

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект флористичного центру в Одесі з дослідженням консольної
ферми

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Яржемський Н.А.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Крамар Г.М.

(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 Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

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 Яржемському Назару Андрійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт флористичного центру в Одесі з дослідженням консольної ферми

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна к.т.н., доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1091

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва

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

Архітектурно-будівельний розділ. Розрахунково-конструктивний розділ. Науково-дослідний розділ. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях. Загальні висновки.

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

Плани поверхів. Фасади, розрізи. Конструктивні рішення, вузли, деталі та специфікації до них.

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Яржемський Н. А.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Крамар Г. М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
1.2 Опис прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.....	11
1.3 Опис і обґрунтування використаних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	11
1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	12
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне і штучне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей	13
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист від шуму, вібрації та іншого впливу	13
1.7 Опис рішень зі світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден	14
1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів для об'єктів невиробничого призначення.....	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	16
2.1 Конструктивне рішення	16
2.2 Кліматичні умови.....	17
2.3 Збирання навантажень.....	18
2.3.1 Постійні навантаження.....	18

2.3.2 Корисне навантаження	19
2.3.3 Снігове навантаження	20
2.3.4 Вітрове навантаження	21
2.3.5 Вага конструкції вітражів	23
2.4 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD office 21.1	24
2.4.1 Опис моделі	24
2.4.2 Результати розрахунку	25
2.5 Підбір армування залізобетонних несучих конструкцій	27
2.5.1 Підбір армування монолітних колон	27
2.5.2 Підбір армування монолітного перекриття.....	30
2.5.3 Підбір армування монолітного ядра жорсткості	32
2.6 Розрахунок металевої колони	34
2.7 Фундаменти	39
2.7.1 Вихідні дані для проектування.....	39
2.8 Визначення глибини закладення фундаменту	42
2.9 Проектування пальового фундаменту на забивних палях.....	43
2.9.1 Визначення несучої здатності забивних паль	43
2.9.2 Розрахунок забивної палі за деформаціями	45
2.9.3 Розрахунок навантаження на забивні палі	49
2.9.4 Визначення відмови забивної палі	50
2.10 Проектування пальового фундаменту на буронабивних палях	51
2.10.1 Визначення несучої здатності буронабивних паль	52
2.10.2 Розрахунок буронабивної палі за деформаціями	53
2.11 Техніко-економічне порівняння варіантів паль.....	55
2.12 Армування монолітної фундаментної плити в ПК SCAD	56

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	59
3.1 Варіант 1	59
3.2 Варіант 2	60
3.3 Варіант 3	61
3.4 Порівняння варіантів	62
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	64
4.1 Охорона праці.....	64
4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	64
4.1.2 Розроблені заходи з охорони праці	66
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	68
4.2.1 Законодавча база України	68
4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	68
ВИСНОВКИ.....	73
БІБЛІОГРАФІЯ	75

ВСТУП

Флористика – це не лише мистецтво створення гармонійних композицій із живих рослин, а й важлива частина міської культури, яка сприяє естетичному розвитку суспільства та покращенню якості життя. У сучасному світі флористичні центри стають платформами для поєднання природи і людини, створюючи середовище, яке дарує емоційний комфорт і натхнення. Одеса, як місто із багатою культурною спадщиною та унікальною атмосферою, є ідеальним місцем для реалізації проєкту такого центру. Важливо, щоб флористичний центр відповідав потребам мешканців та гостей міста, пропонуючи широкий спектр послуг – від навчання флористиці до створення ексклюзивних квіткових композицій.

Проєкт флористичного центру в Одесі передбачає розробку архітектурно-просторового рішення, яке поєднає функціональність, естетику та екологічну гармонію. Особлива увага приділяється сучасним тенденціям у дизайні таких об'єктів, які враховують використання натуральних матеріалів, енергозберігаючих технологій та інтеграцію зеленої зони у міське середовище. Реалізація такого центру має потенціал стати вагомим внеском у розвиток місцевої інфраструктури, сприяти популяризації флористики та зміцненню іміджу Одеси як сучасного, прогресивного міста.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. Сучасні міста стикаються з викликами урбанізації, що зумовлює пошук інноваційних рішень для створення комфортного середовища проживання. Одеса, як великий культурний та туристичний центр, має потребу у розвитку інфраструктури, яка сприятиме гармонізації міського простору та задоволенню потреб мешканців і гостей міста. Створення флористичного центру з дослідженням консольної ферми є актуальним напрямом, адже поєднання флористики та новітніх конструктивних технологій відкриває перспективи для розвитку інноваційних підходів у проєктуванні міських об'єктів. Консольні ферми дозволяють оптимізувати простір і забезпечити архітектурну виразність будівлі, що важливо для створення сучасних і функціональних об'єктів.

Розвиток флористики як виду мистецтва та бізнесу має великий потенціал у формуванні екологічної свідомості, популяризації природних матеріалів та інтеграції природних елементів у міське середовище. Проєкт флористичного центру в Одесі сприятиме зміцненню туристичної привабливості міста, стане платформою для навчання, творчості та бізнесу, а також вирішуватиме екологічні та естетичні завдання. Дослідження консольної ферми у цьому контексті дозволить знайти ефективні конструктивні рішення, які забезпечать стійкість, енергозбереження та архітектурну унікальність об'єкта. Таким чином, дана робота є актуальною як з точки зору архітектурного проєктування, так і з позицій розвитку міського середовища та екології.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ ім. І. Пулюя та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Метою кваліфікаційної роботи є розробка проєкту флористичного центру в Одесі з дослідженням консольної ферми.

Для досягнення поставленої мети необхідно виконати наступні **завдання**:

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення флористичного центру;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій флористичного центру відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність консольної металевої ферми громадської будівлі;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є консольна металева ферма громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність та зниження вартості консольної металевої ферми громадської будівлі.

Методи дослідження. У роботі використано моделювання несучих конструкцій будівлі методом скінчених елементів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в комплексному підході до проектування флористичного центру, що поєднує дослідження сучасних архітектурних і конструктивних рішень, зокрема консольної ферми, з функціональними і екологічними вимогами.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування надійних та оптимальних конструкцій для громадських будівель.

Апробація результатів кваліфікаційної роботи виконана на XIII Міжнародні науково-технічні конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 11-12 грудня 2024 року).

Публікації результатів кваліфікаційної роботи виконана на вищезгаданій конференції із публікацією тез доповіді.

Ключові слова: консоль, металева ферма, переміщення, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Проектований об'єкт являє собою триповерхову будівлю із залізобетонним каркасом перших двох поверхів і металевим каркасом третього поверху, який має консоль вильотом 24 м, виконану у вигляді металевої ферми.

У плані об'єкт являє собою прямокутник із розмірами в осях 18х42 м. Розміри консолі в осях 24х18 м. Висота першого і другого поверху становить 3 м, висота консольного поверху становить 4,2 м.

Планувальні рішення приміщень будівлі розроблено з урахуванням [5].

Перший поверх займає магазин букетів. На ньому розташовані головний та евакуаційний виходи, приміщення обслуговуючого персоналу, кімната охорони, складські приміщення, холодильне приміщення, кабінети, приміщення під інженерне обладнання, електрощитова, насосна та інші технічні приміщення.

Другий поверх займає магазин домашніх рослин. На ньому розташовані складські приміщення, приміщення обслуговуючого персоналу, ботанічне приміщення і виставковий хол.

Третій поверх займає зимовий сад. Санвузли розташовані на першому і другому поверхах.

Зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів типу Н2, які є евакуаційними.

Враховуючи унікальність об'єкта капітального будівництва, для забезпечення пожежної безпеки розробляються спеціальні технічні умови (далі - СТУ) з пожежної безпеки. У СТУ розраховуються пожежні ризики та час, який необхідний на евакуацію. Детально описуються шляхи забезпечення пожежної безпеки, проводиться підбір вогнестійких матеріалів і засобів оповіщення та пожежогасіння.

Приміщення мають природне і штучне освітлення. Є можливість наскрізного або кутового провітрювання за рахунок віконних прорізів.

Водостік внутрішній організований на покрівлі будівлі. Рівень відповідальності - підвищений.

Ступінь вогнестійкості - II. Клас конструктивної пожежної небезпеки – СС2.

Технічні рішення, прийняті в робочих кресленнях, відповідають вимогам санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм, що діють на території України і забезпечують безпечну для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта. Вертикальні несучі конструкції першого і другого поверху - монолітні залізобетонні колони, перетином 700х700 мм і ядро жорсткості з товщиною стін 300 мм. Третього поверху - металеві колони 20К2 і ядро жорсткості з товщиною стін 300 мм.

Горизонтальними дисками жорсткості є міжповерхові монолітні плити перекриття, товщина яких становить 200 мм. Зовнішні цегляні стіни товщиною 380 мм. Покриття - Вітражне скління в основній частині будівлі та покриття по профільованому настилу в консольній частині будівлі. Перегородки - цегляні товщиною 120 мм. Сходові майданчики і марші монолітні залізобетонні.

Техніко-економічні показники об'єкта капітального будівництва представлені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники

Поз.	Найменування	Од.вим.	Кіл-ть
1	Площа забудови	м ²	1259,7
	у тому числі: ганків, спусків, прямиків	м ²	58,5
2	Загальна площа будівлі	м ²	2571,94
3	Корисна площа будівлі	м ²	2510,38
4	Розрахункова площа будівлі	м ²	2394,07
5	Будівельний об'єм будівлі	м ³	10686,63
6	Поверховість будівлі	шт	3

1.2 Опис прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва

Об'ємно-просторові та архітектурно-планувальні рішення виконані відповідно до вимог чинних будівельних норм і правил, вимог пожежної безпеки. Об'ємно-просторова композиція обумовлена розташуванням на відведеній ділянці, функціональним призначенням і сучасними тенденціями урбаністики. Архітектурно-художнє рішення гармонійно вписується в існуючу міську забудову.

Прийняті архітектурні та планувальні рішення забезпечують дотримання протипожежних вимог, згідно з нормативною документацією, зокрема шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів і дотримання нормативних відстаней до евакуаційних виходів.

Відповідно до нормативно-правової документації щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва, розміри будівлі задовольняють вимогам.

1.3 Опис і обґрунтування використаних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Зовнішні стіни перших двох поверхів виконано з керамічної повнотілої цегли на розчині М150 завтовшки 380 мм з облицюванням вентильованою навісною системою з клінкерної плитки на металевому решетуванні з оснащенням під утеплювач «Rockwool» завтовшки 90 мм, $\lambda = 0,037 \text{ Вт/}^\circ\text{С}$.

Зовнішнє оздоблення третього поверху виконано у вигляді світлопрозорих фасадів з напівпрозорого скла графітного чорного кольору. Стічно-ригельне скління виконується за допомогою системи профілів.

Вхідна група обладнана пандусом.

Ганки і пандуси облицьовані плиткою для підлоги з нековзною поверхнею.

Металеві конструкції та огорожі з нержавіючої сталі.

Двері зовнішні з алюмінієвих сплавів, колір графітовий чорний.

Вікна - блоки віконні ПВХ, колір графітовий чорний.

Влаштування неексплуатованої плоскої покрівлі відбувається за технологією формування ухилу на покрівлі за допомогою клиноподібних плит. Як утеплювач використовується мінераловатний утеплювач $\lambda=0,036$ Вт/ °С, товщиною 150 мм.

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

Матеріали та вироби, що використовуються під час оздоблення, обумовлені вимогами державних стандартів і мають гігієнічний висновок, виданий органами державної санітарно-епідеміологічної служби, а також мають сертифікати відповідності пожежної безпеки.

Стіни приміщень виконані гладкими і мають оздоблення, що допускає вологе прибирання та дезінфекцію.

Згідно з [10] клас пожежної небезпеки оздоблювальних матеріалів на шляхах евакуації у вестибюлях і сходових клітинах не більше ніж: для стін і стель - КМ2, підлог - КМ3; для загальних коридорів не більше ніж: для стін і стель - КМ3, для підлог - КМ4.

Прийняті оздоблювальні матеріали на шляхах евакуації:

- стеля - Armstrong;

- стіни - фарба;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею. Оздоблювальні матеріали сходової клітки:

- стеля - вогнезахисне покриття;

- стіни - вогнезахисне покриття;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею. Оздоблювальні матеріали приміщень кабінетів і продажу флористики:

- стеля - Armstrong;

- стіни – фарба емульсійна;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею. Оздоблювальні матеріали приміщень службового призначення:

- стеля - Armstrong;
- стіни - акрилова фарба;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею. Оздоблювальні матеріали туалетів і вбиралень:

- стеля - Armstrong;

- стіни - від підлоги до висоти 1 м - керамічна плитка, до стелі - акрилова фарба;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею. Оздоблювальні матеріали інженерних приміщень:

- стеля - акрилова фарба;
- стіни - акрилова фарба ;
- підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне і штучне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Природне освітлення виконано згідно з [3] з урахуванням світлового клімату району будівництва. У фасадному склінні передбачено захист від сонця і перегріву за допомогою технічних пристроїв.

Розміщення громадської будівлі та орієнтація приміщень забезпечує нормативну інсоляцію і нормативний КЕО, що впливають із вимог [3].

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

Необхідний нормативний індекс ізоляції повітряного шуму стін і перегородок становить 45 дБ.

Проектом передбачено цегляні перегородки товщиною 120 мм, з нормативним індексом ізоляції повітряного шуму 47 дБ.

Під час проектування будівлі застосовано планувальні рішення, що забезпечують захист основних приміщень від шуму і вібрації. Приміщення венткамер не розташовані під, над і суміжно з приміщеннями з постійним перебуванням людей. Для усунення шуму вентиляційних установок використовуються шумоглушники та гнучкі вставки, завдяки яким рівень звукового тиску від вентиляційних установок не перевищує нормованих значень.

Герметичність системи фасадного скління забезпечується завдяки термовставкам, спеціальним ущільнювачам і герметизувальним стрічкам.

Внутрішні двері оснащені герметичними притворами.

1.7 Опис рішень зі світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

Для забезпечення безпеки польотів повітряних засобів проведення заходів, що забезпечують світлозагородження об'єкта, не потрібне.

1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів для об'єктів не виробничого призначення

Під час розроблення проектної документації під час ухвалення рішень щодо внутрішнього оздоблення приміщень головним фактором було різноманіття властивостей, які впливають на якість сприйняття людиною колірної гами і навколишнього простору.

У внутрішньому оздобленні приміщень будівлі використовують матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним і протипожежним вимогам.

Для раціонального використання штучного світла і рівномірного освітлення застосовано матеріали і фарби, що створюють матову поверхню з коефіцієнтом відбиття:

- для стін - 0,5-0,7;
- для стелі - 0,7-0,9;
- для підлоги - 0,4-0,5.

Для стін приміщень, орієнтованих на південний бік, застосовують матеріали і фарби неяскарих холодних тонів із коефіцієнтом відбиття 0,7-0,8.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Конструктивне рішення

Проектований об'єкт являє собою будівлю із залізобетонним монолітним каркасом перших двох поверхів і з металевим третім поверхом.

Розмір будівлі в осях 18 х 42 м, розмір консолі 18 х 24 м. Висота першого і другого поверху 3,0 м. Третій поверх висотою 4,2 м.

Вертикальні елементи:

- колони - квадратні залізобетонні монолітні розміром 700х700 мм із бетону класу С35/40;

- колони - двотавр колонний 20К2;

- ядро жорсткості - монолітний залізобетон товщиною 300 мм з бетону класу С30/35.

- стійки трикутних ферм - квадратні труби перетином 110х3;

- розкоси трикутних ферм - квадратні труби перетином 80х3;

- стійки консольних ферм - двотавр колонний 20К1;

- розкоси консольних ферм - 200х8;

- зв'язки в торці консолі - квадратні труби перетином 160х6;

- підкоси під консоллю - двотавр колонний 26К3. Горизонтальні елементи:

- перекриття - монолітне залізобетонне товщиною 200 мм із бетону класу С30/35;

- нижній пояс консольних ферм - двотавр нормальний 80Б2;

- верхній пояс консольних ферм - двотавр нормальний 60Б1;

- нижній пояс трикутних ферм - квадратні труби перетином 110х3;

- верхній пояс трикутних ферм - квадратні труби перетином 200х5;

- балки консолі верхні - двотавр нормальний 18Б2;

- балки консолі нижні - двотавр нормальний 20Б1;

- балки трикутних ферм верхні - двотавр нормальний 18Б2;

- балки трикутних ферм нижні - двотавр нормальний 14Б1;

- зв'язки по верху і низу консолі - квадратні труби перетином 125х3;
- зв'язки по низу трикутних ферм - квадратні труби перетином 90х4 і 140х4.

Зовнішні огорожувальні стіни - цегляні товщиною 380 мм.

Зовнішні стіни третього поверху виконані у вигляді світлопрозорих фасадів ALT F50 з напівпрозорого скла. Стійково-ригельне скління виконується за допомогою системи профілів.

Перегородки внутрішні цегляні товщиною 120 мм.

Розрахунок каркасу проводиться в ПК SCAD. Розрахункова схема наведена на рисунку 2.1.

