

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 офісного центру в Хмельницьку із дослідженням роботи
каркасу

Виконала: студентка 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності _____

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Поліщук О. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Бодрова Л. Г.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Чубик В.Ф.

(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 Поліщук Оксані Валеріївній

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт офісного центру в Хмельницьку із дослідженням
роботи каркасу

Керівник роботи Бодрова Людмила Гордіївна, к.т.н. доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1093

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Місце розташування об'єкту.

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

Архітектурно будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, науково дослідний
розділ, охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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)

Поліщук О.В.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Бодрова Л.Г.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Дані про район і ділянку будівництва.....	8
1.2 Обґрунтування прийнятих архітектурно-планувальних рішень.....	9
1.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень для забезпечення енергетичної ефективності будівлі.....	9
1.4 Опис та обґрунтування використаних конструктивних рішень композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	10
1.5 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	11
1.6 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	11
1.7 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	12
1.8 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів.....	12
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	13
2.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкту.....	13
2.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта.....	13
2.3 Опис і обґрунтування конструктивних і технічних рішень, включно з їхніми просторовими схемами, прийнятими під час виконання розрахунків будівельних конструкцій.....	14

2.4 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд об'єкта капітального будівництва.....	15
2.4.1 Загальні положення.....	15
2.4.2 Розрахункова схема.....	15
2.5 Збір навантажень	16
2.5.1 Постійні навантаження	16
2.5.2 Корисне навантаження	20
2.5.3 Снігове навантаження.....	20
2.5.4 Вітрове навантаження.....	23
2.6 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD	29
2.7 Результати розрахунку	29
2.8 Верифікація розрахунку ПК SCAD.....	33
2.9 Розрахунок і конструювання колон трубчастого перерізу	33
2.9.1 Розрахунок балки Б1	38
2.9.2 Розрахунок розтягнутого розкосу	40
2.9.3 Розрахунок залізобетонного перекриття	41
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	46
3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	46
3.2 Проектування пальового фундаменту із забивних паль	47
3.2.1 Вибір висоти ростверку і довжини палі	47
3.2.2 Визначення несучої здатності палі.....	48
3.2.3 Визначення числа паль у ростверку.....	50
3.2.4 Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності.....	52
3.2.5 Розрахунок на продавлювання ростверку підколонником	54
3.2.5 Розрахунок ростверку на вигин і визначення перерізу арматури.....	57
3.2.6 Вибір висоти ростверку і довжини буронабивної палі	59
3.2.7 Визначення несучої здатності палі.....	60
3.2.8 Визначення числа паль у ростверку	60
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	62

4.1 Аналіз аналогів	62
4.2 Розгляд варіантів виконання будівлі.....	64
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ	
СИТУАЦІЯХ	70
4.1 Охорона праці.....	70
4.1.1 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці	70
4.1.2 Техніка безпеки та охорона праці	71
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	73
4.2.1 Законодавча база України	73
4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	73
ВИСНОВКИ.....	77
БІБЛІОГРАФІЯ	78

ВСТУП

Офісні будівлі займають значну частку ринку комерційної нерухомості. Сьогодні оренда офісних приміщень є актуальною як для великих корпорацій, так і для представників малого бізнесу. Потенційними орендарями офісної нерухомості є компанії, чия діяльність не орієнтована на прямий клієнтський потік: call-центри, ІТ-компанії, логістичні структури, архітектурні бюро тощо. Завдяки цьому офісні центри залишаються привабливими для різних сфер бізнесу та послуг. Тенденція підтримки бізнесу сприяє розвитку підприємництва, що зумовлює зростання попиту на робочі місця в сучасних офісних будівлях. Ці будівлі є не лише символом ділового життя міста, а й важливим елементом міської інфраструктури. З розвитком тренду створення бізнес-центрів у вигляді ділових кварталів їхні конструкції стають дедалі сучаснішими та витонченішими.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи полягає у необхідності створення сучасного офісного центру в м. Хмельницький, який би відповідав потребам ринку комерційної нерухомості та враховував специфіку міського середовища. Дослідження роботи каркасу дозволить розробити оптимальні технічні рішення, які забезпечать економічну ефективність будівництва та подальшу експлуатацію будівлі. У сучасних умовах розвитку економіки та підприємницької діяльності зростає попит на сучасні офісні центри, які забезпечують комфортне робоче середовище, відповідають сучасним архітектурним і технологічним вимогам, а також інтегруються в міське середовище. Хмельницький, як регіональний центр із динамічною інфраструктурою, потребує нових бізнес-просторів, які зможуть задовольнити потреби компаній різних масштабів.

Проектування офісного центру передбачає розробку ефективних конструктивних рішень, які відповідають вимогам надійності, енергоефективності та економічної доцільності.

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 проекту офісного центру з дослідженням роботи каркасу.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення офісного центру;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій офісного центру відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність каркасу офісного центру;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є каркас громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність каркасу громадської будівлі.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає у систематизації даних стосовно особливостей застосування сталезалізобетонних перекриттів.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування надійних та оптимальних конструкцій каркасу 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: залізобетон, сталь, каркас, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

Як проєктований об'єкт виступає офісна будівля з двома консольними вильотами 23,250 м у м. Хмельницький.

Конструкція будівлі являє собою втілення характеру конструктивно-просторової системи в архітектурних формах, а також інтеграцію природно-кліматичних, архітектурно-планувальних, конструктивних, інженерних, екологічних, економічних принципів проєктування.

Об'єм будівлі складається з 3 основних елементів: об'єм першого і другого поверхів із двох чотирикутних частин, з'єднаних проходом; консолі третього і четвертого поверхів, розташовані під кутом 74° щодо нижніх поверхів.

Офісна будівля запроектована з метою створення екологічно збалансованого та комфортного середовища з використанням найбільш енергоекономічних архітектурно-планувальних рішень.

Нульову позначку 0,000 прийнято за позначку чистої підлоги першого поверху. Проєктований об'єкт являє собою будівлю в металевому каркасі на висотних позначках із +0,000 м до +16,800 з металевою консоллю на висотній позначці +8,400 м.

Будівля має складну в плані форму. Бічні корпуси будівлі розташовуються на землі, центральний корпус містить у собі консоль, яка повернута щодо бічних частин на 74° . Розмір бічних корпусів будівлі в осях 18,000×23,250 м, розмір центрального корпусу 18,000×60,000 м, включаючи консоль, розміри якої в осях 18,000×23,250 м. Висота поверху 4,200 м. Будівля призначена для розташування офісів, організацій та установ. У всій будівлі розташовані офіси відкритого типу, сходово-ліфтові вузли, санвузли, службові приміщення.

На верхньому поверсі в консольній частині будівлі розташований конференц-зал і тераса для відпочинку. Сполучення між поверхами забезпечується по незадимлюваній сходовій клітці з підпором повітря і аварійним джерелом світла. У

будівлі передбачено пасажирський і вантажопасажирський ліфти вантажопідйомністю 1000 кг.

1.2 Обґрунтування прийнятих архітектурно-планувальних рішень

Архітектурно-планувальні рішення обумовлені:

- особливостями розташування на генеральному плані;
- функціональним призначенням;
- вимогами технічних регламентів, зокрема такими, що встановлюють вимоги щодо забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд;
- кліматичними особливостями району будівництва;
- номенклатурою індустріальних сертифікованих будівельних виробів і матеріалів.

Прийняті планувальні рішення (розміри приміщень, ширина коридорів і сходових маршів, кількість евакуаційних виходів) забезпечують можливість своєчасної та безперешкодної евакуації людей з будівлі до настання загрози їхньому життю та здоров'ю внаслідок впливу небезпечних факторів пожежі.

