурно конструктивні та об'ємно-планувальні рішення. Проведено розрахунок окремих елементів залізобетонного каркасу, зокрема монолітної колони прямокутного перерізу та плити перекриття першого поверху.

В науково-дослідному розділі виконано дослідження проєктованої монолітної залізобетонної плити перекриття з використанням скінченного елементного моделювання.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Житлове будівництво у Львівській області // Головне управління статистики у Львівській області [Електронний ресурс] – Режим доступу: https://www.lv.ukrstat.gov.ua/ukr/si/press/2024/r12_15.pdf.
2. Що таке житловий комплекс? // Онлайн-журнал про новобудови [Електронний ресурс] – Режим доступу: https://3m2.ua/analitika/shho-take-zhytlovyj-kompleks/
3. Паляниця, В.В., Сорочак, А.П. Аналіз роботи монолітної залізобетонної плити покриття торгівельної частини будинку змінної поверховості // Актуальні задачі сучасних технологій. Праці Міжнародної науково-технічної конференції (Тернопіль, 6-7 грудня 2023 року). – Т. : ФОП Паляниця В. А., 2023. – С. 57.
4. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. — [Чинний від 2011-11-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с. — (Національний стандарт України).
5. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. — [Чинний від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с. — (Національний стандарт України).
6. Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2-12. — [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд, 2019. – 177 с. — (Національний стандарт України).
7. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності) : ДСТУ 8855:2019. — [Чинний від 2019-12-01]. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 13 с. — (Національний стандарт України).
8. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою : ДСТУ Б В.1.1-36:2016. — [Чинний від 2017-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2022. – 60 с. — (Національний стандарт України).
9. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення : ДБН В.2.2-40:2018. — [Чинний від 2019-04-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 64 с. — (Національний стандарт України).

10. Висотні будівлі. Основні положення : ДБН В.2.2-41:2019. — [Чинний від 2020-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2019. – 52 с. — (Національний стандарт України).
11. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги : ДБН В.1.1-7:2016. — [Чинний від 2017-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд, 2017. – 35 с. — (Національний стандарт України).
12. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення : ДБН В.2.2-15:2019. — [Чинний від 2019-12-01]. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 47 с. — (Національний стандарт України).
13. Покриття будівель і споруд : ДБН В.2.6-220:2017. — [Чинний від 2018-11-01]. – К.: Мінрегіон, 2017. – 43 с. — (Національний стандарт України).
14. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. — [Чинний від 2021-09-01]. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 23 с. — (Національний стандарт України).
15. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель : ДСТУ 9191-2022. — [Чинний від 2023-03-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 60 с. — (Національний стандарт України).
16. Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей : ДСТУ-Н Б В.2.6-212:2016. — [Чинний від 2017-04-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 43 с. — (Національний стандарт України).
17. Природне і штучне освітлення : ДБН В.2.5-28:2018. — [Чинний від 2019-03-01]. – К.: Мінрегіон, 2018. – 132 с. — (Національний стандарт України).
18. Захист територій, будинків і споруд від шуму : ДБН В.1.1-31:2013. — [Чинний від 2014-06-01]. – К.: Мінрегіон, 2014. – 75 с. — (Національний стандарт України).
19. Бетони важкі. Технічні умови : ДСТУ 9208:2022. — [Чинний від 2023-09-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 59 с. — (Національний стандарт України).
20. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019. — [Чинний від 2019-08-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 21 с. — (Національний стандарт України).

21. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. — [Чинний від 2007-11-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 75 с. — (Національний стандарт України).
22. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. — [Чинний від 2011-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с. — (Національний стандарт України).
23. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.6-65:2008. — [Чинний від 2010-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2009. — 70 с. — (Національний стандарт України).
24. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. — [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 35 с. — (Національний стандарт України).
25. Мариновський В.М. Застосування монолітних багатопустотних перекриттів у громадських будівлях / В.М. Мариновський, М.І. Гудь, Г.М. Крамар // Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій». — Т. : ТНТУ, 2020. — Том I. — С. 94.
26. Дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного каркасу будівлі МСЕ / О. П. Конончук, Б. В. Гаврилюк, М. Л. Дячук, О. Я. Прокопенко // Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 24-25 листопада 2021 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2021. — Том I. — С. 14–15.
27. Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method / O Kononchuк, V Iasnii, N Lutsyk // Procedia Structural Integrity. – 2022. – Issue 36. – P. 177-181.
28. Семчук А.-А. Моделювання роботи залізобетонного каркасу громадської будівлі при багатофакторному розрахунку / А.-А. Семчук, Г. Крамар, М. Гудь // Матеріали Міжнародої науково-технічної конференції „Міцність і

довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“, 10-11 листопада 2022 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2022. — С. 51–53. — (Міцність сучасних матеріалів і конструкцій).

29. Кедик, Т. Моделювання роботи каркасу будівлі складної геометричної форми при сукупній дії експлуатаційних навантажень / Т. Кедик, М. Гудь // Матеріали Міжнародої науково-технічної конференції „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“, 10-11 листопада 2022 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2022. — С. 161–163. — (Нові та сучасні матеріали та технології).
30. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006. — [Чинний від 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 15 с. — (Національний стандарт України).
31. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009 . — [Чинний від 2012-04-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с. — (Національний стандарт України).
32. Каспрук В Б. Методичні вказівки до написання розділу з охорони праці в будівництві для спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" – Тернопіль : ТНТУ ім.І.Пулюя, 2024 – 15 с.
33. 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.

Д О Д А Т К И

ДОТАТОК А
ВІДОМОСТІ ОЗДОБЛЕННЯ ПРИМІЩЕНЬ

Таблиця А.1 – Відомість оздоблення приміщень 1-го, 2-го і типового поверхів

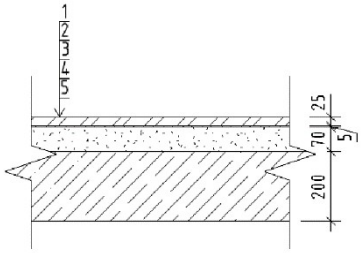
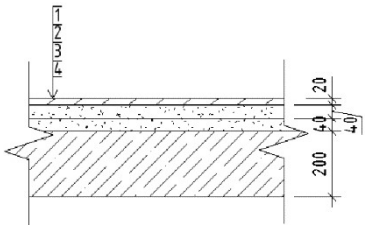
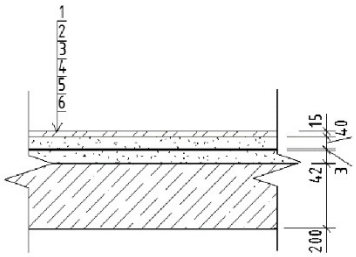
Найменування приміщень	Вид оздоблення елементів інтер'єру			
	Стеля	Площа, м²	Стіни або перегородки	Площа, м²
1	2	3	4	5
Вентиляційні камери, ІТП, УУТЕ, кімнати для кондиціонування повітря, насосні водопостачання, приміщення для обладнання систем пожежогасіння, приміщення димовидалення	Утеплення, ГКЛВ, просте фарбування	462,36	Просочення MONOPOL Protect; фарбування сірою водоемульсійною фарбою	539,07
Головний вестибюль, головний хол	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	244,82	Штукатурка, фарбування водоемульсійною фарбою Luxens (білий, матовий)	351,25
С/в чоловічий, С/в жіночий, С/в персоналу, Мийка, Мийна, Холодильні камери, Холодних цех	Натяжна ПВХ стеля	141,90	Штукатурка, керамогранітна плитка Kerama Marazzi Майорі білий глянець 400х400 на клею	314,59
Ресторан	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	404,50	Штукатурка; декоративна штукатурка Parade Sahara бежева	437,80
Вестибюлі типових поверхів, ліфтові холи типових поверхів, холи типових поверхів	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	2530,29	Штукатурка; декоративна штукатурка PROFILUX блакитний мармур	1860,10

Продовження табл. А.1.