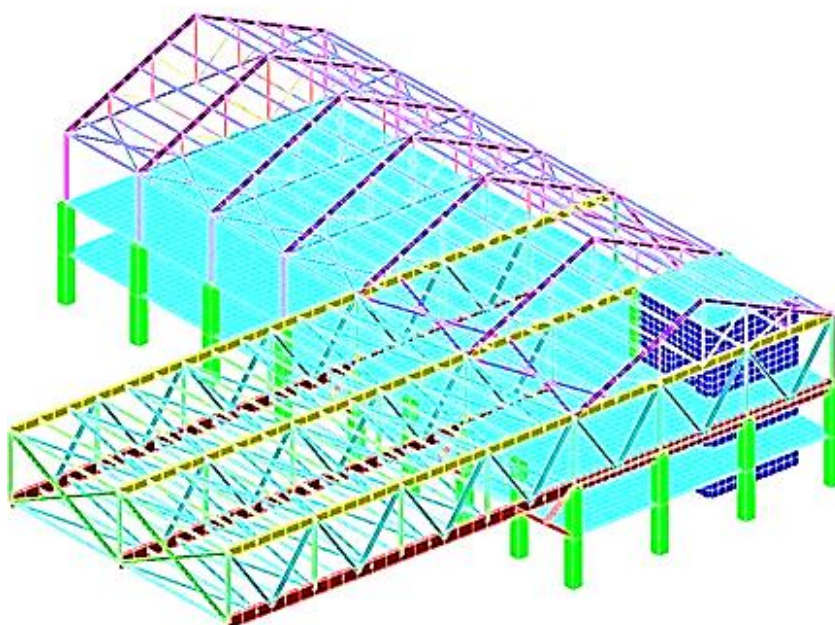


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема в ПК SCAD

2.2 Кліматичні умови

Район будівництва споруди, згідно з [8] характеризується такими даними:

- кліматичний район - III;
- розрахункова температура зовнішнього повітря - мінус 27 °С;
- вітровий район - III;
- сніговий район - III;
- глибина промерзання ґрунтів - 2,1 м;

- розрахункова сейсмічність майданчика будівництва - 7 балів;
- рівень відповідальності – СС2, згідно [7];
- коефіцієнт надійності за призначенням будівлі - 1,1.

2.3 Збирання навантажень

Навантаження на каркас будівлі збираються згідно з [8].

Навантаження поділяються за тривалістю дії на тимчасові, короткочасні, постійні і враховуються в розрахунках у вигляді основного поєднання.

Для розрахунку несучої здатності застосовано - розрахункові навантаження, для розрахунку придатності до нормальної експлуатації використовують нормативні навантаження.

В основному поєднанні:

Короткочасні навантаження:

- $\psi_{t1} = 1$ - для основного за ступенем впливу короткочасного навантаження;
- $\psi_{t2} = 0,9$ - для другого за ступенем впливу короткочасного навантаження;
- $\psi_{t2} = 0,7$ - для решти короткочасних навантажень; Постійні навантаження:
- $\psi = 1$ - для всіх постійних навантажень. Тривалі навантаження:
- $\psi_{11} = 1$ - для всіх тривалих навантажень у запас міцності. Коефіцієнти

надійності:

Для ваги металевих конструкцій $\gamma_f = 1,05$;

Для залізобетонних конструкцій ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$) $\gamma_f = 1,1$.

2.3.1 Постійні навантаження

Власна вага металевих і залізобетонних конструкцій - у програмному комплексі SCAD враховується автоматично.

Інші значення постійних навантажень наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Постійне навантаження

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Вага перегородок	$18 \cdot 0,12 + 18 \cdot 0,03 + 19 \cdot 0,006 = 2,71$	1,1	2,98
Вага скління	0,5	1,3	0,65
Вага підлог	$18 \cdot 0,04 + 13 \cdot 0,01 + 0,25 = 1,1$	1,1	1,21
Вага від покрівлі консольної частини	$0,1 + 1,3 \cdot 0,15 + 0,3 \cdot 0,11 + 0,015 = 0,343$	1,1	0,377
Вага від підлоги консольної частини	$0,064 + 1,15 \cdot 0,15 + 0,036 + 0,1 + 24 \cdot 0,075 + 18 \cdot 0,04 + 13 \cdot 0,006 + 0,25 = 3,22$	1,1	3,54
Вага зовнішніх стін	$18 \cdot 0,38 + 0,9 \cdot 0,09 + 0,12 + 0,15 + 18 \cdot 0,015 + 19 \cdot 0,003 = 7,51$	1,1	8,27

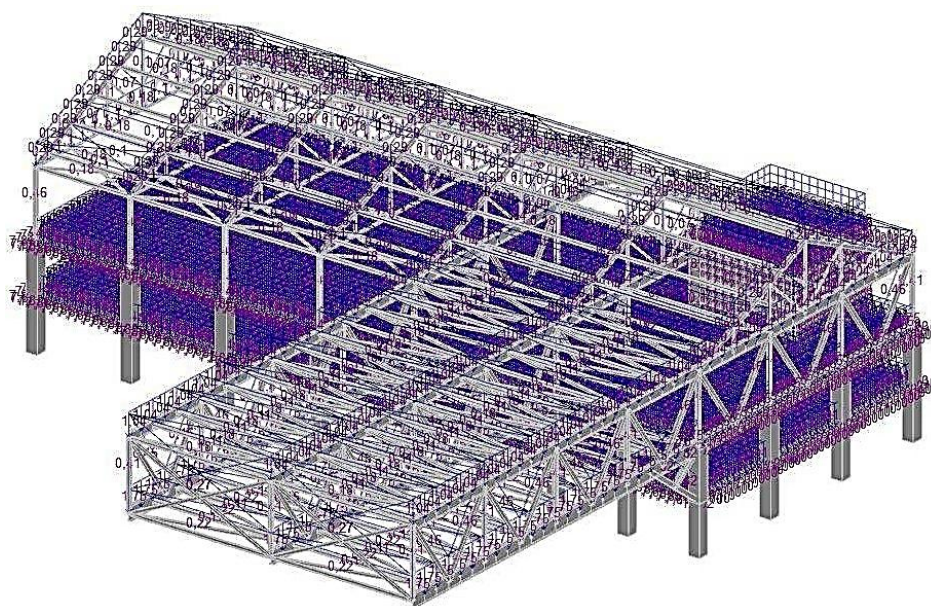


Рисунок 2.2 - Схема прикладання власної ваги конструкцій

2.3.2 Корисне навантаження

До корисного навантаження відносять навантаження від ваги людей і обладнання на міжповерхові перекриття.

Таблиця 2.2 - Корисне навантаження

Приміщення	Нормативне значення P_i , кПа, не менше	Коефіцієнт надійності за навантаження γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Зали виставкові і торгові	4	1,2	4,8
Службові та побутові приміщення	2	1,2	2,4

2.3.3 Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження ведеться за [8].

Нормативне значення снігового навантаження визначаємо за формулою 2.1:

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.1)$$

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів;

c_t - термічний коефіцієнт;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні, кПа.

Для м.Одеса приймаємо $S_g = 1,35$ кПа.

Згідно з [8] для районів із середньою температурою січня мінус 5 °С і нижче за [8] знижене нормативне значення снігового навантаження визначається множенням його нормативного значення на коефіцієнт 0,5. При цьому c_e і c_t приймаються рівними одиниці. Коефіцієнт μ дорівнює 0,75 і 1,25.

Тоді нормативне значення снігового навантаження дорівнюватиме:

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 1,35 \cdot 0,5 = 1,01 \text{ кН/м}^2;$$

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 1,35 \cdot 0,5 = 1,69 \text{ кН/м}^2;$$

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S = S_H - \gamma_f = 1,01 \cdot 1,4 = 1,42 \text{ кН/м}^2;$$

$$S = S_H - \gamma_f = 1,69 \cdot 1,4 = 1,36 \text{ кН/м}^2.$$

Схема розподілу значень снігового навантаження показана на рисунках 2.3 і 2.4.

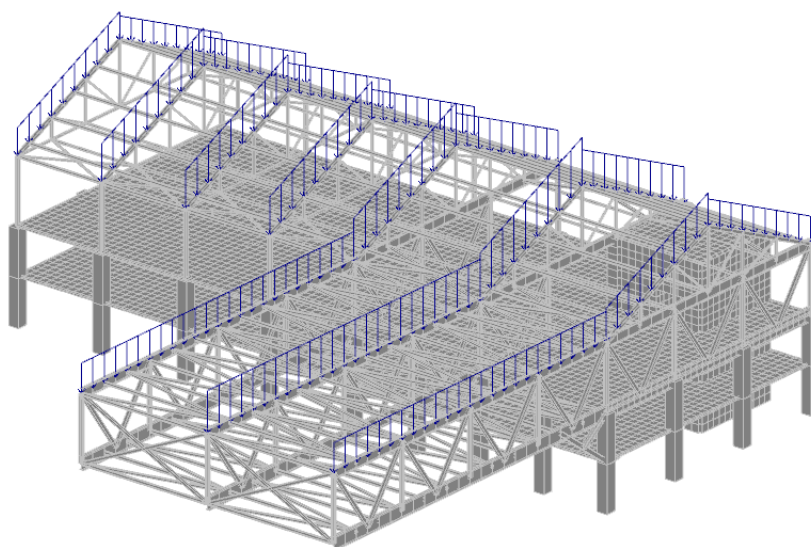


Рисунок 2.3 - Перша схема прикладання снігового навантаження

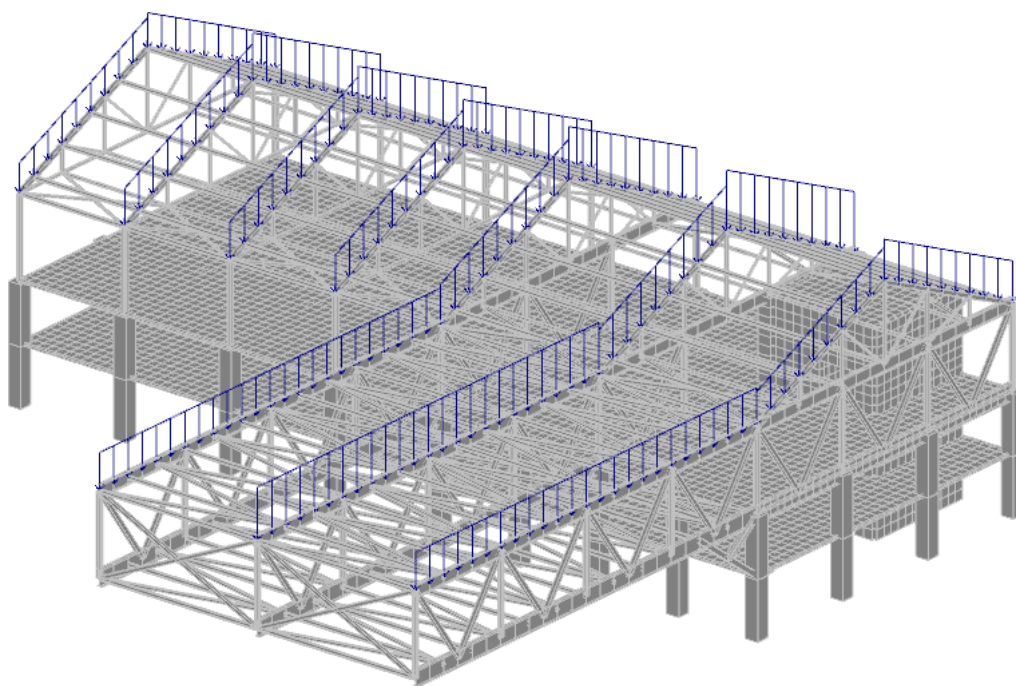


Рисунок 2.4 - Друга схема прикладання снігового навантаження

2.3.4 Вітрове навантаження

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження W_m залежно від еквівалентної висоти z_e над поверхнею землі слід визначати за формулою 2.2.:

$$W_m = W_o - k(z_e) \cdot c, \quad (2.2)$$

де W_o - нормативне значення вітрового тиску [8];

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e [8];

c - аеродинамічний коефіцієнт [8].

Залежно від вітрового району, згідно з [8], приймається нормоване значення вітрового тиску W_o .

Вітровий район приймається згідно з картою [додаток Ж, 8]. Для м.Одеса (III район) $W_o = 0,38 \text{ кН/м}^2$.

Коефіцієнт $k(z_e)$ визначається за [8] залежно від типу місцевості.

Приймаємо тип місцевості В (міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м).

Аеродинамічний коефіцієнт c_e для стін приймаємо за [дод. В.1.2, 8]. Згідно з [додаток В.1.2, 8] для вертикальних стін прямокутних у плані будинків із навітряного боку $c_e = 0,8$, із підвітряного $c_e = -0,5$, для бокових стін відповідної -1, -0,8, -0,5.

Аеродинамічний коефіцієнт c_e для покрівлі приймаємо за [дод.В.1.2, 8].

У таблиці 3.3 подано значення середньої складової вітрового навантаження на стіни W_m , а також значення рівномірно розподіленого навантаження q_w . У таблицях 2.4 і 2.5 подано значення середньої складової вітрового навантаження на покрівлю W_m , а також значення рівномірно розподіленого навантаження q_w .

Таблиця 2.3 - Розрахункові значення середньої складової вітрового навантаження W_m а також значення рівномірно розподіленого навантаження q_w для стін

h, м	W_o , кПа	γ_f	$k(z_e)$	-A	-B	-C,-E	D	-A	-B	-C,-E	D
				W_m , кПа				q_w , кН/м			
3	0,38	1,4	0,5	0,19	0,152	0,095	0,152	0,798	0,638	0,399	0,638
6			0,537	0,204	0,163	0,102	0,163	0,857	0,685	0,428	0,685
10,2			0,633	0,241	0,192	0,12	0,192	1,42	1,129	0,706	1,129

Таблиця 2.4 - Розрахункові значення середньої складової вітрового навантаження W_m а також значення рівномірно розподіленого навантаження q_w для покрівлі

h, м	W_0 , кПа	γ_f	$k(z_e)$	F	G	H	I	J	F	G	H	I	J
				W_m , кПа					q_w , кН/м				
11,1	0,38	1,4	0,654	-0,16	-0,15	-0,06	-0,1	-0,17	-1,38	-1,29	-0,5	-0,83	-1,46
				0,12	0,12	0,08	-0,1	-0,17	-1,04	-1,04	0,67	-0,83	-1,46
14,2			0,725	-0,18	-0,17	-0,07	-0,11	-0,19	-1,53	-1,44	-0,55	-0,92	-1,62
				0,14	0,14	0,09	-0,11	-0,19	1,16	1,16	0,74	-0,92	-1,62

Таблиця 2.5 - Розрахункові значення середньої складової вітрового навантаження W_m а також значення рівномірно розподіленого навантаження q_w для покрівлі

h, м	W_0 , кПа	γ_f	$k(z_e)$	F	G	H	I	F	G	H	I
				W_m , кПа				q_w , кН/м			
12,2	0,38	1,4	0,679	-0,17	-0,16	-0,06	-0,1	-1,43	-1,34	-0,52	-0,86
				0,13	0,13	0,08	-0,1	-1,08	-1,08	0,7	-0,86
14,2			0,725	-0,18	-0,17	-0,07	-0,11	-1,53	-1,44	-0,55	-0,92
				0,14	0,14	0,09	-0,11	1,16	1,16	0,74	-0,92

Значення пульсаційної складової основного вітрового навантаження W_p на еквівалентній висоті z_e задаємо в ПК SCAD.

2.3.5 Вага конструкції вітражів

Навантаження від ваги вітражів приймається як від ваги багатошарового скла $t=20$ мм, збирається з площі вітражів і приводиться з підвищеним коефіцієнтом до несучих конструкцій

$$S_p = 0,5 \cdot (1,1 + 0,2) = 0,65 \text{ кН/м}^2.$$

2.4 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD office 21.1

Розрахунок будівлі виконують у програмному комплексі SCAD office 21.1. Даний комплекс необхідний для реалізації скінченно-елементного моделювання статичних і динамічних розрахункових схем, вибору невідповідних сполучень зусиль, перевірки стійкості, перевірки несучої здатності сталевих конструкцій, а також добору арматури залізобетонних конструкцій.

2.4.1 Опис моделі

За матеріалами, що були подані в розділі архітектурного проектування та інженерно-геологічними умовами майданчика будівництва, було виконано моделювання споруди для визначень зусиль і деформацій, що виникають у несучих елементах. Будівля виконана з лінійних, площинних горизонтальних і вертикальних елементів. Несучий каркас перших двох поверхів - залізобетонний, каркас третього поверху - металевий.

Розрахункова схема споруди являє собою просторову модель, яка зі свого боку складається зі стрижневих і пластинчастих елементів.

У процесі розрахунку розглядалися завантаження на основі п. 2.3 «Збір навантажень».

Під час аналізу для виявлення найбільш несприятливих комбінацій і максимальних зусиль в елементах каркасу задають розрахункові поєднання зусиль.