Основні показники за проєктом: клас наслідків будівлі - підвищений за ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів.

1.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень для забезпечення енергетичної ефективності будівлі

Архітектурні рішення в області відповідності будівлі вимогам енергетичної ефективності прийняті відповідно до [6].

1.1 Перелік заходів для забезпечення енергетичної ефективності будівлі

У проєктованій будівлі є опалення, системи вентиляції та кондиціонування повітря. Розрахункова температура внутрішнього повітря +21°C.

Тепловий захист будівлі передбачають відповідно до теплотехнічних розрахунків покриття і теплофізичного розрахунку фасадного скління.

Високу енергетичну ефективність будівлі забезпечують:

- відокремлення опалювальних приміщень від зовнішнього повітря за допомогою огорожувальних конструкцій, що відповідають вимогам щодо опору теплопередачі;
- застосування тамбурів із повітряними завісами;
- зниження повітропроникності огорожувальних конструкцій.

Високу енергетичну ефективність фасадної системи будівлі забезпечують підвищені вимоги до опору теплопередачі фасадного скління. Доцільність застосування таких вимог зумовлена тим, що площа фасадного скління становить велику частку загальної площі огорожувальних конструкцій.

1.4 Опис та обґрунтування використаних конструктивних рішень композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Під час проєктування будівлі застосовано рішення, які максимально відповідають економічності та індустріалізації будівництва. При цьому враховано місцеві умови будівництва: кліматичні, інженерно-геологічні, екологічні.

Фасад офісної будівлі сформований складною конфігурацією плану. У зовнішньому оздобленні застосовано вітражне скління з двокамерним склопакетом. (колір зовнішнього облицювання RAL 2010). Застосовано стриманий підхід до колірної палітри стінових елементів і їхніх розмірів. Таким чином, створено елегантний фасад будівлі. Неповторну виразність архітектурного вигляду створює панорамне скління консольної частини будівлі, а також її торця.

Головний вхід у будівлю акцентовано консольною, нависаючою над ним, частиною.

Внутрішнє оздоблення приміщень виконано відповідно до їх функціонального призначення та гігієнічних нормативів.

Основні завдання, які було вирішено під час проєктування інтер'єру з метою створення найкращих умов для робочого процесу в офісному просторі:

- раціональне зонування офісних приміщень,
- застосування колірної оздоблення будівельних елементів,
- раціональне комбінування природного і штучного освітлення приміщень для створення оптимальних умов праці для персоналу.

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

Оздоблення виконано з негорючих та екологічно чистих матеріалів.

Перегородки виконуються комплектною системою Knauf, що складається з одношарових обшивок з Knauf-листів на одинарному металевому каркасі. Фарбуються водоемульсійною фарбою світло-світлого кольору RAL 7047. У ліфтових холах - штукатурка із затиранням і фарбуванням акриловою фарбою. Стелі в надземній частині будівлі - підвісні, колір стель - білий. Усі металеві несучі елементи каркасу фарбують вогнезахисною фарбою сірого кольору (RAL 7047).

Оздоблення сан. вузлів - облицювання глазурованою плиткою на всю висоту приміщень.

1.6 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Природне освітлення виконано згідно з ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» [3] з урахуванням світлового клімату району будівництва.

Природне освітлення мають усі офісні приміщення. Захист від сонця і перегріву забезпечено технічними пристосуваннями (пристроями) у вітражній системі. Розміщення громадської будівлі та орієнтація офісних та інших приміщень забезпечує нормативну інсоляцію і нормативний КЕО, які впливають із вимог ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010 «Будинки і споруди. Настанова з розрахунку інсоляції

об'єктів цивільного призначення» та ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення».

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

Заходи, які передбачені в цьому проєкті для забезпечення захисту приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу:

- застосування в огорожувальних конструкціях як заповнювача мінераловатних плит (у перегородках, зовнішніх сендвіч-панелях і конструкції покрівлі);
- забезпечення герметичності вітражних систем завдяки термовставкам, герметизувальним стрічкам і спеціальним ущільнювачам, а також застосування двокамерного склопакета;
- використання в конструкції підлоги звукоізоляційних матеріалів;
- оснащення дверей герметичними притворами.

1.8 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів

Під час проєктування внутрішнього оздоблення приміщень враховано різноманіття властивостей, які впливають на якість художнього сприйняття навколишнього простору і колірної гами людиною: функціональну особливість приміщення, якість будівельного матеріалу тощо. У внутрішньому оздобленні приміщень використовуються матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним і протипожежним вимогам. Стіни і стелі офісних приміщень виконані в єдиній колірній гамі.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкту

Ділянка, відведена під будівництво громадської будівлі, розташована в центральному районі м. Хмельницький. Площа ділянки 21683 м².

Територія вільна від забудови і з транспортною інфраструктурою, що розвивається.

За відносну позначку +0,000 прийнято позначку чистої підлоги в рівні перекриття першого поверху.

Район будівництва споруди характеризується такими даними:

- кліматичний район - ІВ;
- розрахункова температура зовнішнього повітря - мінус 19° С;
- вітровий район - ІІІ;
- сніговий район - ІІІ;
- глибина промерзання ґрунтів - 2,5 м;
- розрахункова сейсмічність майданчика будівництва - 6 балів;
- рівень відповідальності - підвищений, згідно з ДБН В.1.2-14:2018

Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1;

- коефіцієнт надійності за призначенням будівлі - 1,25.

2.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта

Майданчик будівництва розташовується:

- у кліматичному підрайоні ІВ;

- у районі з найменш суворими умовами 1;
- у районі з переходом температури повітря через 0°C від 70 до 80 днів;

Кліматична характеристика району будівництва наводиться за матеріалами спостережень метеорологічної станції Хмельницький. Клімат району континентальний. Зона вологості: суха.

Сейсмічність майданчика будівництва, за сейсмічної небезпеки, згідно з [8]:

- А - 6 балів;
- В - 6 балів;
- С - 8 балів.

2.3 Опис і обґрунтування конструктивних і технічних рішень, включно з їхніми просторовими схемами, прийнятими під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

Проектований об'єкт є будівлею в металевому каркасі на висотних позначках з +0,000 м до +16,800 з металевою консоллю на висотній позначці +8,400 м.

Будівля має складну в плані форму. Бічні корпуси будівлі розташовуються на землі, центральний корпус містить у собі консоль, яка повернута щодо бічних частин на 74°. Розмір бічних корпусів будівлі в осях 18,000×23,250 м, розмір центрального корпусу 18,000×60,000 м, включаючи консоль, розміри якої в осях 18,000×23,250 м. Висота поверху 4,200 м.

Вертикальні несучі елементи:

- колони - колонні двотаври за ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент; 35К1

Горизонтальні несучі елементи:

- перекриття наземної частини:
- головні балки - двотаври за ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент; 30Ш1;
- другорядні балки - двотаври за ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент; 20Ш1;

- перекриття консольної частини - монолітне сталезалізобетонне товщиною 150 мм із бетону класу C20/25;

- головні балки покриття - двотаври за ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент; 26K2;

- головні балки перекриття консолі - двотаври за ДСТУ 8768:2018 Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент; 26K2 і 26K3;

- другорядні балки перекриття консолі - труби прямокутні за ДСТУ 8940:2019 Труби сталеві профільні. Технічні умови 140×80×80;

Зовнішні огорожувальні стіни – плити мінераловатні (195 кг/м^3) товщиною 150 мм.