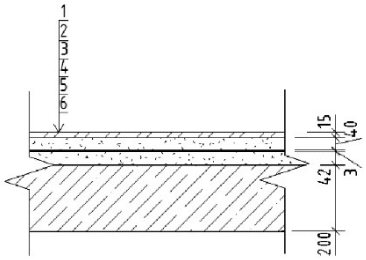
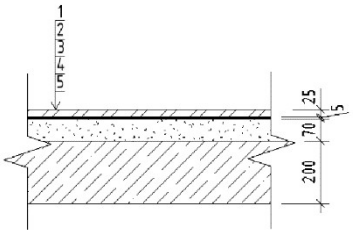
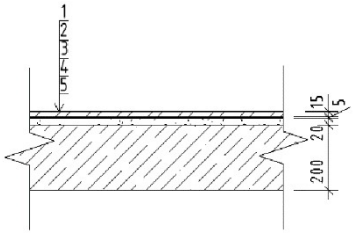
1	2	3	4	5
Вестибюлі першого поверху, Ресепшен офісів, Холи першого поверху	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	1841,83	Штукатурка; декоративна штукатурка VGT Gallery біла	1133,00
Гардероб, інвентарні, комори, кімнати охорони, підсобні приміщення, склади, технічні приміщення, господарські приміщення	ГКЛВ, високоякісне фарбування	1355,96	Штукатурка; керамічна плитка Kerama Marazzi сланець 300х300 на клею	1215,00
Душ чоловічий, душ жіночий, роздягальні	Натяжна ПВХ стеля	72,33	Штукатурка; керамогранітна плитка Bien Bona Dea D.Gray Rec 600х600 на клею	190,40
Лоджії, тамбури, коридори 1 поверху	Утеплення тамбурів і лоджій, підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	276,90	Штукатурка; керамогранітна плитка Quadro Decor сіль-перець 300х300 на клею	370,00
Вхідна група ресторану, гарячий цех, роздавальна, продуктовий магазин	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	475,85	Штукатурка; керамогранітна плитка на клею Kutahya 600х600	495,50
Зал нарад, офіси, кімнати персоналу, кімнати відпочинку, тренерська	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	1128,87	Штукатурка; шпаклівка; фарбування інтер'єрною фарбою Dulux Classic Colour сіра матова	767,00
Мала зала, спортзал	Підвісна стеля Armstrong з плитами з мінерального волокна	321,06	Штукатурка; шпаклювання; фарбування фактурною фарбою PROFILUX морська хвиля	387,20

ДОТАТОК Б
ЕКСПЛІКАЦІЯ ПІДЛОГ

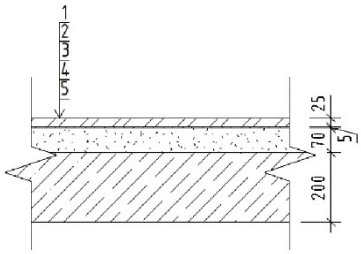
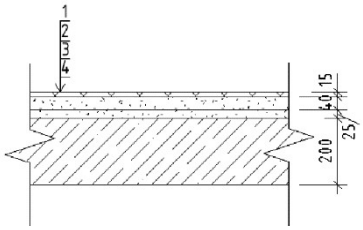
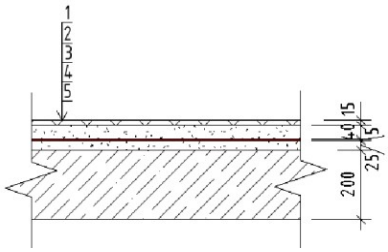
Таблиця Б.1 – Експлікація підлог

Приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлоги (найменування, товщина, основа тощо), мм	Площа, м²
1	2	3	4	5
Вестибюлі, ресепшен офісів, холи	1		1. Керамогранітна плитка на клею Laparet Prism Sand 80x80 – 25 мм 2. Техноеласт – 5 мм 3. Праймер бітумний емульсійний 4. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 70 мм 5. З/б плита перекриття	1981,20
Гардероби, зал нарад, інвентарні, офіси, кімната персоналу, кімната відпочинку, коридор, хол турагенства, тренерська	2		1. Ламінат King Floor Premium 33 дуб Осло – 20 мм 2. Цементно-піщана стяжка армована – 40 мм 3. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 40 мм 4. З/б плита перекриття	369,49
С/в чоловічий, с/в жіночий, с/в персоналу, мийна, холодильні камери, холодний цех	3		1. Керамогранітна плитка Kerama Marazzi майорі білий глянець 400x400 на клею – 15 мм 2. Цементно-піщана стяжка армована – 40 мм 3. Мастика покрівельна емульсійна – 3 мм 4. Праймер бітумний емульсійний 5. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 42 мм 6. З/б плита перекриття	261,56