Необхідно виконати експрес-контроль схеми на предмет помилок і перевірку готовності до розрахунку. Після цього виконується лінійний розрахунок схеми та аналізуються отримані результати.

2.4.2 Результати розрахунку

Зробимо перевірку прискорень. Їхнє значення за [додаток В3, 8], для комфортного перебування людей у будівлі не повинно перевищувати $0,13 \text{ м/с}^2$.

Обираємо найбільш несприятливу комбінацію завантаження, що враховує динаміку, і отримуємо прискорення.

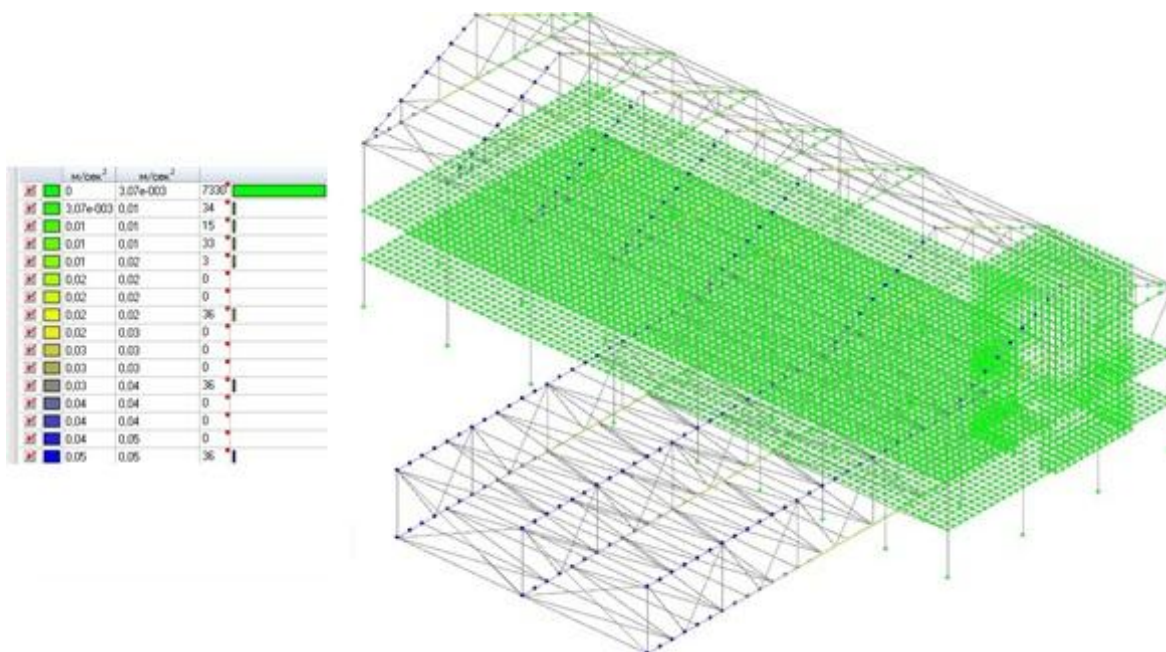


Рисунок 2.5 - Отримані прискорення будівлі від динамічного впливу

Згідно з [8], граничне вертикальне переміщення будівлі визначається за формулою:

$$f = 2 \cdot 1/250 = 2 \cdot 24000/250 = 192 \text{ мм.}$$

Максимальне вертикальне переміщення проєктованої будівлі за найнесприятливішої комбінації завантаження становить 126,51 мм.

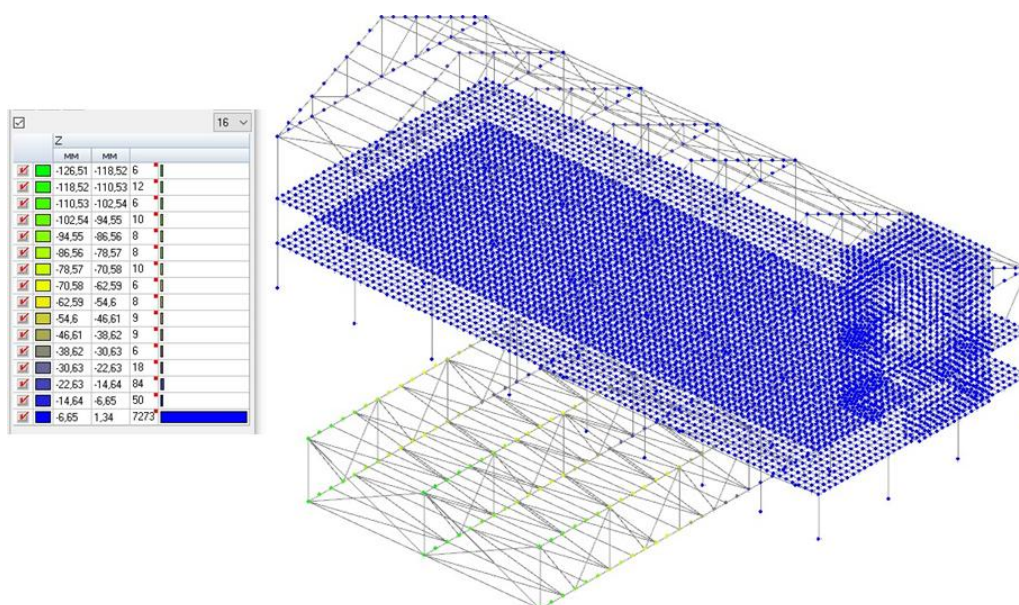


Рисунок 2.6 - Вертикальне переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень по осі Z

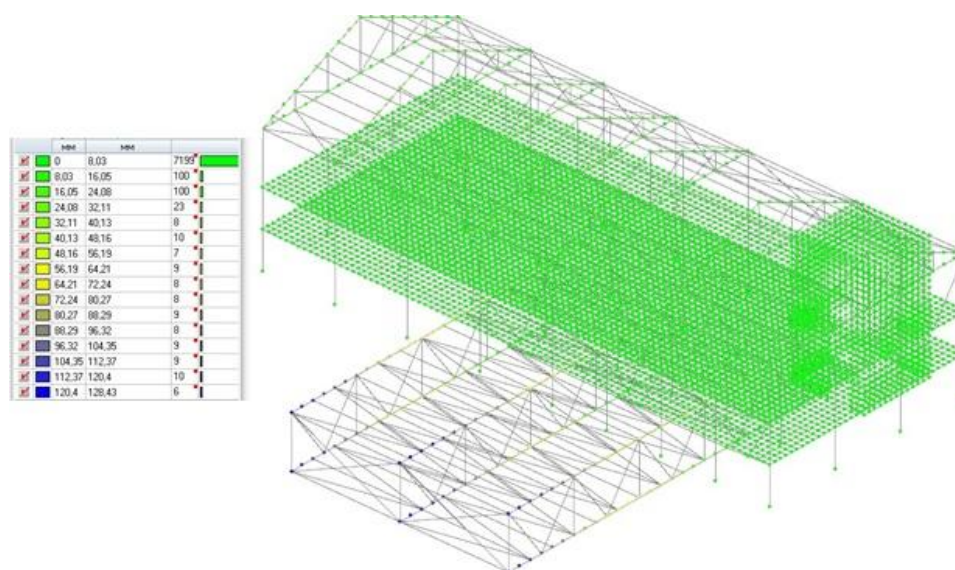


Рисунок 2.7 - Сумарне переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень

Переходимо до створення конструктивних груп елементів і підбору арматури в залізобетонних елементах. Створюються групи армування вертикальних (колони, ядро жорсткості) і горизонтальних (перекриття) пластин, а також групи сталевих конструкцій - вертикальних (стійки, розкоси, металеві колони) і горизонтальних (пояси, зв'язки).

Перевірка підібраних перерізів сталевих конструкцій здійснюється за критичним фактором $K_{\max}$, який не повинен перевищувати 1.

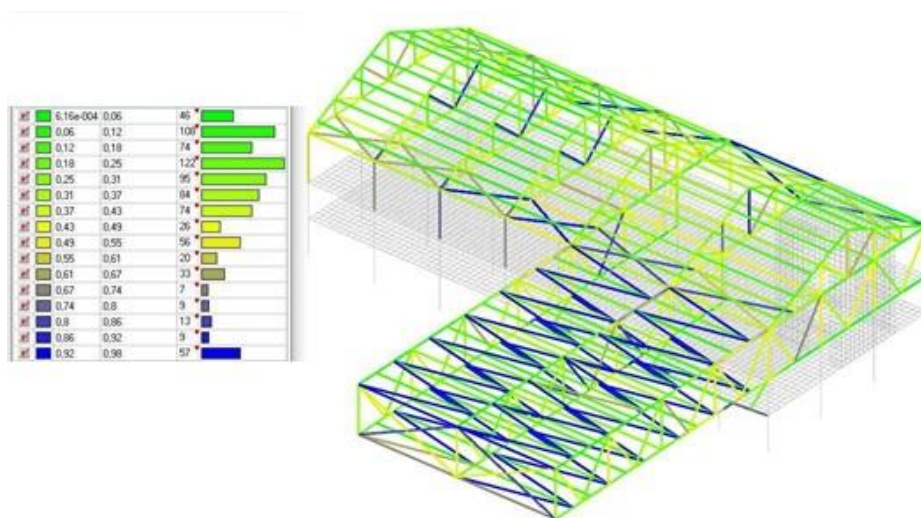


Рисунок 2.8 - Результати експертизи металевих конструкцій

2.5 Підбір армування залізобетонних несучих конструкцій

Під час створення конструктивних груп залізобетонних елементів задають клас поперечної та поздовжньої арматури, мінімальний діаметр, коефіцієнти умов роботи, коефіцієнт вертикального бетонування (для стін = 0,85), обирають клас бетону, марку сталі, а також коефіцієнт надійності та відповідальності будівлі.

За допомогою постпроцесора в ПК SCAD проводимо розрахунок підбору арматури й аналізуємо отримані результати. Розрахунок виконуємо з урахуванням вимог щодо тріщиностійкості.

2.5.1 Підбір армування монолітних колон

Колони проектується з важкого бетону C35/40 перерізом 700x700 мм, як поздовжню розрахункову арматуру застосовують сталеву арматуру класу A500, для поперечного армування - A500.

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD і проводимо експертизу підбраного перерізу, а також за [15].

Відсоток симетричного армування для колон не повинен перевищувати 5%. Значення відсотків симетричного армування наведено на рисунку 2.9, за отриманими результатами видно, що вищесказана умова дотримується.

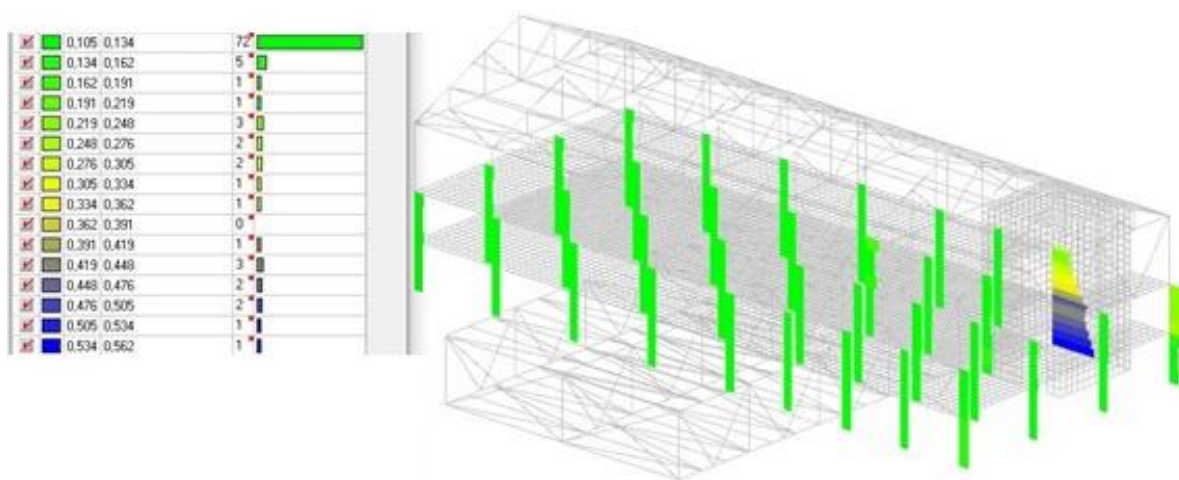


Рисунок 2.9 - Відсоток симетричного армування колон

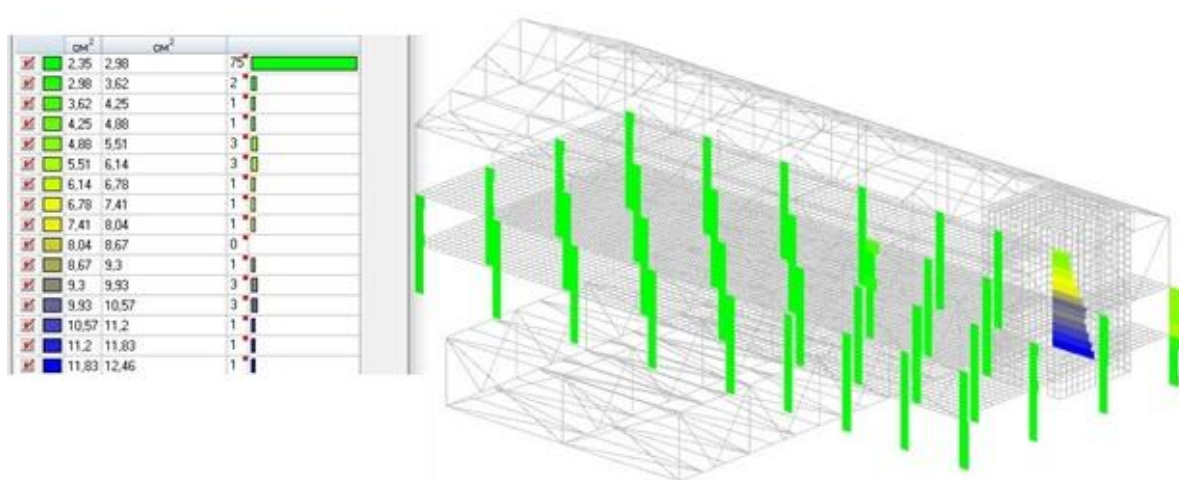


Рисунок 2.10 - Необхідна площа армування колон

Для колон 700x700 мм приймаємо 8 поздовжніх арматурних стрижнів, отже, на одному боці буде розташовано 3 арматурні стрижні. Необхідна площа арматури по одній стороні - 12,46 см². Мінімальна площа перерізу одного стрижня

$$A_{cm} = 12,46/3 = 4,15 \text{ см}^2.$$

За сортаментом арматури приймаємо стрижень Ø25 мм з $A_{cm} = 4,909 \text{ см}^2$.

Мінімальний відсоток армування становитиме:

$$8 \cdot 4,909 \cdot 100 / 4900 = 0,801 > 0,25 - \text{отже, арматуру підібрано правильно.}$$

Перевіримо задане армування в ПК SCAD.3

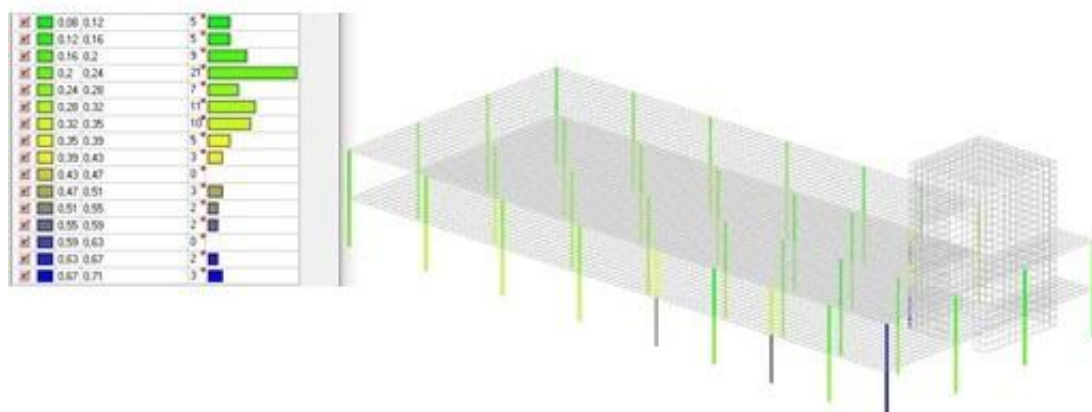
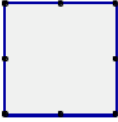


Рисунок 2.11 - Результат експертизи після армування колон

Таблиця 2.7 - Результати експертизи конструктивної групи колони

Арматура		Перетин
S ₁ - 3Ø25S ₂ - 3Ø25S ₃ - 1Ø25		
Результати розрахунку		
Коефіцієнт використання	Перевірка	Перевірено по ДБН
0,56	Міцність за граничним моментом перерізу	п.п. 8.1.8-8.1.14
0,19	Деформації в стиснутому бетоні	п.п. 8.1.20-8.1.30
0,08	Деформації в розтягнутій арматурі	п.п. 8.1.20-8.1.30
0,06	Міцність по похилій смугі між похилими тріщинами	п.п. 8.1.32-8.1.34
0,28	Міцність по похилих перерізах без поперечної арматури	п.п. 8.1.33-8.1.34
0,02	Міцність перерізу при впливі крутного моменту	п.п. 8.1.37
0,02	Опір арматури S1 крутному моменту	
0,02	Опір арматури S1 крутному моменту	
0,02	Опір бічної арматури крутному моменту	
0,71	Опір поперечної арматури SW1 крутному моменту	
0,71	Опір поперечної арматури до крутного моменту SW2 крутному моменту	

Висновок: за підсумками розрахунків було отримано і запроєктовано армування колон. Відсоток використання колони приймаємо рівним 0,56%. Міцність і жорсткість колони забезпечено. Детальний опис армування колон зі схемами розташування робочої та конструктивної арматури представлено в

графічній частині цього розділу. Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони. Крок хомутів 200 мм.