Зовнішні огорожувальні стіни на консолі виконані з вітражного скління і мінераловатних плит (195 кг/м^3) товщиною 150 мм.

2.4 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд об'єкта капітального будівництва

2.4.1 Загальні положення

Геометрична незмінність і просторова жорсткість забезпечується жорстким защемленням колон у залізобетонні ростверки.

Геометрична незмінність і просторова жорсткість консольної частини забезпечується пристроєм жорстких дисків ферм.

2.4.2 Розрахункова схема

Розрахункова схема будівлі складається із залізобетонних, сталезалізобетонних і сталевих елементів.

Із залізобетону виконано палі, монолітні ростверки підземної частини.

Зі сталезалізобетону виконано перекриття всіх поверхів.

Розрахунок каркасу проводиться в ПК SCAD. Розрахункову схему наведено

на рисунку 2.1.

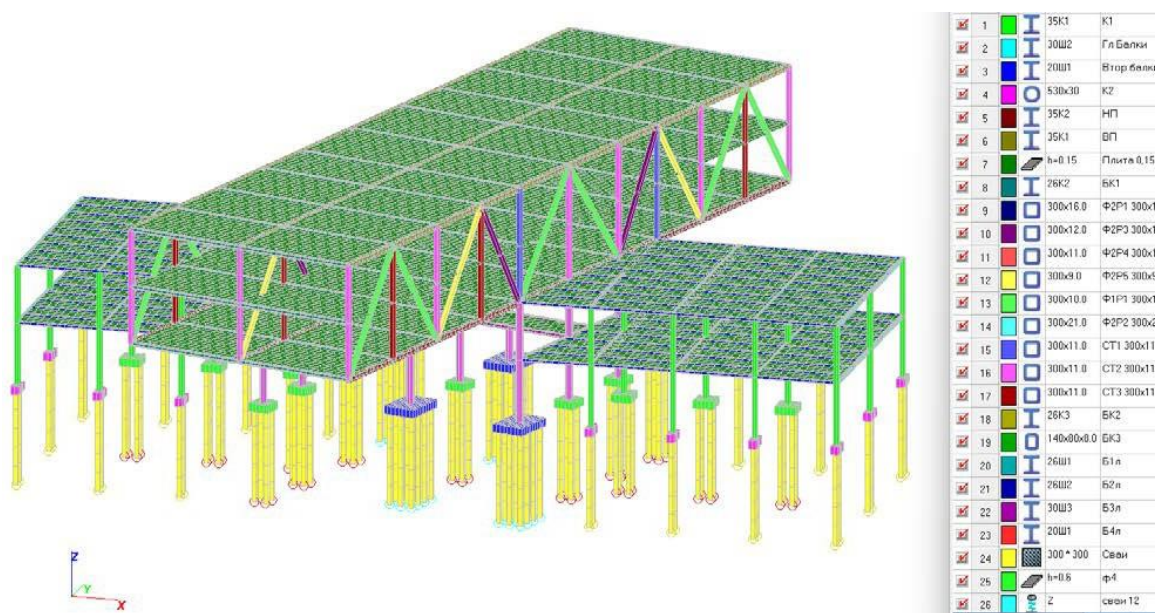


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема в ПК SCAD

Спирання будівлі на ґрунт вимагає завдання пружної основи. Для її моделювання використовують зв'язки кінцевої жорсткості в місці обпирання паль.

2.5 Збір навантажень

Навантаження на каркас будівлі збирають згідно з [8].

2.5.1 Постійні навантаження

Постійне навантаження полягає в завданні власної ваги всіх конструкцій із призначеними жорсткостями в програмному комплексі SCAD.

Коефіцієнт надійності за навантаженням:

- залізобетонних конструкцій $\gamma_f = 1,1$;
- металевих конструкцій $\gamma_f = 1,05$.