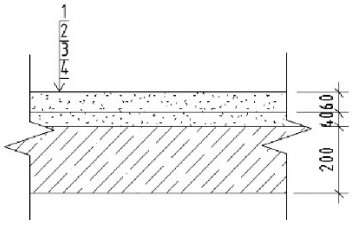
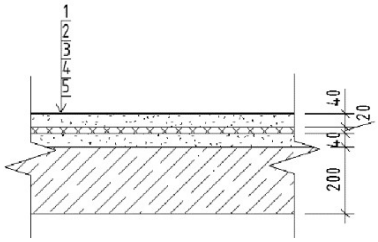
Продовження табл. Б.1.

1	2	3	4	5
Гардероб, завантажувальна, інвентарні, кімната охорони, склади, тамбури, технічні приміщення, господарські приміщення	4		1. Керамогранітна плитка Kerama Marazzi сланець 300х300 на клею – 15 мм 2. Цементно-піщана стяжка армована – 40 мм 3. Мастика покрівельна емульсійна – 3 мм 4. Праймер бітумний емульсійний 5. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 42 мм 6. З/б плита перекриття	634,47
Коридори, холи, ліфтові холи 1 поверху, лоджії 1 поверху, тамбури	5		1. Керамогранітна плитка Quadro Decor сіль-перець 300х300 – 25 мм 2. Мастика покрівельна емульсійна емульсійна – 5 мм 3. Праймер бітумний емульсійний 4. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 70 мм 5. З/б плита перекриття	587,40
Сходи, сходові майданчики	6		1. Керамічна плитка Estima Sun Deck 300х300 – 15 мм 2. Мастика покрівельна емульсійна – 5 мм 3. Праймер бітумний емульсійний 4. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 20 мм 5. З/б плита перекриття	18,28

Продовження табл. Б.1.

1	2	3	4	5
Вхідна група ресторану, гарячий цех, ресторан, роздавальна, продуктовий магазин	7		1. Керамогранітна плитка на клею Kutahua 55012905R 60x120 – 25 мм 2. Техноеласт – 5 мм 3. Праймер бітумний емульсійний 4. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 70 мм 5. З/б плита перекриття	896,78
Мала зала, спортзал	8		1. Тавтинг ковролін ITC President – 15 мм 2. Цементно-піщана стяжка армована – 40 мм 3. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 25 мм 4. З/б плита перекриття	503,11
Кімнати відпочинку та приймання їжі, конференц-зал, офіси, переговорні, серверна	9		1. Тавтинг ковролін ITC President фісташковий – 15 мм 2. Цементно-піщана стяжка армована – 40 мм 3. Звукоізоляція – 5 мм 4. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 30 мм 5. З/б плита перекриття	831,45

Продовження табл. Б.1.

1	2	3	4	5
Вентиляційні камери, ІТП, насосна водопостачання, приміщення для обладнання системи пожежогасіння	10		1. Грунт для знепилювання TAIKOR Primer 210 2. Цементно-піщана стяжка армована – 60 мм 3. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 40 мм 4. З/б плита перекриття	461,08
Технічне приміщення 14 поверху, приміщення димовидалення	11		1. Грунт для знепилювання TAIKOR Primer 210 2. Цементно-піщана стяжка армована - 40 мм 3. Звукоізоляція підлоги – 20 мм 4. Цементно-піщана стяжка вирівнювальна – 40 мм 4. З/б плита перекриття	556,36

ДОТАТОК В
ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК

Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стінових огороджувальних конструкцій виконано для кліматичних умов м. Львів [4].

Розрахункові параметри зовнішнього і внутрішнього середовища подано в таблиці В.1, теплотехнічні характеристики матеріалів, що застосовуються в зовнішніх стінах, – у таблиці В.2.