2.5.2 Підбір армування монолітного перекриття

У кваліфікаційній роботі прийнято монолітне залізобетонне безбалкове перекриття товщиною 200 мм. Плита запроектована з бетону С30/35, як поздовжня розрахункова арматура застосовується сталева арматура класу А500, для поперечного армування - А500. Кількість верхньої і нижньої арматури в плиті перекриття встановлено виходячи з діючих зусиль. З метою спрощення і скорочення витрат арматурної сталі прийнято однакову нижню і верхню арматуру плити по всій площі, а біля колон і стін - додаткове армування, яке в сумі з основною (фоновою) арматурою сприймає опорні зусилля в плиті.

Ізополя розподілу необхідної арматури в плиті перекриття представлено на рисунках 2.12-2.15.

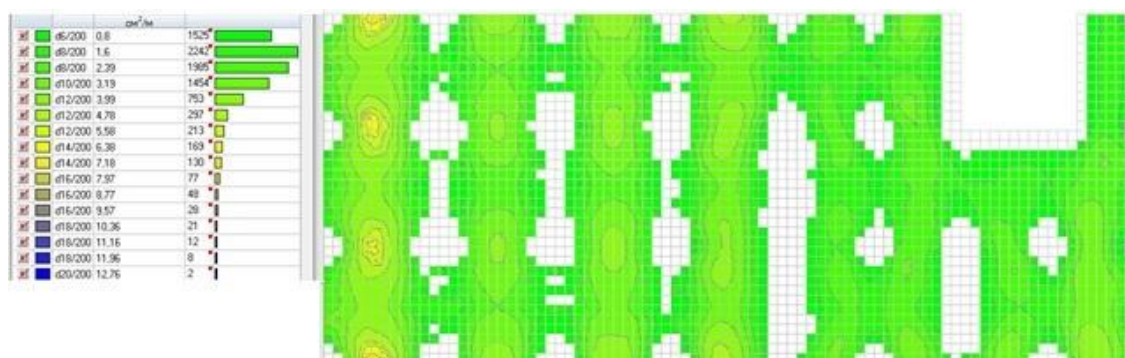


Рисунок 2.12 - Діаметри нижньої арматури по осі X за кроку 200 мм

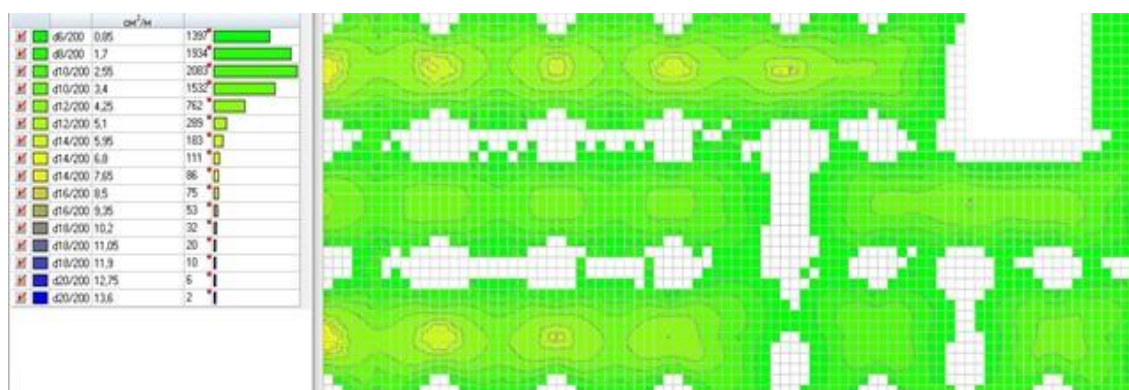


Рисунок 2.13 - Діаметри нижньої арматури по осі Y за кроку 200 мм

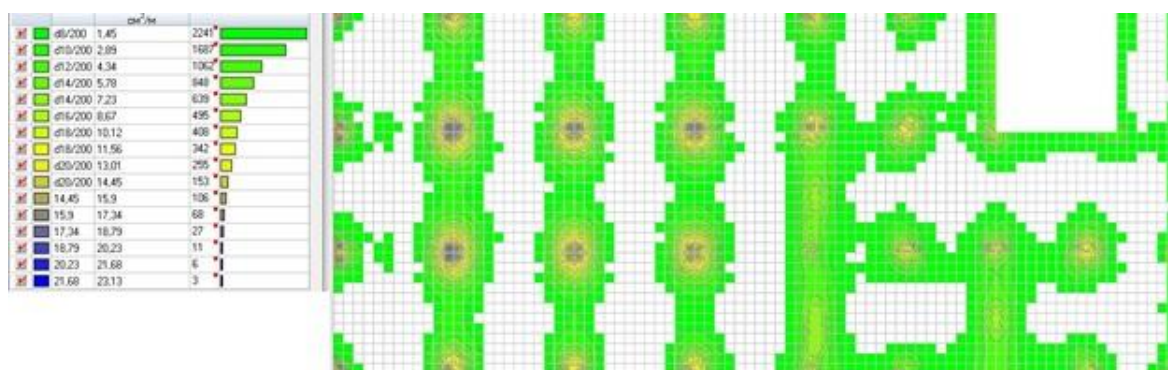


Рисунок 2.14 - Діаметри верхньої арматури по осі X за кроку 200 мм

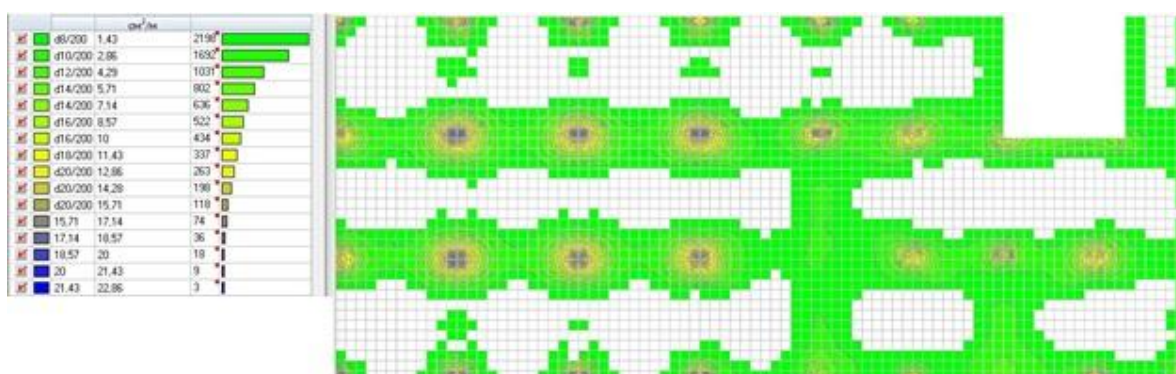


Рисунок 2.15 - Діаметри верхньої арматури по осі Y за кроку 200 мм

Основна нижня робоча арматура в обох напрямках прийнята діаметром 10 мм, верхня - діаметром 10 мм. Додаткову нижню арматуру прийнято діаметром 6-16 мм із кроком 200 мм, верхню - діаметром 10-20 мм із кроком 200 мм.

Поперечна арматура, що встановлюється навколо отворів сходових кліток, яка являє собою П-подібні хомути, забезпечує сприйняття моментів, що крутять, біля краю плити і необхідне анкерування кінцевих ділянок поздовжньої арматури. Деталі встановлюються з кроком фоновому армування.

Таблиця 2.8 - Результати експертизи конструктивної групи плити перекриття

Перевірка	Коефіцієнт використання
Міцність перерізу пластини	0,71
Міцність за поперечною силою Q_x	0,84
Міцність за поперечною силою Q_y	0,94
Короткочасне розкриття тріщин	0,36
Тривале розкриття тріщин	0,48

Схема розташування елементів представлена на аркуші марки КЖ (див. перелік аркушів графічного матеріалу).

Висновок: за підсумками розрахунків було отримано і запроектовано армування монолітного безбалкового перекриття. Відсоток використання приймаємо рівним 0,94%. Міцність і жорсткість перекриття забезпечено. Детальний опис армування представлено в графічній частині цього розділу.

2.5.3 Підбір армування монолітного ядра жорсткості

У проєкті прийнято монолітне залізобетонне ядро жорсткості товщиною 300 мм. Стіни запроектовані з важкого бетону С30/35. Як поздовжню арматуру застосовують сталеву арматуру класу А500, для поперечного армування - А500. Армування стін виконано окремими стрижнями, вертикальна арматура Ø12А500 з кроком 200 мм, горизонтальна арматура - Ø14А500 з кроком 200 мм. Арматура розташована симетрично біля бічних сторін стіни і з'єднана хомутами Ø6 А240. Крок арматури обумовлений запобіганням випинання вертикальних стрижнів і також забезпеченням рівномірного сприйняття зусиль, що діють у стіні. Дверні прорізи обрамляються додатково 5-ма стрижнями Ø12А500 з кроком 50 мм з боків і над прорізом.

Ізополя армування подано на рисунках 2.16-2.17.

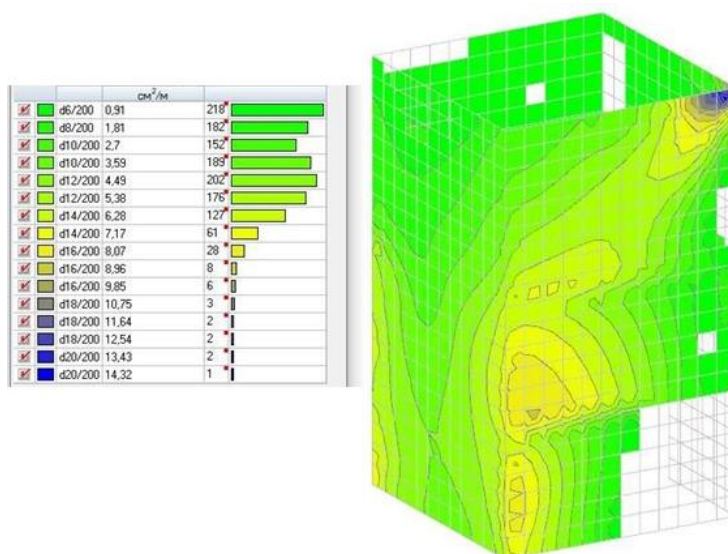


Рисунок 2.16 - Діаметри нижньої арматури по осі X за кроку 200 мм

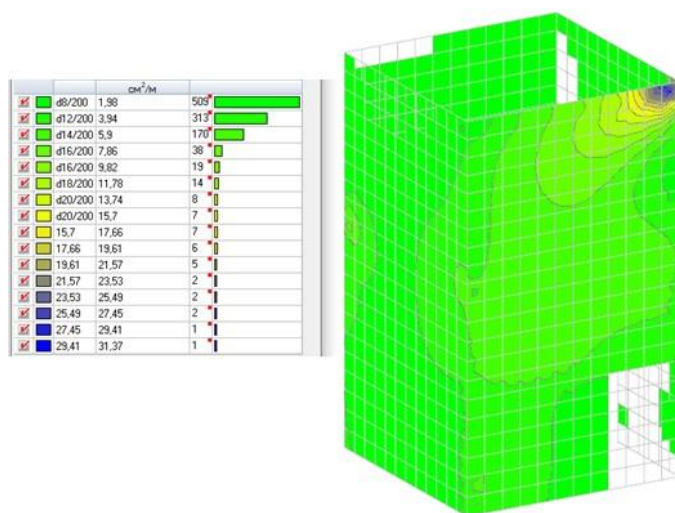


Рисунок 2.17 - Діаметри нижньої арматури по осі Y за кроку 200 мм

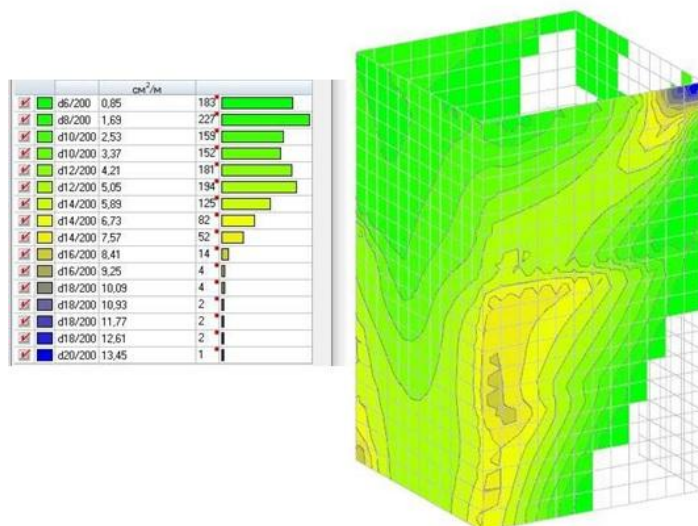


Рисунок 2.18 - Діаметри верхньої арматури по осі X за кроку 200 мм

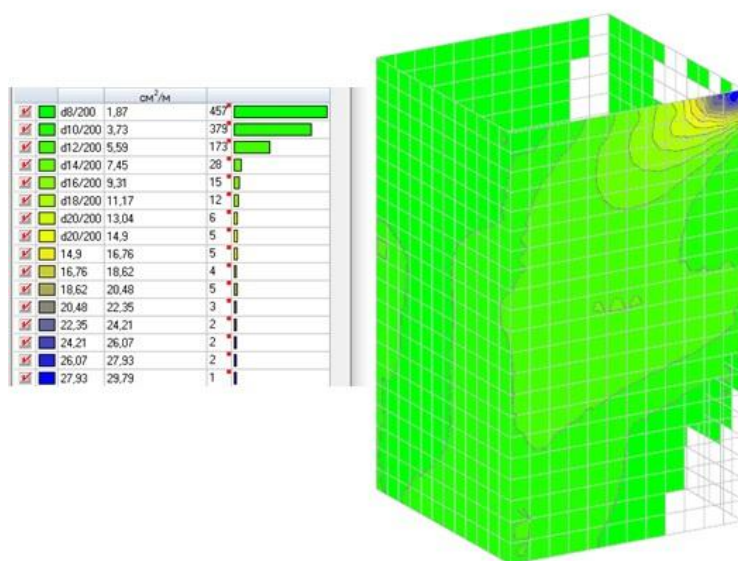


Рисунок 2.19 - Діаметри верхньої арматури по осі Y за кроку 200 мм

Таблиця 2.9 - Результати експертизи конструктивної групи ядро жорсткості

Перевірка	Коефіцієнт використання
Міцність перерізу пластини	0,61
Міцність за поперечною силою Q_x	0,25
Міцність за поперечною силою Q_y	0,97

Висновок: за підсумками розрахунків було отримано і запроектовано армування монолітного ядра жорсткості. Відсоток використання приймаємо рівним 0,97%. Міцність і жорсткість перекриття забезпечено. Детальний опис армування представлено в графічній частині цього розділу.

2.6 Розрахунок металеві колони

Вихідні дані:

- Тип перерізу стрижня колони - двотавр колонний;
- Довжина колони $l=4,2$ м;
- Розрахункові зусилля в колоні, отримані за результатами розрахунку в ПК SCAD: $M=43,13$ кН·м; $N=-161,47$ кН; $Q=-20,79$ кН;
- Матеріал колони - сталь С345, $R_y=340$ Н/мм² при товщині прокату від 2-х до 10 мм включно, $R_{un}=490$ Н/мм²;

Геометричні характеристики перерізу за сортаментом:

$A = 59,7$ см²; $I_x = 4422$ см⁴; $W_x = 447$ см³; $i_x = 8,61$ см; $I_y = 1534$ см⁴; $W_y = 153$ см³; $i_y = 5,07$ см; $S_x = 247$ см³; $h = 198$ мм; $b_f = 200$ мм; $t_f = 11,5$ мм; $t_w = 7$ мм.

Розрахунок на міцність стиснуто-згинальних і розтягнуто-згинальних елементів за напружень $r < 0,5R_s$ і $\sigma = N/A_n > 0,1R_y$ слід виконувати за формулою (2.3).

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1, \quad (2.3)$$

де N , M_x - абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинального моменту за найбільш несприятливого їх поєднання;

n , c_x - коефіцієнти, які приймають згідно з [15]; A_n - площа перерізу двотавра;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

R_y - розрахунковий опір прокату;

$W_{xn.min}$ - момент опору двотавра.