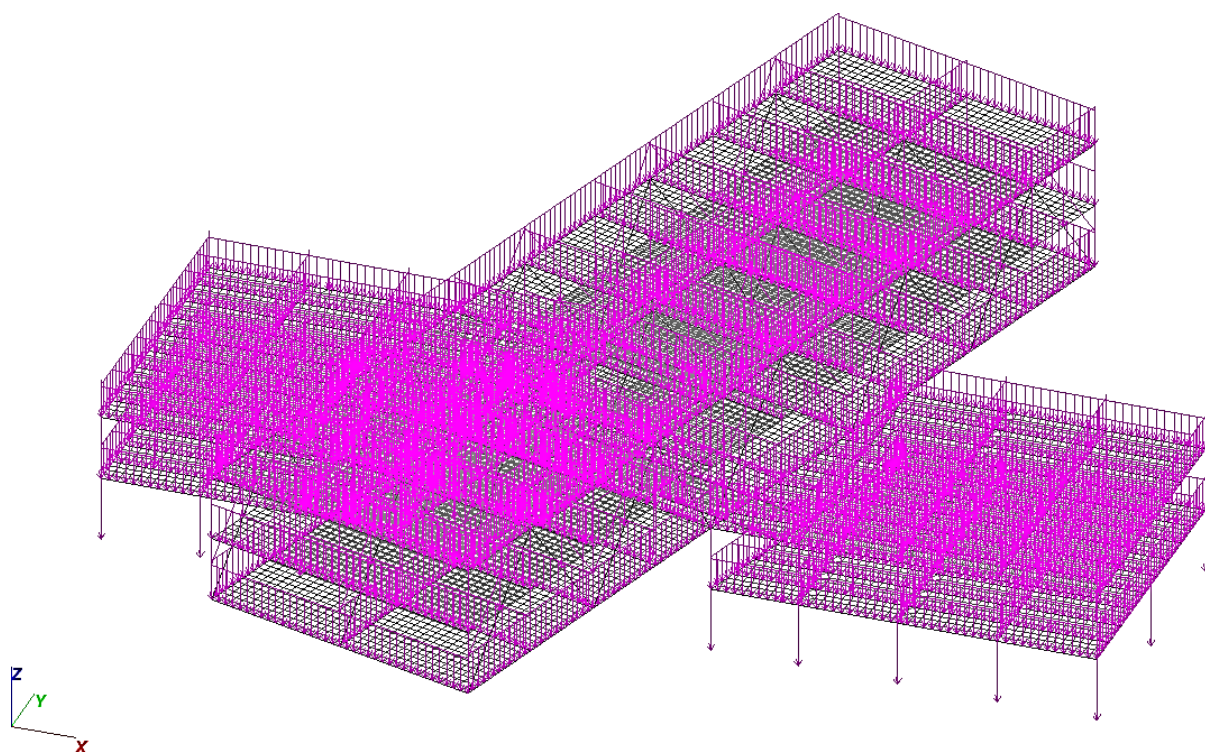


Рисунок 2.2 – Схема прикладання власної ваги металевих конструкцій

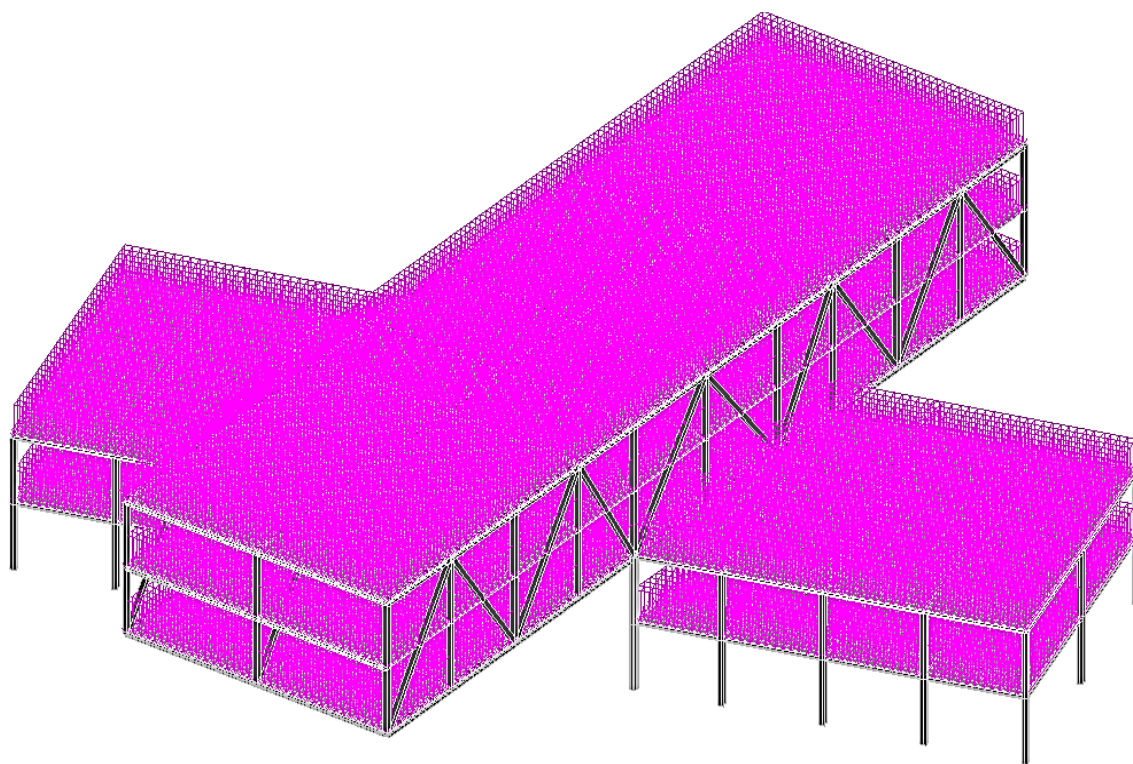


Рисунок 2.3 – Схема прикладання власної ваги залізобетонних конструкцій

Таблиця 2.1 – Постійне навантаження від підлог і покрівлі

Найменування елемента	Од. вим.	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Покриття з керамограніту				
Плити керамогранітні ДСТУ EN 14411:2019 (EN 14411:2016, IDT) 600х600 мм, $\delta=10$ мм, $\rho=2,4$ кН/м ³	кН/м ² поверхні	0,024	1,3	0,031
Стяжка цементно-піщана $\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³		0,72	1,3	0,936
Звукоізоляція		-	-	-
Разом				0,97
Покрівля неексплуатована				
Стяжка цементно-піщана $\delta=40$ мм, $\rho=18$ кН/м ³	кН/м ² поверхні	0,7	1,3	0,936
Ухилоутворювальний шар із керамзитового гравію $\delta=50$ мм, $\rho=3$ кН/м ³		0,2	1,3	0,195
Разом				1,2