Розрахунок проведено відповідно до вимог [14] і [15].

Схему розташування шарів системи теплоізоляції огороджувальної конструкції наведено на рис. В.1.

Згідно [14], для першої температурної зони мінімально допустиме значення приведеного опору теплопередачі зовнішніх стін житлових та громадських будівель $R_{q\,min} = 4{,}0\ \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Таблиця В.1 – Розрахункові параметри зовнішнього та внутрішнього середовища

Параметри	Од. вим.	Значення параметрів
1. Розрахункове значення температури зовнішнього повітря θ_{ext}	°С	-22
2. Розрахункова середня температура внутрішнього повітря будівлі θ_{int}	°С	+20
3. Коефіцієнт теплообміну внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції h_{si}	Вт/(м^2 ·°С)	8,7
4. Коефіцієнт теплообміну зовнішньої поверхні огороджувальної конструкції h_{se}	Вт/(м^2 ·°С)	12
5. Тривалість опалювального періоду	діб	179
6. Середня температура зовнішнього повітря протягом опалювального періоду	°С	0,4

Таблиця В.2 – Теплотехнічні характеристики стіни із залізобетону із навісною вентильованою фасадною системою

Номер шару	Матеріал	Теплопровідність, λ, Вт/(м·° С)	Щільність матеріалу, γ, кг/м^3	Товщина шару, δ, м
1	Штукатурка	0,76	1950	0,02
2	Залізобетон	1,92	2500	0,38
3	Мінераловатні теплоізоляційні плити "Izovat"	0,045	135	x
4	Вентильований повітряний прошарок	0,17	-	0,05

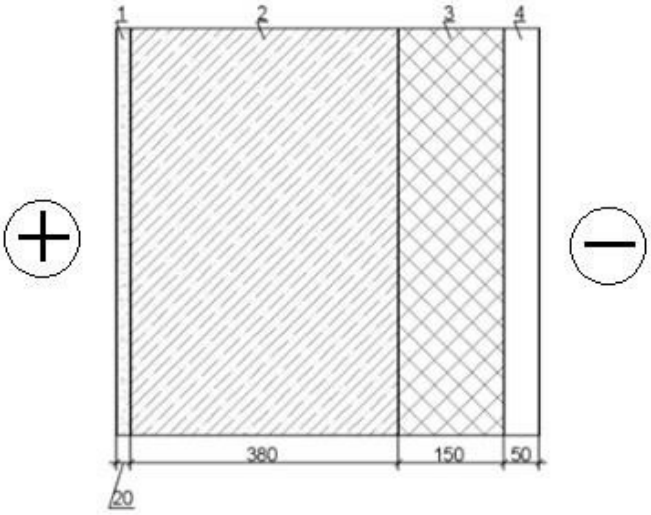


Рисунок В.1 – Схема огороджувальної конструкції зовнішньої стіни

Опір теплопередачі термічно однорідної зовнішньої стіни визначають за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^{l} R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^{l} \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}} \geq R_{q\,min} \qquad (B.1)$$

Виходячи з формули (В.1), знайдемо мінімально необхідну товщину теплоізоляційного шару стінового огородження:

$$\delta_3 = \left(R_{q\,min} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_3 = \left(4 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{1,92} + \frac{0,05}{0,17} + \frac{1}{12} \right) \right) \cdot 0,045 = 0,147 \text{ м}$$

Приймаємо товщину теплоізоляційного шару $\delta_3 = 150$ мм. Тоді $R_\Sigma = 4,05$ м$^2 \cdot$ К/Вт.

Перевіряємо результат за санітарно-гігієнічними вимогами, визначаючи різницю між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні зовнішньої стіни за [15], яка не повинна перевищувати максимально допустимого значення, що для житлових будівель складає $\Delta\theta_{int-si,max} = 4,0$ °C згідно [14].

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_\Sigma h_{si}} \tag{В.2}$$

$$\Delta\theta_{int-si} = \frac{20-(-22)}{4,05 \cdot 8,7} = 1,19\ °\text{C} \quad < \quad 4\ °\text{C}$$, умова виконується.