Умова 1:

$$\tau = \frac{QS}{It_w R_s \gamma_c} = \frac{20,79 \cdot 247 \cdot 10^{-9}}{1534 \cdot 0,007 \cdot 174 \cdot 0,95 \cdot 10^{-8}} = 0,289 < 0,5;$$

Умова 2:

$$\sigma = \frac{N}{A_n R_y} = \frac{161,47 \cdot 10^{-3}}{59,7 \cdot 10^{-4} \cdot 340} = 0,079 < 0,1;$$

Умови 1 і 2 виконуються, отже, для розрахунку міцності скористаємося формулою (2.3).

Підставивши значення, отримаємо:

$$\left(\frac{161,47 \cdot 10^{-3}}{59,7 \cdot 10^{-4} \cdot 340 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{43,13 \cdot 10^{-3}}{1,12 \cdot 447 \cdot 10^{-6} \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,3 < 1.$$

Міцність поперечного перерізу колони забезпечено.

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу за [31] слід виконувати за формулою (2.4).

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.4)$$

де φ_e - коефіцієнт стійкості під час стиснення з вигином [табл. Д.3, 31] залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ і наведеного відносного ексцентриситету m_{ef} .

Умовну гнучкість елемента визначаємо за формулою:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,15 \cdot \sqrt{\frac{340}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,4;$$

де λ - гнучкість елемента;

E - модуль пружності сталі.

Гнучкість елемента визначаємо за формулою:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{2,94}{86,1 \cdot 10^{-3}} = 24,15;$$

де l_{ef} - розрахункова довжина елемента;

i_y - радіус інерції перерізу.

Розрахункову довжину елемента визначаємо за формулою :

$$l_{ef} = \mu l = 0,7 \cdot 4,2 = 2,94 \text{ м};$$

де l - довжина розраховуваної колони;

μ - коефіцієнт розрахункової довжини.

Відносний ексцентриситет визначаємо за формулою:

$$m_{ef} = \eta m = 10,42 \cdot 1,2 = 12,5;$$

де η - коефіцієнт впливу форми перерізу;

m - відносний ексцентриситет.

Відносний ексцентриситет визначаємо за формулою:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{32,2}{3465,7} \cdot \frac{175,8 \cdot 10^{-4}}{880 \cdot 10^{-6}} = 10,4;$$

де M, N - розрахункові зусилля в колоні;

W_c - момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

Коефіцієнт стійкості під час стиснення з вигином дорівнює $\varphi_e = 0,114$.

Підставляючи всі знайдені значення у формулу стійкості (2.4)

отримуємо:

$$\frac{161,47}{0,114 \cdot 59,7 \cdot 10^{-4} \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,73 < 1.$$

Отже, стійкість у площині дії моменту забезпечено.

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту за [31] слід виконувати за формулою (2.5).

$$\frac{N}{c\varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.5)$$

де φ_y - коефіцієнт стійкості під час центрального стиснення.

Визначимо відносний ексцентриситет за формулою:

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{43,13}{161,47} \cdot \frac{59,7 \cdot 10^{-4}}{447 \cdot 10^{-6}} = 3,57;$$

де M_x - максимальний момент у межах середньої третини довжини, але не менше половини максимального моменту по довжині колони.

При $m_x \leq 5$:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,828 \cdot 3,57} = 0,25 \leq 1;$$

де α, β - коефіцієнти, що визначаються за [15], залежно від $\bar{\lambda}_y$ і m_x .

Умовну гнучкість елемента з площини дії моменту визначаємо за формулою:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 57,99 \cdot \sqrt{\frac{340}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,35;$$

Гнучкість елемента визначаємо за формулою:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{2,94}{50,7 \cdot 10^{-3}} = 57,99;$$

де l_{ef} - розрахункова довжина елемента;

i_x - радіус інерції перерізу.

Розрахункову довжину елемента визначаємо за формулою:

$$l_{ef} = \mu l = 0,7 \cdot 4,2 = 2,94 \text{ м};$$

де l - довжина розраховуваної колони; μ - коефіцієнт розрахункової довжини.

Коефіцієнт стійкості під час центрального стиснення за [15] дорівнює $\varphi_y = 0,262$.

Підставляючи всі знайдені значення у формулу (2.5) отримуємо:

$$\frac{161,47 \cdot 10^{-3}}{0,828 \cdot 0,262 \cdot 59,7 \cdot 10^{-4} \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,38 < 1.$$

Отже, стійкість із площини дії моменту забезпечена.

Стійкість стінок позацентрово стиснутих елементів слід вважати забезпеченою, якщо умовна гнучкість стінки не перевищує значення граничної умовної гнучкості, що визначається за формулою:

$$\overline{\lambda_{uw}} = \overline{\lambda_{uw1}} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,39^2 = 1,59;$$

Умовну гнучкість стінки визначаємо за формулою:

$$\overline{\lambda_w} = \left(\frac{h_{ef}}{t_w} \right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{198}{7} \sqrt{\frac{340}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,15;$$

Оскільки:

$$\overline{\lambda_w} = 1,15 < \overline{\lambda_{uw}} = 1,59,$$

то місцева стійкість стінки забезпечена.

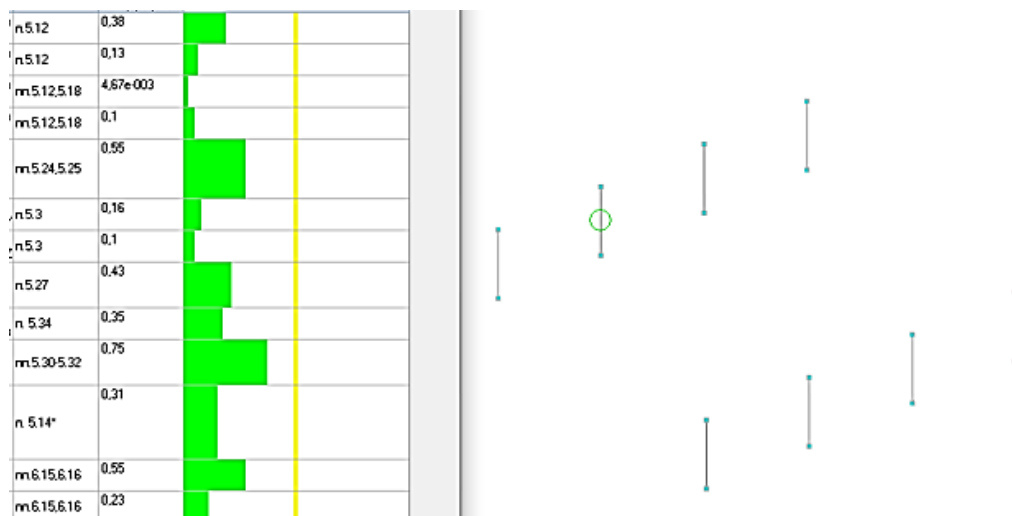


Рисунок 2.20 - Критичні фактори перерізів $K_{\max}$

Порівнюючи результат розрахунку перевірки перерізу колони видно, що за стійкістю в площині дії моменту коефіцієнт використання дорівнює 0,38, а в SCAD $K_{\max}$ під час перевірки стійкості в площині дії моменту 0,43 - розрахунок практично сходиться. Аналогічно практично сходиться розрахунок при перевірці стійкості з площини дії моменту - в ручному рахунку 0,73, в SCAD 0,75. Так само практично сходиться розрахунок під час перевірки гнучкості у ручному рахунку 24% і 58%, у SCAD 0,23 і 0,55. У ручному рахунку похибка могла вийти через округлення значень і неточного підбору коефіцієнтів.

Переконавшись у коректності розрахунків, приймаємо перерізи, підібрані в ПК SCAD.

2.7 Фундаменти

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції та основних розмірів фундаменту, а також у їхньому спільному розрахунку як однієї з частин споруди.

Основа, фундамент і наземна частина конструкції нерозривно пов'язані, впливають один на одного і мають розглядатися як єдина система.

Під час визначення основних розмірів фундаменту і конструктивної схеми необхідно враховувати:

- геологічна будова ґрунту;
- особливості будівельного майданчика;
- умови виконання робіт;
- чинники, що впливають на деформації та стійкість ґрунтів;
- особливості застосування навантажень;
- розміри і конструкцію фундаменту, а також будівлі загалом.

Проектом мають бути передбачені заходи, що не допускають або унеможливають зниження несучої здатності ґрунтів основи, а за необхідності заходи, спрямовані на перетворення будівельних властивостей ґрунту.

2.7.1 Вихідні дані для проектування

Проект передбачає конструювання і розрахунок пальово-плитного фундаменту. У ПК SCAD знаходимо суму реакцій $\sum R_z$ від РСЗ в розрахунковій схемі на вісь Z. Отримана сума реакцій $\sum R_z$ склала 263370,5кН. Приймаємо $\sum R_z = 264000\text{кН}$.

Клас бетону ростверку за міцністю на стиск С20/25.

Район будівництва - м.Одеса .

Інженерно-геологічну колонку представлено на рисунку 2.21.

Геологічну будову вивчено до глибини 15,0 м. У межах майданчика на період вишукувань до глибини 15,0 м водоносний горизонт підземних вод не розкрито.

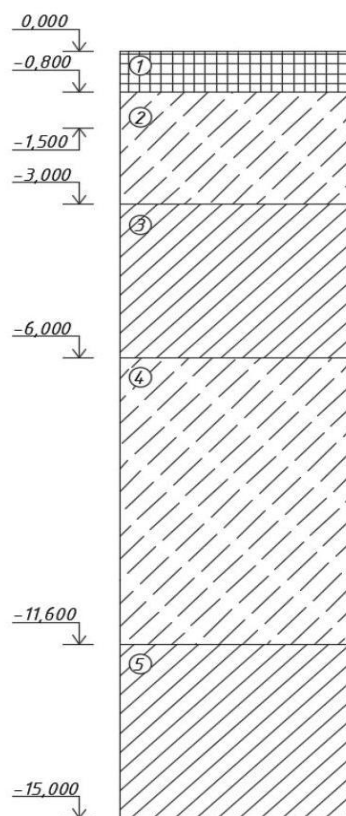


Рисунок 2.21 - Інженерно-геологічний розріз

Потужність насипного ґрунту —0,8 м.

Нижче в межах усього майданчика вишукувань залягає супісок пластичний до глибини 3,0 м. Нижче позначки 3,0 м у межах усього майданчика залягає суглинок напівтвердий непросадочний до глибини 6,0 м. Нижче суглинків у межах усього майданчика до глибини 11,6 м залягає супісок пластичний непросадочний. Нижче до глибини 15,0 м знову залягає суглинок напівтвердий непросадочний.

У лабораторії було визначено такі характеристики: ρ , ρ_s , w , w_L , w_p .

Щільність скелета ґрунту визначається за формулою (2.6).

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} \quad (2.6)$$

де ρ - щільність ґрунту в природному стані, т/м^3 ;

w - вологість ґрунту.

Коефіцієнт пористості визначається за формулою (2.7).

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (2.7)$$

де ρ_s - щільність частинок ґрунту, t/m^3 ;

ρ_d - те саме, що й у формулі (2.6).

Коефіцієнт водонасичення визначається за формулою (2.8).

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} \quad (2.8)$$

де w - те саме, що й у формулі (2.6);

ρ_s - те саме, що й у формулі (2.6);

e - те саме, що й у формулі (2.6);

ρ_w - густина води ($\rho_w = 1$), t/m^3 .

Показник плинності для глинистих ґрунтів визначається за формулою (2.9).

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.9)$$

де W - те саме, що й у формулі (2.6);

W_p - вологість на межі пластичності, t/m^3 ;

W_L - вологість на межі плинності, t/m^3 .

Питома вага ґрунту визначається за формулою (2.10).

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (2.10)$$

де ρ - те саме, що й у формулі (2.6);

g - прискоренні вільного падіння ($g = 10$).

Усі результати з розрахунку зведемо в таблицю 2.10.

Таблиця 2.10 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	h, м	Щільність m/M³			γ кН/ м³	W, д.е	W _L д.е	W _P д.е	e, д.е	I _L , д.е	S _r , д.е	Розрахункові характеристики			R ₀ к Па
		ρ	ρ _s	ρ _d								C _п , кПа	φ, гра θ	E, мПа	
Насипний ґрунт	0,8	1,75	-	-	17,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісь пластична	2,2	1,92	2,7	1,59	19,2	0,21	0,37	0,21	0,70	0,0	0,81	14	25,5	13	25 0
Суглинок напівтвердий	3	1,8	2,7	1,45	18,0	0,24	0,39	0,23	0,86	0,06	0,75	21,7	21,8	13,7	21 8
Супісь пластична	5,6	1,87	2,7	1,58	18,7	0,18	0,41	0,17	0,70	0,04	0,69	14	25,5	13	24 8
Суглинок напівтвердий	3,4	1,85	2,7	1,47	18,5	0,26	0,34	0,24	0,84	0,20	0,84	22,3	22,1	14,3	21 0

2.8 Визначення глибини закладення фундаменту

З огляду на конструктивні міркування приймаємо позначку верху обрізу фундаменту +0.400 від рівня планування.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою (2.11).

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} \quad (2.11)$$

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання супісків (для Одеси), м;

k_n -коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, що дорівнює 0,5 для зовнішніх стін опалювальних будівель із підлогами по ґрунту за середньодобової температури внутрішнього повітря в приміщенні +20°C.

$$d_f = 0,5 \cdot 2,13 = 1,07 \text{ м}$$

Оскільки ґрунтових вод не виявлено, але вони можуть бути нижче позначки -15.000 м, тобто d_w може бути $> d_f + 2$, а супіски завжди є пучинистими ґрунтами, то глибина залягання підосви фундаменту має бути не меншою, ніж d_f .

Остаточно приймаємо глибину закладення підосви фундаменту від рівня планування в супісок пластичний

$$d = 0 + 0,4 - 1,5 = 1,1 \text{ м}, \text{ висота фундаменту } h = 1,5 \text{ м}$$

2.9 Проектування пального фундаменту на забивних палях

Як перший варіант розглянемо забивні палі С120.40 розмірами 400х400 мм із бетону С25/30 за [13].

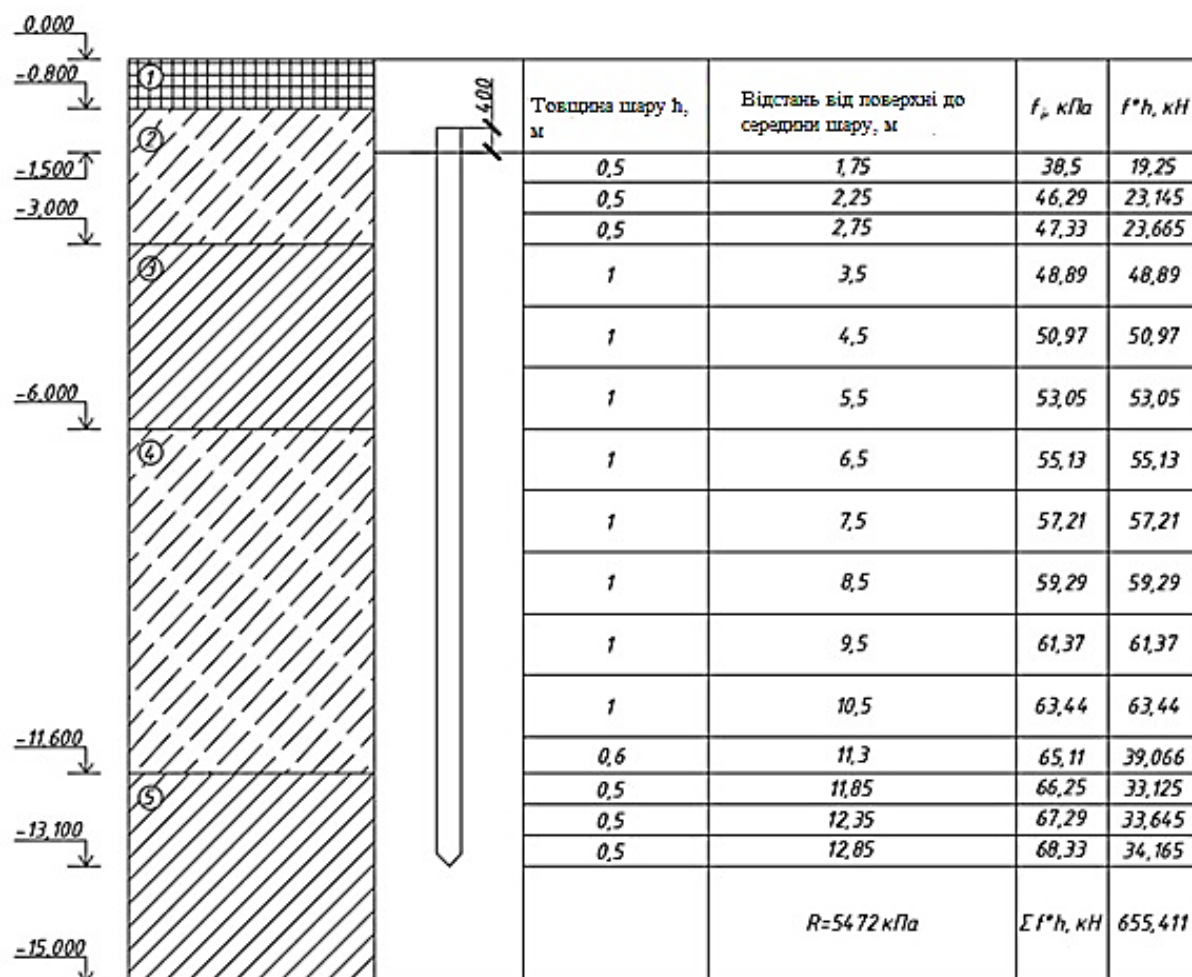


Рисунок 2.22 - Розрахункова схема палі

2.9.1 Визначення несучої здатності забивних палей

Згідно з [п. 7.2.2, 13] несучу здатність F_d висячої забивної палі, що працює на стискаюче навантаження, слід визначати за формулою (2.12):

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + \gamma_{cfu} \sum f_i h_i \right), \quad (2.12)$$

де $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A - площа спирання на ґрунт палі, м²;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

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

$\gamma_{cR} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

$\gamma_{cf} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі.