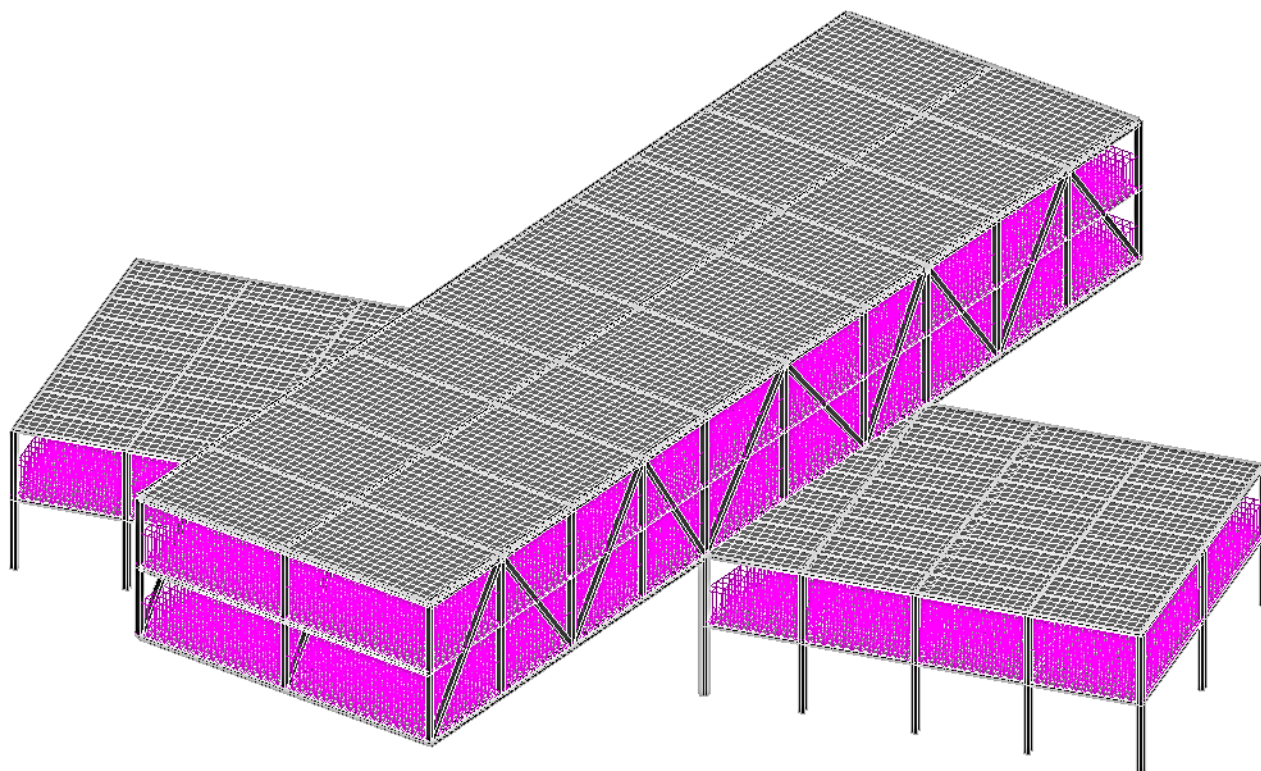


Рисунок 2.4 – Схема прикладання ваги підлоги

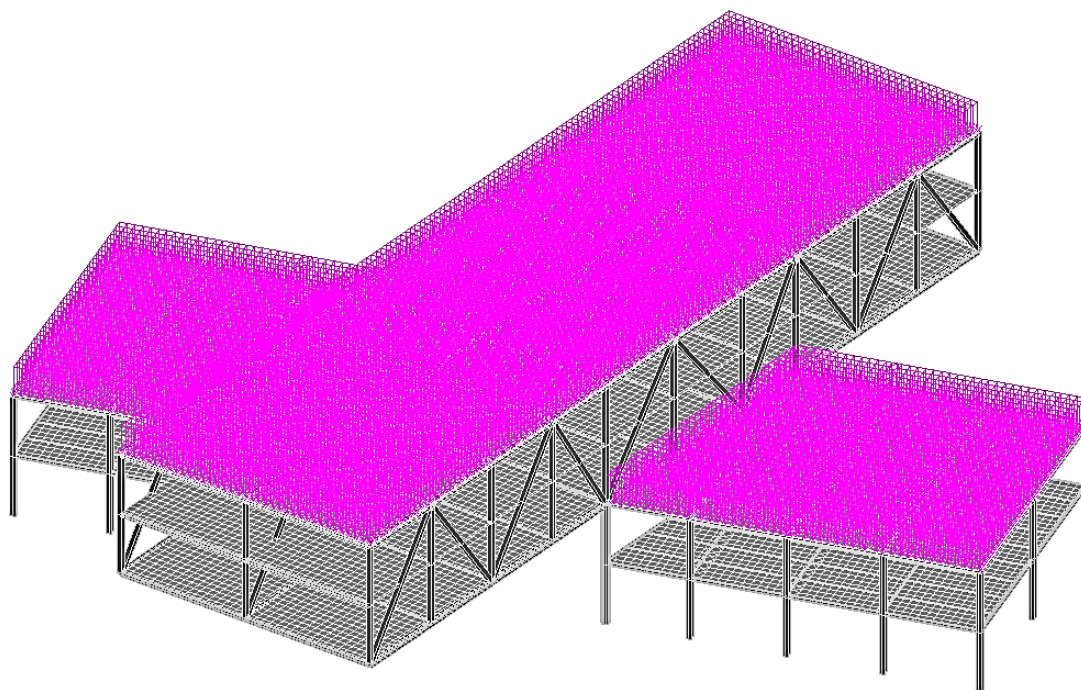


Рисунок 2.5 – Схема прикладання власної ваги покриття

Навантаження від ваги вітражів приймається як від ваги тришарового скла, збирається з площі вітражів і приводиться до несучих конструкцій. $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$, $t = 5 \text{ мм}$. Навантаження від ваги вітражів $1,57 \text{ кН/м}$ за висоти поверху $4,2 \text{ м}$.

Нормативне навантаження від ваги перегородок приймається рівним $0,5 \text{ кПа}$.

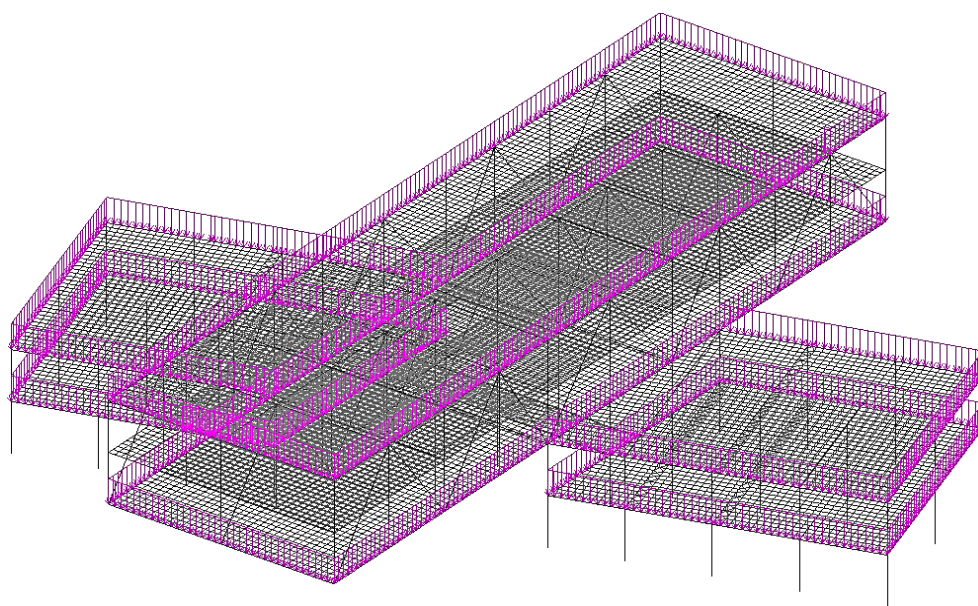


Рисунок 2.6 – Схема прикладання ваги вітражів

2.5.2 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, ніж	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Службові та побутові приміщення	2	1,2	2,4

2.5.3 Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження ведеться за [8]

Згідно з дод. Б.8 [8] для будівель із перепадом висоти снігове навантаження на верхнє покриття приймаємо відповідно до схеми Б.1, а на нижнє у двох варіантах: за схемою Б.1 і Б.8.

Нормативне значення снігового навантаження визначаємо за формулою:

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

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

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. Хмельницький приймаємо $S_g=1,5$ кПа.

Для пологих (з ухилами до 10° або з $f/l \leq 0,05$, де f - стріла підйому покриття, м; l - проліт покриття, м) покриттів однопрогонових і багатопрогонових будинків без ліхтарів, які проєктують на місцевості типів А або В [8] та які мають характерний розмір у плані не більш як 100 м, а також для покриттів висотних будинків допускається враховувати коефіцієнт зносу снігу, який приймають за формулою (2.2), але не менше ніж 0,5 і не більше ніж 1,0:

$$c_e = (k_v - 0,4 \cdot \sqrt{k})(0,8 + 0,002 \cdot l_c), \quad (2.2)$$

де $k_v = 1,4$ - коефіцієнт, що залежить від середньої швидкості вітру в зимовий період і середньомісячної температури повітря в січні, який приймають за [т. 10.2, 10];

k - коефіцієнт, що залежить від висоти над рівнем планувальної позначки землі, для типів місцевості А або В;

$h = 5$ м, $k = 0,5$; $h = 10$ м, $k = 0,65$

$h = 8,4$ м, $k = 0,59$; $h = 16,8$ м, $k = 0,77$

$l_c = 2 \cdot b - b^2 / l_{\max} = 2 \cdot 18 - 324/60 = 30,6$ м - характерний розмір покриття, який приймають не більше ніж 100 м;

b - найменший розмір покриття в плані;

$l_{\max}$ - найбільший розмір покриття в плані.

Для першого варіанта прикладання снігового навантаження за дод. Б.1 [8].
Для першого варіанта прикладання снігового навантаження за дод. Б.8 [8].
Значення нормативного снігового навантаження зведемо в таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 – Снігове навантаження

Варіант	Висота h , м	k	c_e	μ	μ_1	c_t	S_g , кПа	Нормативне значення P_i , кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f
1	8,4	0,59	0,94	1	-	1	1,5	1,41	1,4
	16,8	0,77	0,9	1	-			1,35	
2	8,4	0,59	0,94	2,29	0,76			3,23/1,07	
	16,8	0,77	0,9	1	-			1,35	

Схему розподілу значень снігового навантаження за першим варіантом показано на рисунку 2.7, за другим варіантом - рисунку 2.8.

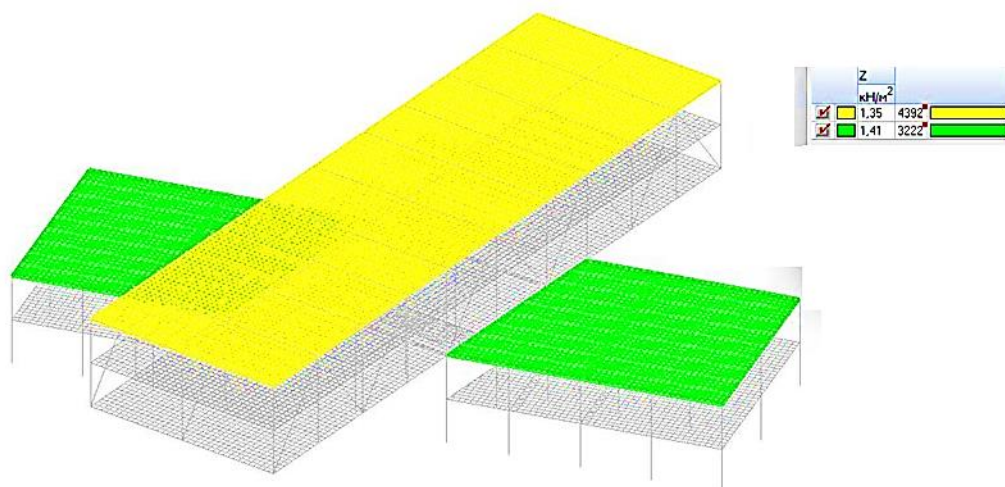


Рисунок 2.7 – Схема прикладання снігового навантаження (варіант 1)

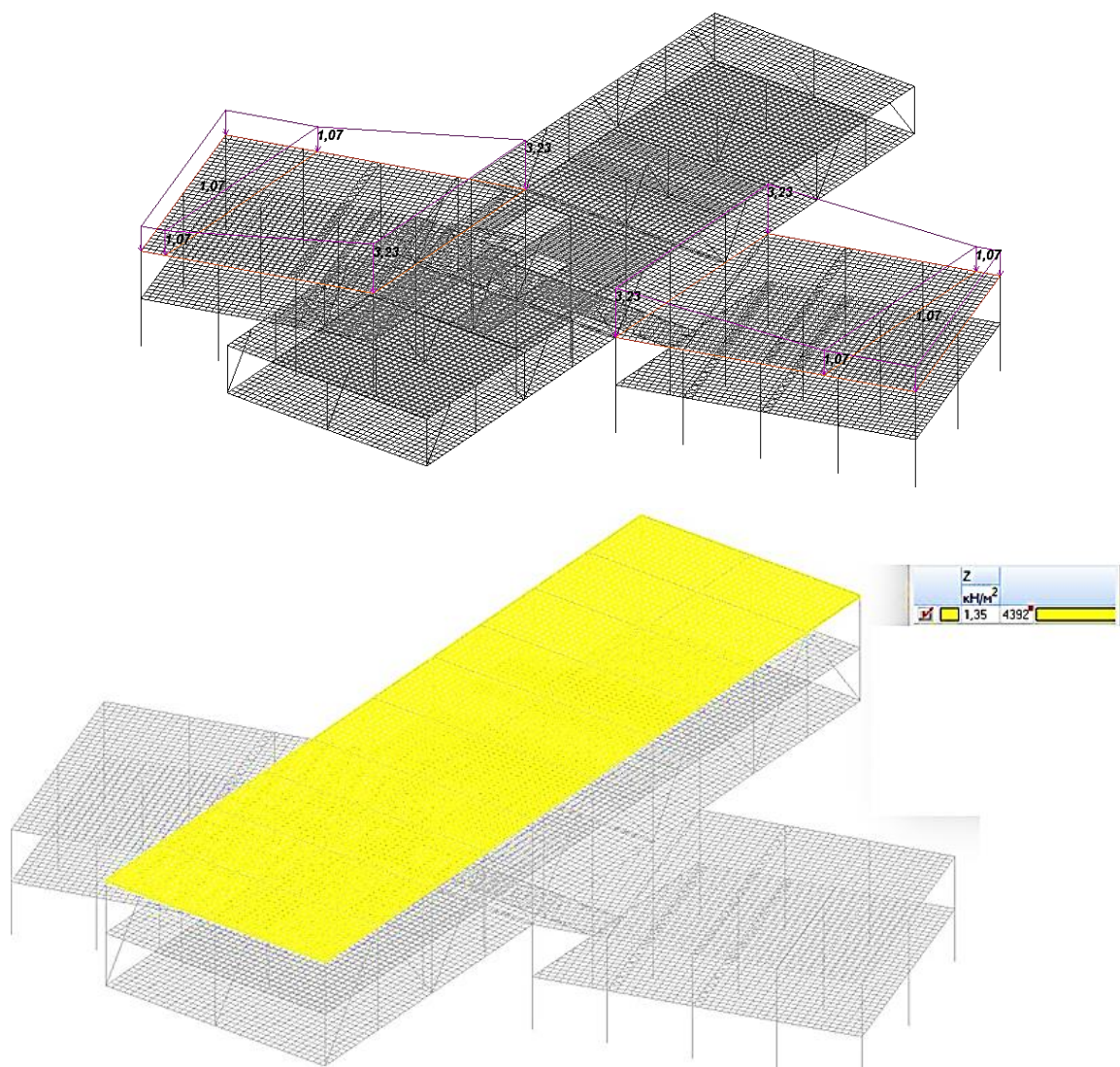


Рисунок 2.8 – Схема прикладання снігового навантаження

2.5.4 Вітрове навантаження

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

$$W_m = W_o - k(z_e) \cdot c, \quad (2.3)$$

де W_o - нормативне значення вітрового тиску [8];

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

c - аеродинамічний коефіцієнт .

Нормативне значення вітрового тиску W_o приймається залежно від вітрового району [8].

Вітровий район встановлюється за картою ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1 [8]. Для м. Хмельницький (ІІІ район) $W_o = 0,38$ кН/м².

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

Приймаємо тип місцевості В (міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами висотою понад 10 м). Аеродинамічний коефіцієнт c_e приймаємо за [дод. В.1, 8].

Згідно з [додаток В.1.2, 8] для вертикальних стін прямокутних у плані будівель з навітряного боку $c_e = 0,8$, з підвітряного $c_e = -0,5$.

Нормативні значення середньої складової вітрового навантаження W_m залежно від зон наведені на рисунках 2.9-2.12 і в таблиці 2.4.

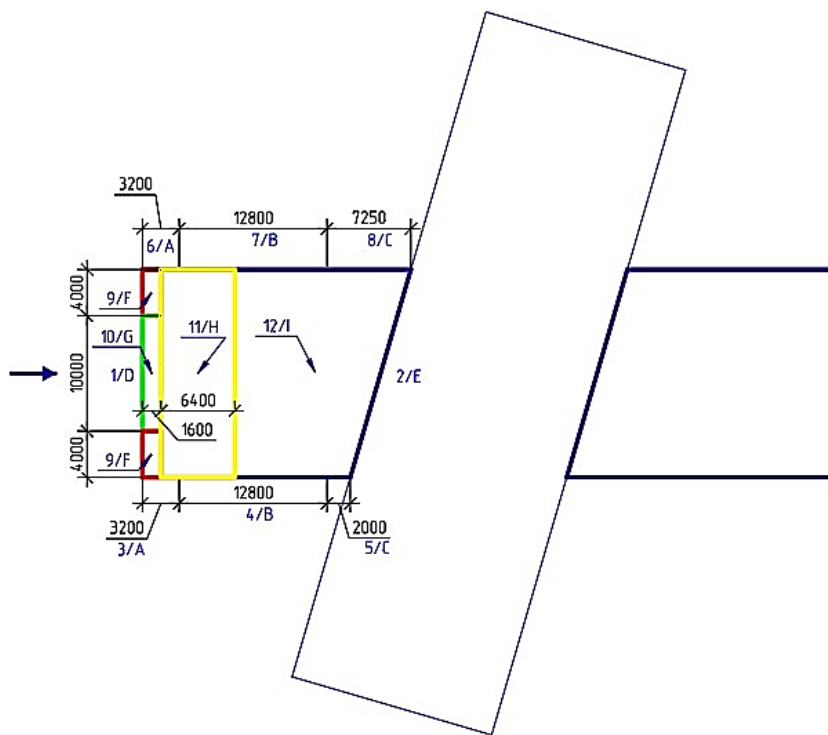


Рисунок 2.9 – Схема прикладання вітрового навантаження по осі X на будівлю до позначки +8,000 м