Визначимо площу перерізу палі за формулою:

$$A = a \cdot a = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2.$$

Знайдемо периметр поперечного перерізу палі за формулою:

$$u = 4a = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ м}.$$

Значення R визначаємо за [табл. 7.2, 13] і f визначаємо за [табл. 7.3, 13].

Обчислимо несучу здатність по ґрунту забивної палі, підставивши отримані значення у формулу 2.12:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 5472 \cdot 0,16 + 1 \cdot 1,6 \cdot 655,411) = 1924,2 \text{ кН}.$$

Згідно з [п. 7.1.11, 13] палю у складі фундаменту і одиночну за несучою здатністю ґрунту основи слід розраховувати виходячи з умови:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (2.13)$$

де N - розрахункове навантаження, що передається на палю;

F_d - несуча здатність палі;

$\gamma_0 = 1$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов при застосуванні пальових фундаментів;

$\gamma_n = 1,1$ - коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди;

$\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності за ґрунтом, якщо несуча здатність палі визначена розрахунком із використанням таблиць зводу правил.

Підставимо отриману несучу здатність забивної палі в умову 2.13:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} = \frac{1 \cdot 1924,2}{1,1 \cdot 1,4} = 1249,5 \text{ кН}.$$

Для визначення кількості паль скористаємося формулою:

$$n_{\min} = \frac{\sum R_z}{N - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}}} = \frac{264000}{1249,5 - 0,9 \cdot 20 \cdot 1,1} = 220 \text{ паль}.$$

де $\sum R_z$ - розрахункове навантаження від сумарних зовнішніх впливів;

N - те саме, що й у формулі (2.13), кН;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

$\gamma_{\text{ср}}$ - середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, кН/м³.

З урахуванням розміщення, прийнято 220 паль, розташованих одна від одної відносно рівномірно, на відстані 1,9 м між осями паль у поздовжньому напрямі та на відстані 1,8 м між осями паль у поперечному напрямі. Розташування паль представлено на рисунку 2.23.

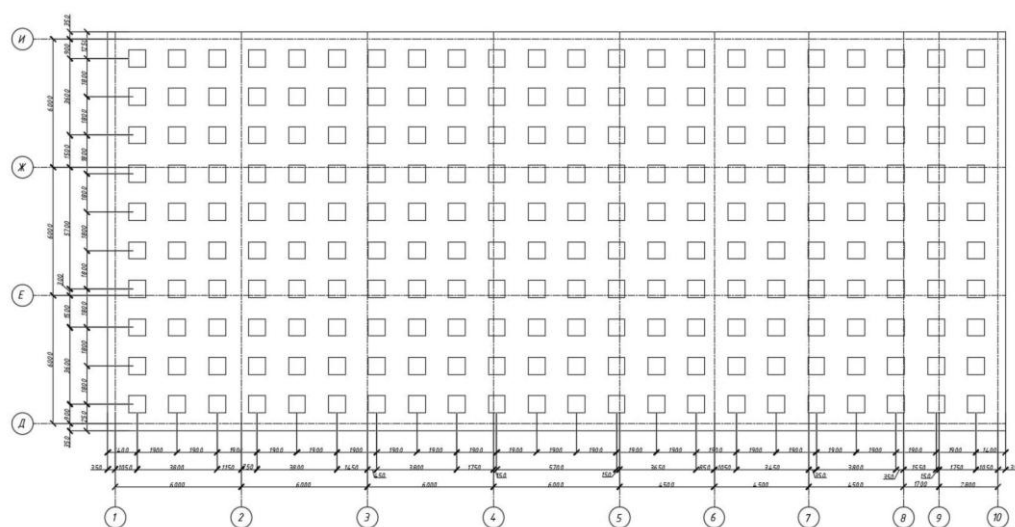


Рисунок 2.23 - Розміщення паль

2.9.2 Розрахунок забивної палі за деформаціями

Згідно з [12] розрахунок осідання для палі s , м, проводиться за формулою (2.14).

$$s = \beta \frac{N}{G_1 \cdot l}, \quad (2.14)$$

де N - вертикальне навантаження, що приймається палею, кН;

G_1 - модуль зсуву, МПа;

l - довжина палі, м;

β - розрахунковий коефіцієнт, який можна обчислити за формулою (2.15):

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi}, \quad (2.15)$$

де β' - коефіцієнт, що відповідає абсолютно жорсткій палі;

α' - коефіцієнт для випадку однорідної основи;

χ - відносна жорсткість палі;

λ_1 - параметр, що представляє збільшення осідання за рахунок стиснення стовбура.

Коефіцієнт β' можна знайти за формулою (2.16):

$$\beta' = 0,17 \ln (k_v G_1 l / G_2 d), \quad (2.16)$$

де k_v - розрахунковий коефіцієнт;

G_1 - те саме, що й у формулі (2.14);

G_2 - модуль зсуву, МПа;

l - те саме, що й у формулі (2.14);

d - діаметр для паль некруглого перерізу, м.

Коефіцієнт k_v визначається за формулою (2.17):

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2, \quad (2.17)$$

де v - коефіцієнт Пуассона.

Коефіцієнт Пуассона дорівнюватиме:

- для супісків і пісків - 0,3;
- суглинків - 0,35;
- глини - 0,42.

Приймаємо коефіцієнт ν рівним 0,34. Підставляючи значення у формулу (2.14), отримуємо:

$$k_\nu = 2,82 - 3,78 \cdot 0,34 + 2,18 \cdot 0,34^2 = 1,782$$

Модуль зсуву G можна визначити за формулою (2.18):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (2.18)$$

де E - модуль деформації;

ν - те саме, що й у формулі (2.17).

Для суглинку:

$$G = \frac{14,3}{2(1 + 0,35)} = 5,3 \text{ МПа}$$

Для супіски:

$$G = \frac{13}{2(1 + 0,3)} = 5 \text{ МПа}$$

Для суглинку:

$$G = \frac{13,7}{2(1 + 0,35)} = 5,07 \text{ МПа}$$

Оскільки коефіцієнт G_1 береться усередненим для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, отримуємо:

$$G_1 = \frac{5,3 + 5 + 5,07 + 5}{4} = 5,09 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт G_2 приймається осередненими в межах від l до $1,5l$ від верху палі. Отже, значення G_2 дорівнює 5,07 МПа.

Оскільки проєктовані палі некруглого перерізу, діаметр палі обчислюється за формулою (2.19):

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (2.19)$$

де A - площа поперечного перерізу палі, м;

π - математична постійна.

Підставляємо значення площі у формулу (2.19) і отримуємо:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16}{3,14}} = 0,452 \text{ м}$$

Підставивши знайдені значення у формулу (2.16), отримуємо:

$$\beta' = 0,17 \ln \left(\frac{1,782 \cdot 5,09 \cdot 12}{5,07 \cdot 0,452} \right) = 0,65$$

Коефіцієнт для випадку однорідної основи α' визначається за формулою (2.20):

$$\alpha' = 0,17 \ln \left(\frac{k_v' l}{d} \right), \quad (2.20)$$

де k_v - те саме, що й у формулі (2.16);

l - те саме, що й у формулі (2.14);

d - те саме, що й у формулі (2.16).

Підставивши знайдені значення у формулу (2.20), отримуємо:

$$\alpha' = 0,17 \ln \left(\frac{1,782 \cdot 12}{0,452} \right) = 0,65.$$

Відносна жорсткість палі χ обчислюється за формулою:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 \cdot l^2} \quad (2.21)$$

де EA - жорсткість стовбура палі на стиск, МН;

l - те саме, що й у формулі (2.14).

Приймаємо значення: $E = 32500 \text{ МПа}$; $A = 0,16 \text{ м}^2$ і підставляємо їх у формулу (2.21):

$$\chi = \frac{32500 \cdot 0,16}{5,09 \cdot 12^2} = 7,09$$

Параметр λ_1 обчислюється за формулою (2.22):

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}} \quad (2.22)$$

де E_A - те саме, що й у формулі (2.21).

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \cdot 7,09^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 7,09^{3/4}} = 0,9$$

Визначаємо розрахунковий коефіцієнт β за формулою (2.15):

$$\beta = \frac{0,65}{0,9} + 0,5 \frac{1 - (0,65/0,65)}{7,09} = 0,73$$

Тоді шукане значення осідання палі можна визначити за формулою (2.14):

$$s = 0,73 \cdot \frac{1235,2}{5,09 \cdot 12} = 14,7 \text{ мм}$$

Осадка одиночної палі дорівнює 14,7 мм, що не перевищує граничного значення.

2.9.3 Розрахунок навантаження на забивні палі

Під час визначення навантаження забивних паль має виконуватися умова (2.23):

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (2.23)$$

де F_d - несуча здатність палі;

γ_k - те саме, що й у формулі (2.13);

$N_{\text{пл}}$ - навантаження на палю, кН, що визначається через формулу (2.24):

$$N_{\text{пл}} = \frac{\sum R_z}{n}, \quad (2.24)$$

де $\sum R_z$ - розрахункове навантаження від сумарних зовнішніх впливів;

n - кількість палей.

$$N_{\text{пл}} = \frac{264000}{220} = 1200 \text{ кН.}$$

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1924,2}{1,4} = 1374,4 \text{ кН.}$$

Навантаження на палю 1200 кН не перевищує допустимого навантаження в 1374,4 кН.

2.9.4 Визначення відмови забивної палі

Перед основним розрахунком необхідно підібрати правильний молот для проєктованої палі. Молот повинен мати мінімальну енергію удару E_h , кДж, що обчислюється за формулою (2.25):

$$E_h = 0,045 N, \quad (2.25)$$

де N - те саме, що й у формулі (2.13).

$$E_h = 0,045 \cdot 1249,5 = 56,23 \text{ кДж.}$$

Для забивання паля прийнято трубчастий дизель молот. Для кожного типу молота має виконуватися умова:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K \quad (2.26)$$

де m_1 - маса молота, т;

m_2 - маса палі та наголовника, т;

m_3 - маса підбабка, т;

$E_d = 0,9 \cdot 24,52 \cdot 3 = 66,2$ кДж - розрахункова енергія удару молота для трубчастого дизель-молота. Значення E_d більше мінімального E_h , отже, підходить для розрахунку;

K - коефіцієнт застосовності, для трубчастого дизель-молота при залізобетонній palі $K = 0,6$.

$$\frac{5,5+4,97+0,1}{66,2} = 0,16, \text{ що менше за коефіцієнт застосовності.}$$

Отже, умова виконується.

Відмова забивної palі визначається за формулою (2.27):

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (2.27)$$

де η - коефіцієнт, для залізобетонної palі приймається рівним 1500 кН/М^2 ;

A - те саме, що й у формулі (2.19);

E_d - те саме, що й у формулі (2.26);

F_d - несуча здатність palі, кН;

ε - коефіцієнт відновлення удару;

m_1 - те саме, що й у формулі (2.26);

m_2 - те саме, що й у формулі (2.26);

m_3 - те саме, що й у формулі (2.26).

$$S_a = \frac{1500 \cdot 0,16 \cdot 66,2}{1924,2 \cdot (1924,2 + 1500 \cdot 0,16)} \cdot \frac{5,5 + 0,2^2(4,97 + 0,1)}{5,5 + 4,97 + 0,1} = 0,0004 \text{ м.}$$

2.10 Проектування пальового фундаменту на буронабивних palях

Як другий варіант розглянемо буронабивні palі діаметром 800 мм і довжиною 12 м з бетону C20/25.

2.10.1 Визначення несучої здатності буронабивних паль

Згідно з [13] несучу здатність F_d буронабивної палі, що працює на стискаюче навантаження, слід визначати за формулою (2.28):

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{RR} R A + \gamma_{Rf} u \sum f_i h_i \right), \quad (2.28)$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A - площа обпирання на ґрунт палі, м²;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

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

$\gamma_{RR} = 1$ - коефіцієнт надійності за опором ґрунту під нижнім кінцем палі;

$\gamma_{Rf} = 0,7$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі.

Визначимо площу перерізу палі за формулою:

$$A = \pi \cdot r^2 = 3,14 \cdot 0,4^2 = 0,502 \text{ м}^2.$$

Знайдемо периметр поперечного перерізу палі за формулою:

$$u = d \cdot \pi = 0,8 \cdot 3,14 = 2,512 \text{ м}.$$

Значення R визначаємо за [13] і f визначаємо за [табл. 7.3, 13].

Обчислимо несучу здатність по ґрунту забивної палі, підставивши отримані значення у формулу 2.28:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1342 \cdot 0,502 + 0,7 \cdot 2,512 \cdot 655,411) = 1826,7 \text{ кН}.$$

Згідно з [13] палю у складі фундаменту й одиночну за несучою здатністю ґрунту основи слід розраховувати виходячи з умови (2.13).

Підставимо отриману несучу здатність забивної палі в умову (2.13):

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} = \frac{1 \cdot 1826,7}{1,1 \cdot 1,4} = 1186,2 \text{ кН}.$$

Для визначення кількості паль скористаємося формулою:

$$n_{\min} = \frac{\sum R_z}{N - 0.9 \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}}} = \frac{264000}{1186,2 - 0,9 \cdot 20 \cdot 1,1} = 228 \text{ паль.}$$

де $\sum R_z$ - розрахункове навантаження від сумарних зовнішніх впливів;

N - те саме, що й у формулі (2.13), кН;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

$\gamma_{\text{ср}}$ - середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, кН/м³.

З урахуванням розстановки, прийнято 230 паль, розташованих рівномірно одна від одної на відстані 1,050 м у світлі. Розташування паль представлено на рисунку 2.24.

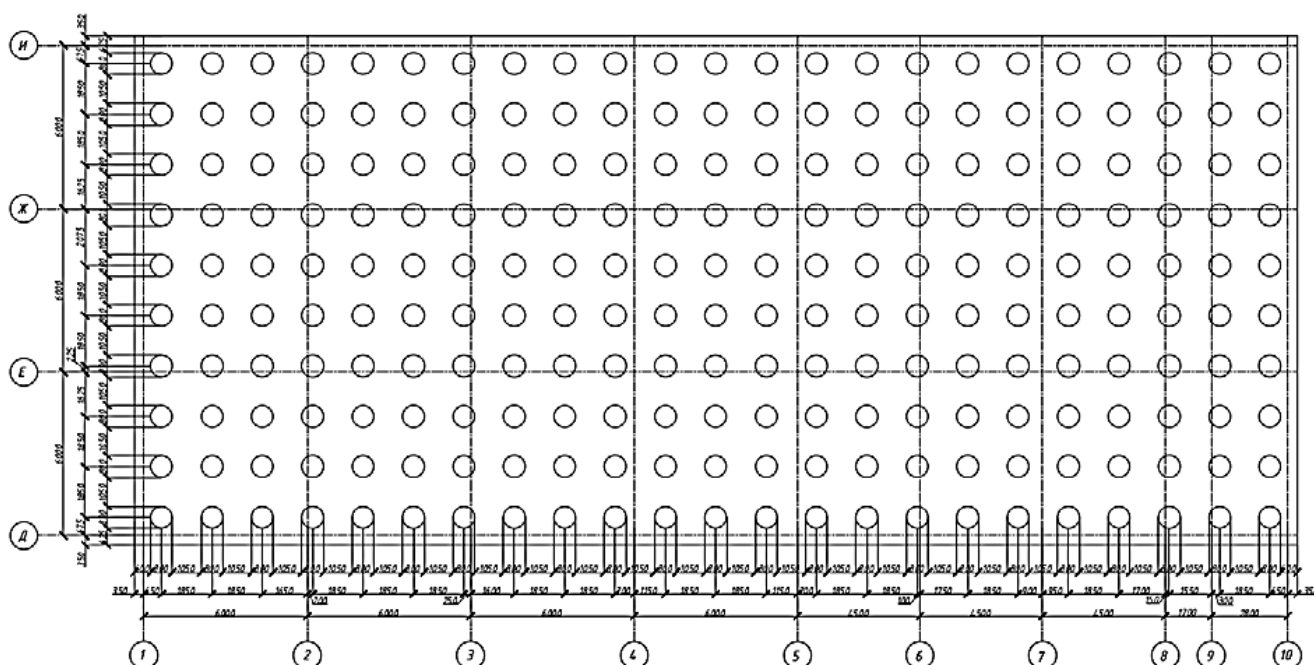


Рисунок 2.24 – Розташування паль

2.10.2 Розрахунок буронабивної палі за деформаціями

Приймаємо коефіцієнт ν рівним 0,34 і знаходимо коефіцієнт k_ν за формулою (2.17):

$$k_\nu = 2,82 - 3,78 \cdot 0,34 + 2,18 \cdot 0,34^2 = 1,782$$

За формулою (2.18) визначаємо модуль зсуву G : Для суглинку:

$$G = \frac{14,3}{2(1 + 0.35)} = 5,3 \text{ МПа}$$

Для супіску:

$$G = \frac{13}{2(1 + 0.3)} = 5 \text{ МПа}$$

Для суглинку:

$$G = \frac{13,7}{2(1 + 0.35)} = 5,07 \text{ МПа}$$

Оскільки коефіцієнт G_1 береться усередненим для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, отримуємо:

$$G_1 = \frac{5,3 + 5 + 5,07 + 5}{4} = 5,09 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт G_2 приймається усередненими в межах від l до $1,5$ від верху палі. Отже, значення G_2 дорівнює $5,07$ МПа. Підставивши знайдені значення у формулу (2.16), отримуємо:

$$\beta' = 0,17 \ln \left(\frac{1,782 \cdot 5,09 \cdot 12}{5,07 \cdot 0,8} \right) = 0,559.$$

Коефіцієнт для випадку однорідної основи α' визначається за формулою (2.20):

$$\alpha' = 0,17 \ln \left(\frac{1,782 \cdot 12}{0,8} \right) = 0,558.$$

Відносна жорсткість палі χ обчислюється за формулою (2.21).