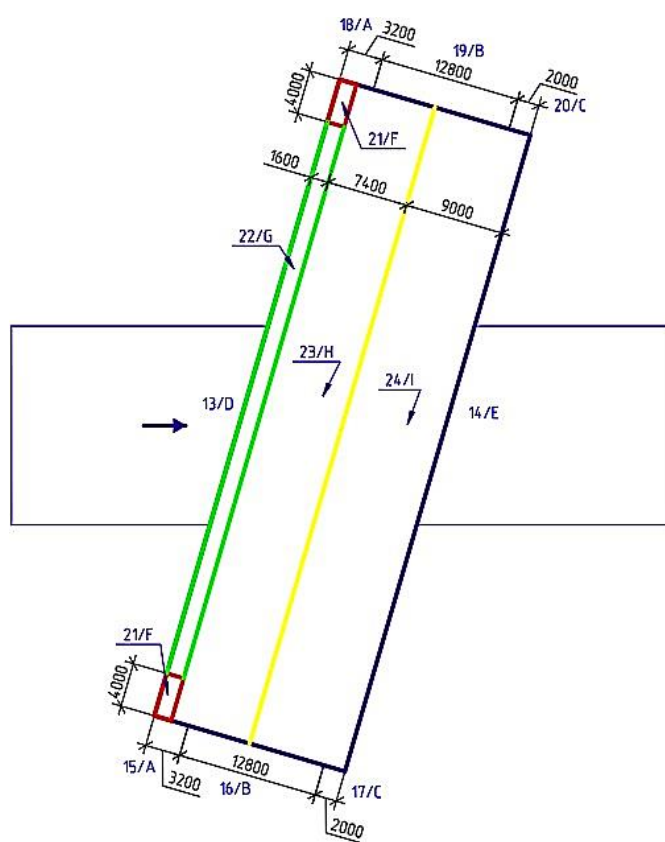


Рисунок 2.10 – Схема прикладання вітрового навантаження за віссю X на будівлю з позначки +8,000 м до позначки +16,000 м

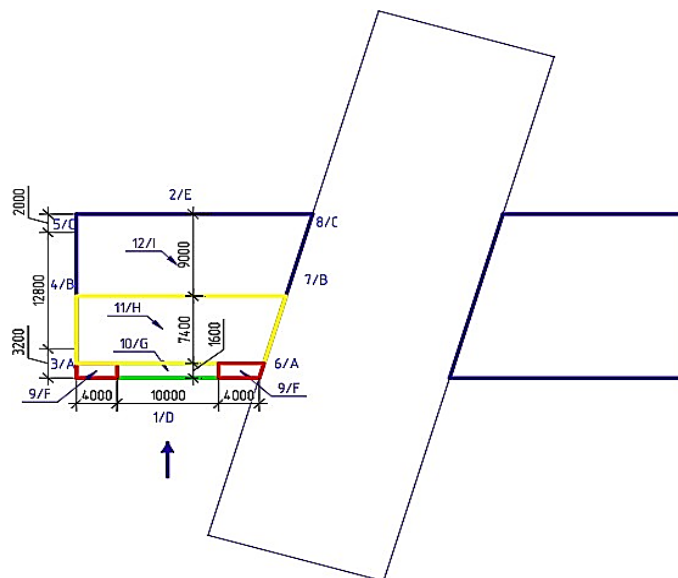


Рисунок 2.11 – Схема прикладання вітрового навантаження по осі У на будівлю на будівлю до позначки +8,000 м

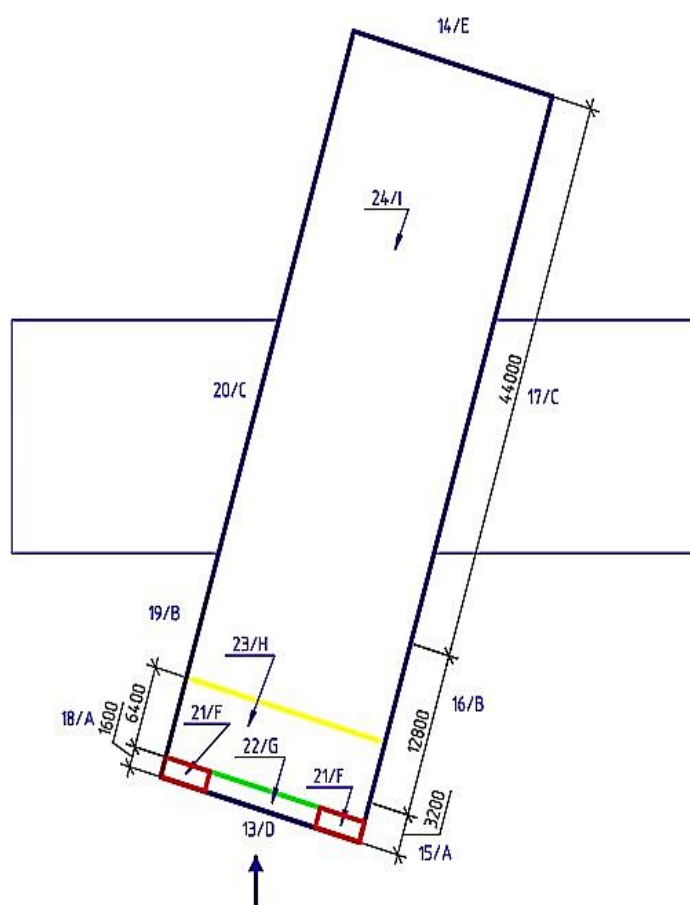


Рисунок 2.12 – Схема прикладання вітрового навантаження проти осі У на будівлю з позначки +8,000 м до позначки +16,000 м

Таблиця 2.4 – Нормативні значення навантаження W_m

№ зони	Позначення зони	W_o	$k(ze)$	c_e	W_m , кПа
По осі X					
1	D	0,38	0,5	0,8	0,152
			0,59		0,179
2	E		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
3	A		0,5	-1	-0,190
			0,59		-0,224
4	B		0,5	-0,8	-0,152
			0,59		-0,179
5	C		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
6	A		0,5	-1	-0,190
			0,59		-0,224
7	B		0,5	-0,8	-0,152
			0,59		-0,179
8	C		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
9	F		0,5	-1,8	-0,342
			0,59		-0,404
10	G		0,5	-1,3	-0,247
			0,59		-0,291
11	H		0,5	-0,7	-0,133
			0,59		-0,157
12	I		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
13	D		0,59	0,8	0,179
			0,77		0,234
14	E		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146
15	A		0,59	-1	-0,224
			0,77		-0,293
16	B		0,59	-0,8	-0,179
			0,77		-0,234
17	C		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146
18	A		0,59	-1	-0,224
			0,77		-0,293
19	B		0,59	-0,8	-0,179
			0,77		-0,234
20	C		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146
21	F		0,59	-1,8	-0,404
			0,77		-0,527
22	G		0,59	-1,3	-0,291
			0,77		-0,380
23	H		0,59	-0,7	-0,157
			0,77		-0,205
24	I		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146

Закінчення таблиці 2.4

№ зони	Позначення зони	W_0	$k(ze)$	c_e	W_m
По осі Y					
1	D	0,38	0,5	0,8	0,152
			0,59		0,179
2	E		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
3	A		0,5	-1	-0,190
			0,59		-0,224
4	B		0,5	-0,8	-0,152
			0,59		-0,179
5	C		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
6	A		0,5	-1	-0,190
			0,59		-0,224
7	B		0,5	-0,8	-0,152
			0,59		-0,179
8	C		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
9	F		0,5	-1,8	-0,342
			0,59		-0,404
10	G		0,5	-1,3	-0,247
			0,59		-0,291
11	H		0,5	-0,7	-0,133
			0,59		-0,157
12	I		0,5	-0,5	-0,095
			0,59		-0,112
13	D		0,59	0,8	0,179
			0,77		0,234
14	E		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146
15	A		0,59	-1	-0,224
			0,77		-0,293
16	B		0,59	-0,8	-0,179
			0,77		-0,234
17	C		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146
18	A		0,59	-1	-0,224
			0,77		-0,293
19	B		0,59	-0,8	-0,179
			0,77		-0,234
20	C		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146
21	F		0,59	-1,8	-0,404
			0,77		-0,527
22	G		0,59	-1,3	-0,291
			0,77		-0,380
23	H		0,59	-0,7	-0,157
			0,77		-0,205
24	I		0,59	-0,5	-0,112
			0,77		-0,146

Примітка:

1. Вітрове навантаження проти осі X і Y вважаємо симетричним навантаженню по осі X і Y.