Приймаємо значення: $E=32500$ МПа; $A=0,5024$ м² і підставляємо їх у формулу (2.21):

$$\chi = \frac{32500 \cdot 0,5024}{5,09 \cdot 12^2} = 22,26.$$

Параметр λ_1 обчислюється за формулою (2.22):

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \cdot 22,26^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 22,26^{3/4}} = 0,96.$$

Визначаємо розрахунковий коефіцієнт β за формулою (2.15):

$$\beta = \frac{0,559}{0,96} + 0,5 \frac{1 - (0,559/0,558)}{22,26} = 0,58.$$

Тоді шукане значення осідання палі можна визначити за формулою (2.14):

$$s = 0,58 \cdot \frac{1167,6}{5,09 \cdot 12} = 11,2 \cdot \text{мм}$$

Осідання одиночної палі дорівнює 11,2 мм, що не перевищує граничного значення за [12].

2.11 Техніко-економічне порівняння варіантів паль

Підрахунок обсягів робіт, вартості та трудовитрат для варіантного проєктування представлено в таблицях 2.11, 2.12.

Таблиця 2.11 - Вартість і трудомісткість зведення забивних паль

Найменування робіт	Об'єм робіт		Вартість, грн.		Трудомісткість, люд.-год	
	Од.вим.	Кіл-ть	На од.	На об'єм	На од.	На об'єм
Вартість паль	шт.	220	2408,28	529821,6	-	-
Занурення паль довжиною 12 м	м ³	422,4	545,99	230626,2	3,98	1681,1
Зрубівання паль площею перерізу понад 0,1 м ²	1 паля	220	86,35	18997	1,65	363
Разом:				779444,8	Разом:	2044,1

Таблиця 2.12 - Вартість і трудомісткість зведення буронабивних паль

Найменування робіт	Об'єм робіт		Вартість, грн.		Трудомісткість, люд.-год	
	Од.вим.	Кіл-ть	На од.	На об'єм	На од.	На об'єм
Влаштування залізобетонних буронабивних паль у ґрунті 2-ї групи, довжина паль до 12 м	м ³	1385,5	1612,38	2233984,7	7,97	3366,5
Каркаси арматурні	т	84,6	7457,1	630870,7	-	-
Разом:				2864855,4	Разом:	3366,5

За підсумками техніко-економічного розрахунку варіантів, варіант із забивними палями в 1,6 раза менш трудомісткий і в 3,5 рази економічніший, ніж варіант із буронабивними палями. На основі отриманих показників приймаємо варіант із забивними палями.

2.12 Армування монолітної фундаментної плити в ПК SCAD

У розрахунковій моделі SCAD нижнім вузлам паль задаються зв'язки кінцевої жорсткості.

Жорсткість паль визначається за формулою (2.29):

жорсткістю:

$$c = \frac{N}{S} \quad (2.29)$$

де N - допустиме навантаження на палю, кН;

S - осідання палі від допустимого навантаження, м.

Зв'язки кінцевої жорсткості задаються з такою жорсткістю:

X	85000	кН/м
Y	85000	кН/м
Z	85000	кН/м
U_x	0	кН*м/рад
U_y	0	кН*м/рад
U_z	0	кН*м/рад

Рисунок 2.25 - Зв'язки кінцевої жорсткості

У результаті розрахунку отримуємо необхідні діаметри арматури за напрямками X і Y для нижніх і верхніх граней плити. Результати представлено на рисунках 2.26-2.29.

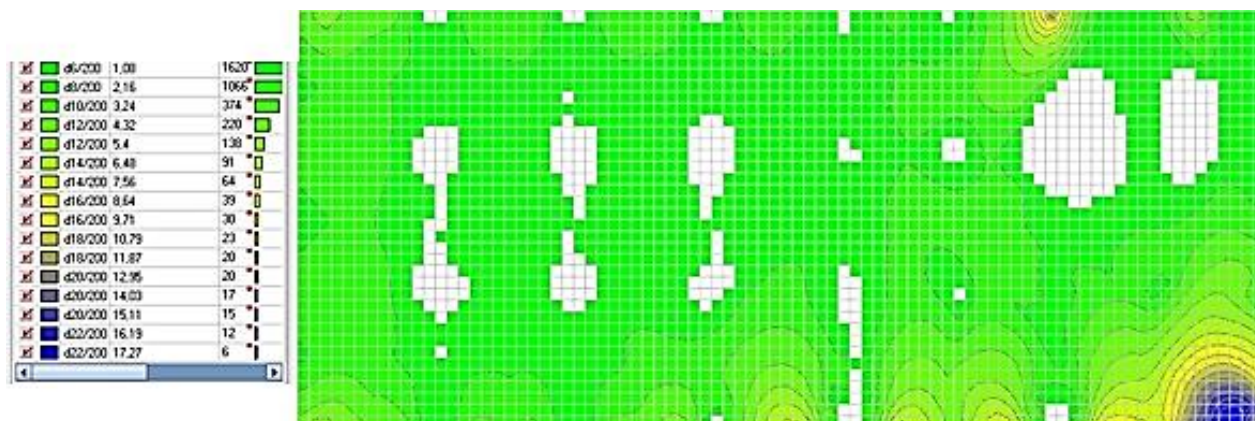


Рисунок 2.26 - Необходимі діаметри нижньої арматури у напрямку X

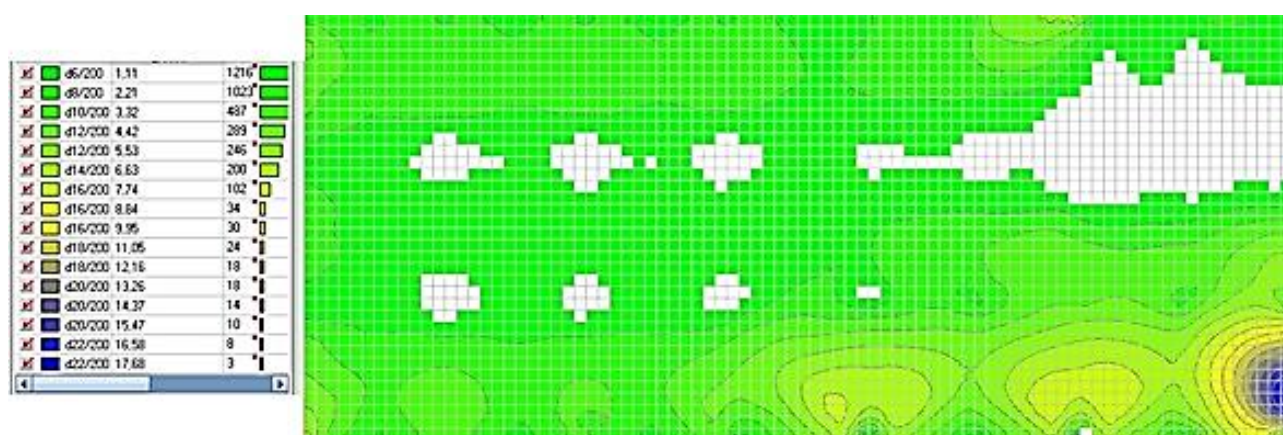


Рисунок 2.27 - Необходимі діаметри нижньої арматури у напрямку Y

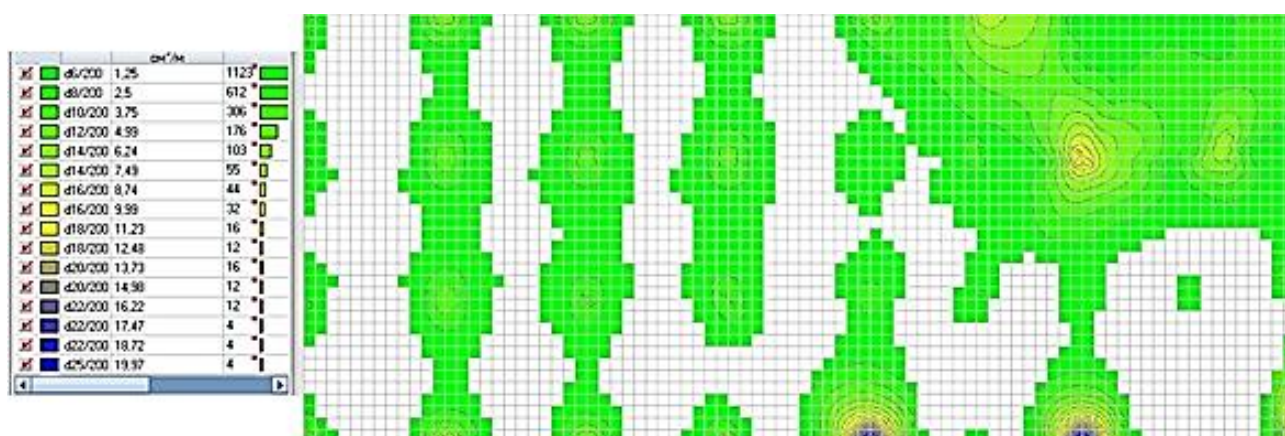


Рисунок 2.28 - Необходимі діаметри верхньої арматури за напрямком X

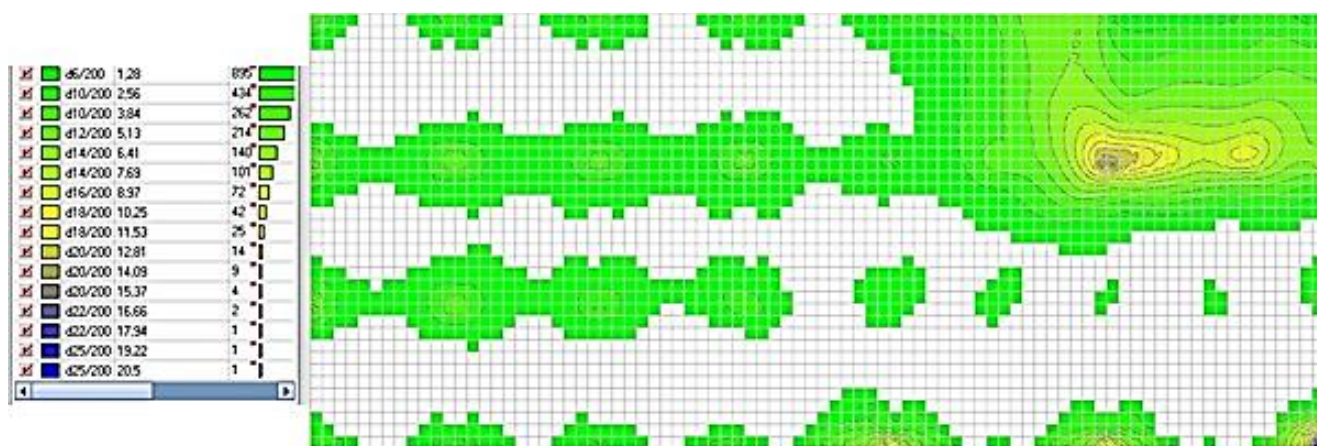


Рисунок 2.29 - Необхідні діаметри верхньої арматури за напрямком Y

Нижнє армування фундаментної плити виконується арматурними стрижнями Ø12 A500 з кроком 200 мм. У місцях обпирання стін і колон укладаються додаткові підсилювальні сітки з арматурних стрижнів Ø10-18 A500 з кроком 200 мм.

Верхнє армування фундаментної плити виконується арматурними стрижнями Ø12 A500 з кроком 200 мм. У місцях відсутності обпирання стін і колон укладають додаткові підсилювальні сітки з арматурних стрижнів Ø10-20 A500 з кроком 200 мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На даному етапі необхідно дослідити кілька варіантів основної несучої конструкції будівлі (в даному випадку - ферми консолі), зробити спрощений розрахунок, і за результатами розрахунку, економічного обґрунтування та низки непрямих ознак зробити вибір найоптимальнішого варіанту.

У рамках кваліфікаційної роботи було ухвалено рішення провести варіантне проектування консольних ферм.

3.1 Варіант 1

У першому варіанті розглядається влаштування несучих конструкцій консолі у вигляді ферми з трикутними V-подібними ґратами і підкосу. Під час розрахунку в ПК SCAD були отримані такі перерізи:

- нижній пояс - двотавр балковий 80Б2;
- верхній пояс - двотавр балочний 60Б1;
- стійки - двотавр колонний 20К1;
- розкоси - прямокутні труби 200х8;
- підкоси - двотавр колонний 26К3.

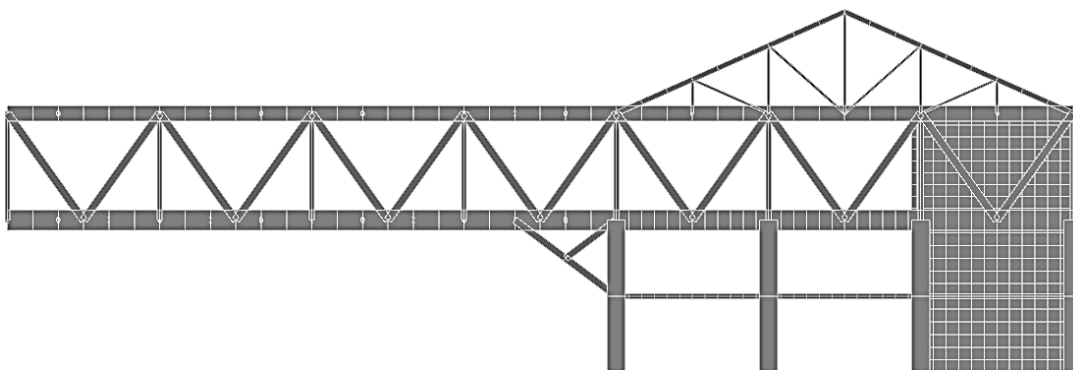


Рисунок 3.1 - Геометрична схема варіанту №1

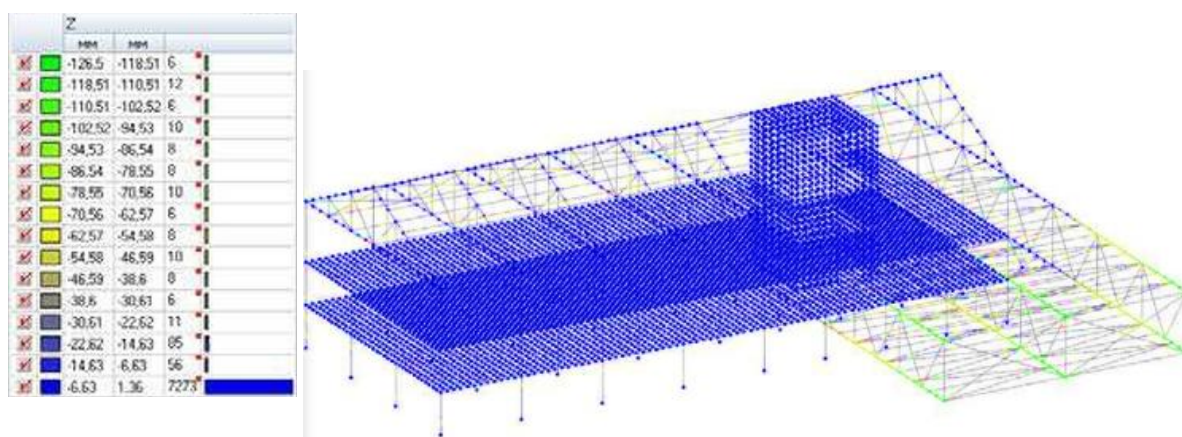


Рисунок 3.2 - Вертикальні переміщення варіанту №1

3.2 Варіант 2

У другому варіанті розглядається влаштування несучих конструкцій консолі у вигляді ферми з трикутними Л-подібними ґратами і підкосу. Під час розрахунку в ПК SCAD були отримані такі перерізи:

- нижній пояс - двотавр балковий 100Б3;
- верхній пояс - двотавр балковий 60Б1;
- стійки - двотавр колонний 20К1;
- розкоси - прямокутні труби 200х9;
- підкоси - двотавр колонний 26К3.

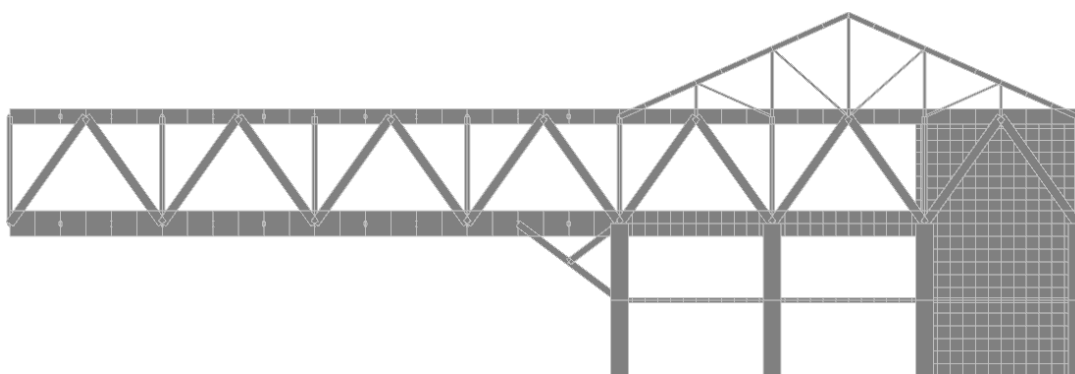


Рисунок 3.3 - Геометрична схема варіанту №2

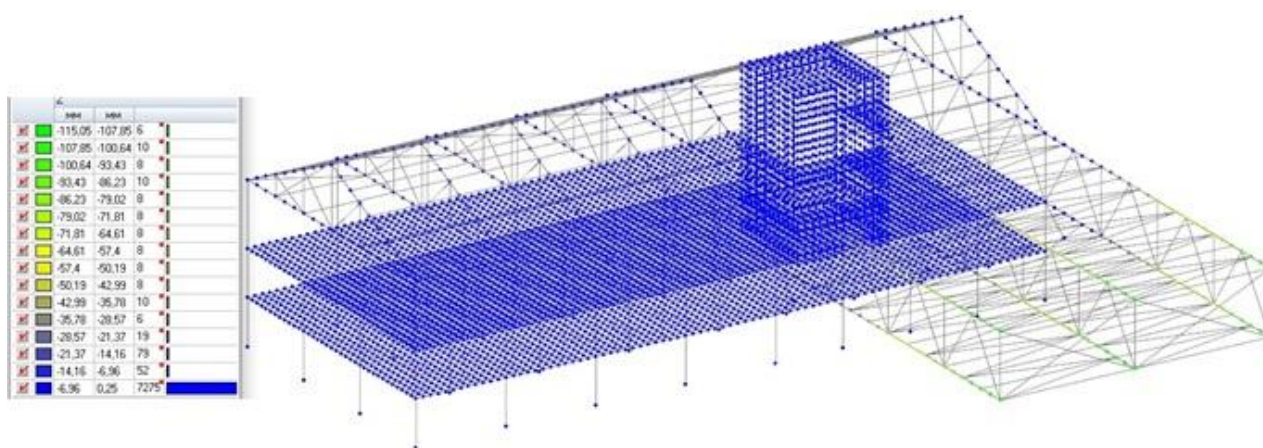


Рисунок 3.4 - Вертикальні переміщення варіанту №2

3.3 Варіант 3

У третьому варіанті розглядається влаштування несучих конструкцій консолі у вигляді ферми з трикутною Л-подібною решіткою без підкосу. Під час розрахунку в ПК SCAD було отримано такі перерізи:

- нижній пояс - двотавр балковий 100Б4;
- верхній пояс - двотавр балковий 70Б2;
- стійки - двотавр колонний 20К1;
- розкоси - прямокутні труби 300х8.

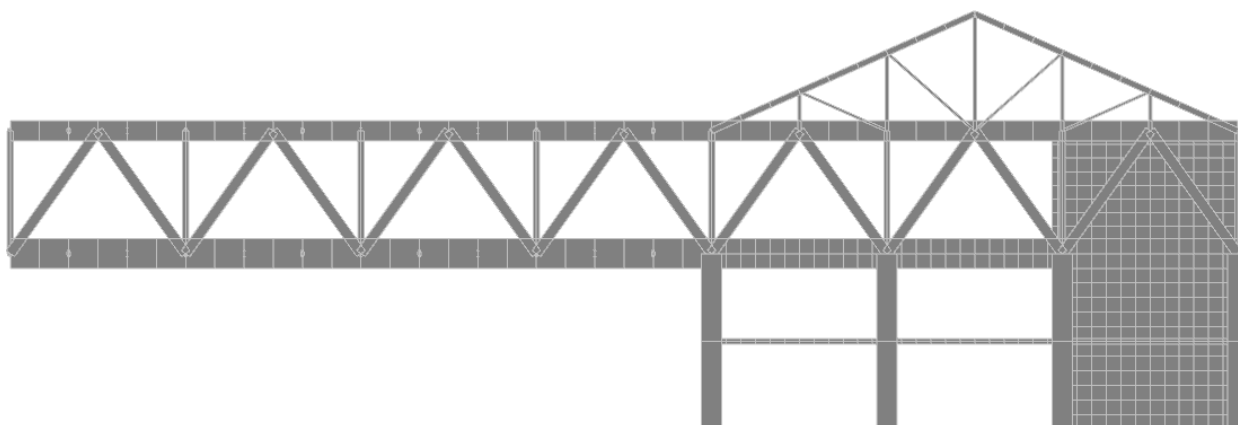


Рисунок 3.5 - Геометрична схема варіанту №3

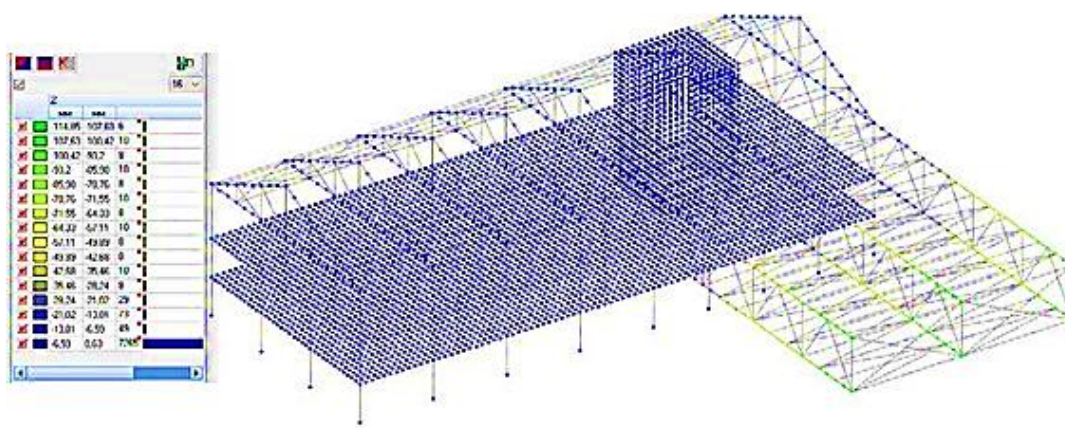


Рисунок 3.6 - Вертикальні переміщення варіанту №3

3.4 Порівняння варіантів

Порівняння варіантів проводиться на основі обчислення техніко-економічних показників. Для цього необхідно визначити обсяг матеріалу на несучі конструкції і трудовитрати на їх зведення.

Результати витрат сталі на несучі конструкції представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 2.1 - Витрати сталі на несучі конструкції

Профіль	Маса п.м., кг	Довжина, м	Маса елемента, кг	Кількість ел.	Всього, т
1	2	3	4	5	6
Варіант 1					
80Б2	177,9	6	1067,4	18	19,2
60Б1	106,2	6	637,2	21	13,4
20К1	41,5	2,8	116,2	22	2,6
200x8	46,5	3,9	181,35	36	6,5
26К3	83,1	6,5	540,15	3	1,6
Всього на несучу конструкцію					43,3
Варіант 2					
100Б3	285,7	6	1714,2	18	30,8
60Б1	106,2	6	637,2	21	13,4
20К1	41,5	2,6	107,9	22	2,4
200x9	51,8	3,7	191,66	36	6,9
26К3	83,1	6,5	540,15	3	1,6
Всього на несучу конструкцію					55,1
Варіант 3					
100Б4	314,5	6	1887	18	34
70Б2	144,2	6	865,2	21	18,2
20К1	41,5	2,5	103,75	22	2,3
300x8	71,6	3,7	264,92	36	9,5
Всього на несучу конструкцію					64

Як техніко-економічний аналіз буде наведено порівняння трудомісткості монтажу металевих конструкцій консолі.

Зведемо результати розрахунків усіх варіантів конструкцій у таблицю 3.2.

Таблиця 3.2 - Загальні результати

Найменування показників	Од.вим.	Варіанти конструкції		
		Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Вертикальне переміщення	мм	126,5	115,05	114,85
Обсяг витрат сталі на конструкції консольної частини	т	43,3	55,1	64
Обсяг трудовитрат на монтаж	люд.-год.	26,1	32,6	37

Вертикальні переміщення каркасу варіанту 3 є найменшими, але при цьому відрізняються від перших двох варіантів незначно. За трудомісткістю і трудовитратами найоптимальнішим є варіант 1.

Аналізуючи таблицю 3.2 і підібрані перерізи елементів у ПК SCAD, для подальшого проєктування приймаємо варіант 1 - влаштування опорних конструкцій консолі у вигляді ферми з трикутними V-подібними ґратами і підкосом.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

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

Основні законодавчі та нормативні акти:

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

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 [22] під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглої до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Організація виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам:

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

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

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку та сигналізації. Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

Відповідальність за дотримання вимог безпеки під час експлуатації машин, електро- та пневмоінструменту, а також технологічного оснащення покладається:

- за технічний стан машин, інструменту, технологічного оснащення включно із засобами захисту – на організацію (особу), на балансі (у власності) якої вони знаходяться, а у разі їх передачі у тимчасове користування (оренду) – на організацію (особу), визначену договором;
- за безпечне виконання робіт – на організації, які виконують роботи.

Перед початком виконання робіт у місцях, де діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори, не пов'язані з характером виконуваної роботи, відповідальний виконавець робіт повинен видати наряд-допуск на виконання робіт підвищеної небезпеки. Наряд-допуск видається на строк, необхідний для виконання запланованого обсягу робіт. У разі виникнення в процесі виконання робіт небезпечних або шкідливих виробничих факторів, не передбачених нарядом-допуском, роботи необхідно припинити, наряд-допуск анулювати і поновити роботи тільки після видачі нового наряду-допуску. У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення

важких речей жінками (наказ МОЗ України від 10.12.1993 № 241) і Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці жінок (наказ МОЗ України від 29.12.1993 № 256).

У разі залучення до трудового процесу підлітків необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей неповнолітніми (наказ МОЗ України від 22.03.1996 № 59) і вимог Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці неповнолітніх (наказ МОЗ України від 31.03.1994 №46). Допуск на будівельний майданчик сторонніх осіб або працівників, що не зайняті на роботах на даній території, а також осіб, що перебувають у стані алкогольного, токсичного або наркотичного сп'яніння – забороняється. Особи, що перебувають на території будівельного майданчика, у виробничих приміщеннях, на робочих місцях і ділянках робіт, зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку даної організації.

4.1.2 Розроблені заходи з охорони праці

Склад і зміст рішень з безпеки праці визначено відповідно до [22-32]. Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є:

- робота будівельних машин і механізмів;
 - робота з електроінструментом;
 - роботи з транспортування та складування будівельних вантажів;
- небезпека виникнення пожежі;
- шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

В організації має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці, що включають такі рівні та форми проведення контролю:

- постійний контроль працівниками справності обладнання, пристроїв, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорожень,

- захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці;
- періодичний оперативний контроль, який проводять керівники робіт і підрозділів згідно з їхніми посадовими обов'язками;
- вибірковий контроль стану умов та охорони праці в підрозділах, що проводиться службою охорони праці згідно із затвердженими планами.

Роботодавці зобов'язані перед допуском працівників до роботи, а надалі періодично в установлені строки і в установленому порядку проводити навчання і перевірку знань правил охорони і безпеки праці з урахуванням їх посадових інструкцій або інструкцій з охорони праці. При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вживати заходів до їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та інформувати посадову особу. У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходи щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечувати евакуацію людей у безпечне місце.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

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

4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [27].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;
- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направлення основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.
- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦО з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стає горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ВИСНОВКИ

В Архітектурно-будівельному розділі розроблено архітектурно-планувальні рішення для флористичного центру в Одесі. Запропоновано триповерхову будівлю, яка відповідає сучасним функціональним, естетичним і екологічним вимогам. Особлива увага приділена зручності для користувачів, забезпеченню природного і штучного освітлення, а також відповідності протипожежним, санітарно-гігієнічним і будівельним нормам. Окремо розглянуто використання консольної ферми для створення архітектурно виразного третього поверху, що інтегрує зимовий сад у загальну концепцію центру.

В розділі 2 «Розрахунково-конструктивний» проведено комплексний розрахунок несучих конструкцій будівлі, зокрема консольної металеві ферми, за допомогою методу скінченних елементів у програмному комплексі SCAD Office. Встановлено, що прийняті конструктивні рішення забезпечують надійність і стійкість будівлі під дією розрахункових навантажень. Проведено аналіз переміщень і деформацій, які знаходяться в межах допустимих значень. Визначено оптимальні параметри армування залізобетонних конструкцій і профілів металевих елементів.

В науково-дослідному розділі досліджено поведінку консольної ферми під дією різних видів навантажень, зокрема вітрових, снігових і експлуатаційних. Проаналізовано вплив параметрів ферми на її деформативність і несучу здатність. На основі моделювання визначено оптимальні геометричні та матеріальні характеристики конструкції, які забезпечують мінімальні переміщення при дотриманні нормативів міцності. Результати дослідження показали, що запропоноване рішення консольної ферми є ефективним і може бути застосоване для громадських будівель.

В розділі 4 проведено аналіз безпеки під час будівництва та експлуатації будівлі. Запропоновано заходи для зниження ризиків під час монтажу консольної ферми, а також розроблено план евакуації та рекомендації щодо протипожежного захисту.

Робота комплексно вирішує питання проектування флористичного центру, поєднуючи сучасні архітектурні та конструктивні підходи з науковими дослідженнями. Використання консольної ферми дозволило створити естетично привабливу, функціональну й економічно вигідну будівлю. Науково-дослідний розділ підтвердив ефективність запропонованих конструктивних рішень, що мають високий потенціал для застосування в сучасному міському середовищі.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1996. 46 с.
5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва
11. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"
12. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
14. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
15. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
16. Ковальчук, Ярослав Олексійович, Наталія Ярославівна Шингера, and Ярослав Леонідович Швед. "Дослідження деформаційної поведінки зварної будівельної ферми при температурному впливі." Матеріали VI Міжнародної студентської науково-технічної конференції „Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання “ (2023): 261-262.
17. Ясній, В. П.; Будз, в. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій, 2023, 1.36: 105-114.
18. Ясній, П. В., Михайлишин, М. С., Пиндус, Ю. І., & Гудь, М. І. (2019). Розрахунок власних коливань циліндричних оболонок із алюмінієвого сплаву. Фізико-хімічна механіка матеріалів, (55,№ 4), 42-46.
19. ТКАЧЕНКО, М. І.; ВАСЮРИНА, Д. Д.; КРАМАР, Галина Михайлівна. Моделювання роботи просторових будівельних конструкцій. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “, 2023, 71-71.
20. Shved, Y., Kovalchuk, Y., Bodrova, L., Kramar, H., & Shynhera, N. (2022). Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles. Procedia Structural Integrity, 36, 10-16.
21. Mykhailo, Hud. "Analysis of the influence of horizontal ties on the buckling of the bottom of a floating pool." Procedia Structural Integrity 59 (2024): 617-621.
22. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.
23. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид.

офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

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

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

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

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

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

29. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “* (2022): 93-94.

30. Луців, М. В., et al. "Конструктивні особливості рамно каркасних промислових будівель." *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “* (2023): 101-101.

31. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль : ТНТУ, 2021. — 127 с.

32. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.

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

34. 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.