2. Для зон 1-12 наведено значення для висотних відміток +5,000 м і +8,000 м у першому та другому рядках відповідно. Для зон 13-24 - для відміток +8,400 м і +16,800 м.

3. Навантаження зібрані на колони до позначки +8,400 м, та настоянки до позначки +16,800 м, вантажну площу для яких визначено відповідно до схеми розташування ділянок.

Розподілене навантаження збираємо з вантажної площі за зонами за формулою:

$$q = W_m - 1 \quad (2.4)$$

Наприклад: для колони за віссю 1/Б, що перебуває в зоні 1/D, коли вітер діє вздовж X:

До $h = 5$ м: $q = -0,152 \cdot 9 = -1,37$ кН/м;

Від $h = 5$ до $h = 8,4$ м: $q = -0,179 \cdot 9 = -1,61$ кН/м.

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

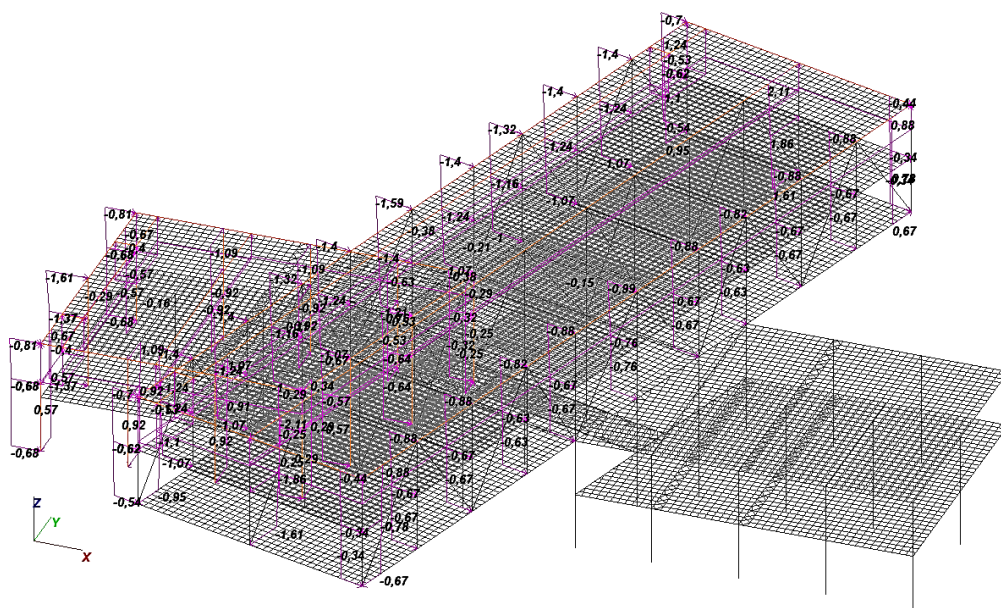


Рисунок 2.13 – Схема прикладання вітрового навантаження за віссю X на будівлю

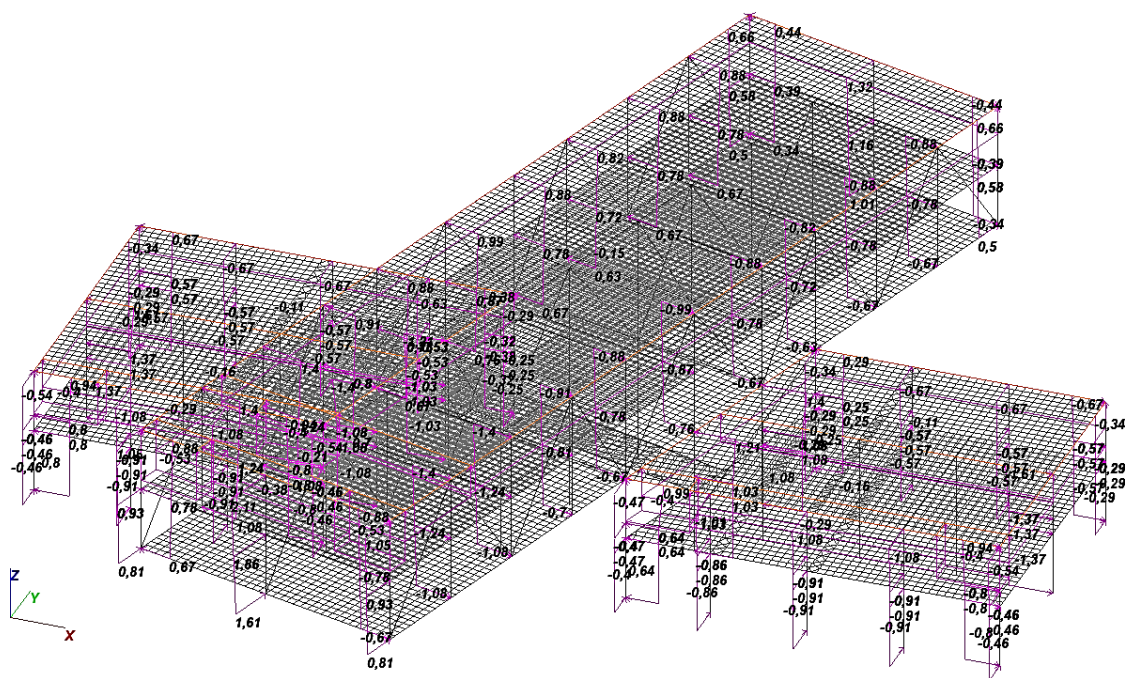


Рисунок 2.14 – Схема рикладання вітрового навантаження по осі У на будівлю

2.6 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD

У процесі розрахунку розглядалися завантаження з розділу збір навантажень. Під час аналізу для виявлення найнесприятливіших комбінацій і максимальних зусиль в елементах каркасу задають розрахункові поєднання зусиль.

2.7 Результати розрахунку

На початку виконаємо експрес-контроль схеми на предмет помилок і перевірку готовності до розрахунку. Потім виконаємо лінійний розрахунок і проаналізуємо отримані результати.

Проведемо перевірку переміщень.

Граничне горизонтальне переміщення будівлі визначається за формулою:

$$f_u = h/500 = 16800/500 = 33,6 \text{ мм.}$$

Граничне вертикальне переміщення будівлі визначається за формулою:

$$f_u = 2l_k/250 = 2 \cdot 23250/250 = 186 \text{ мм.}$$

Максимальне горизонтальне переміщення проєктованої будівлі за найнесприятливішої комбінації завантаження становить 19,46 мм.

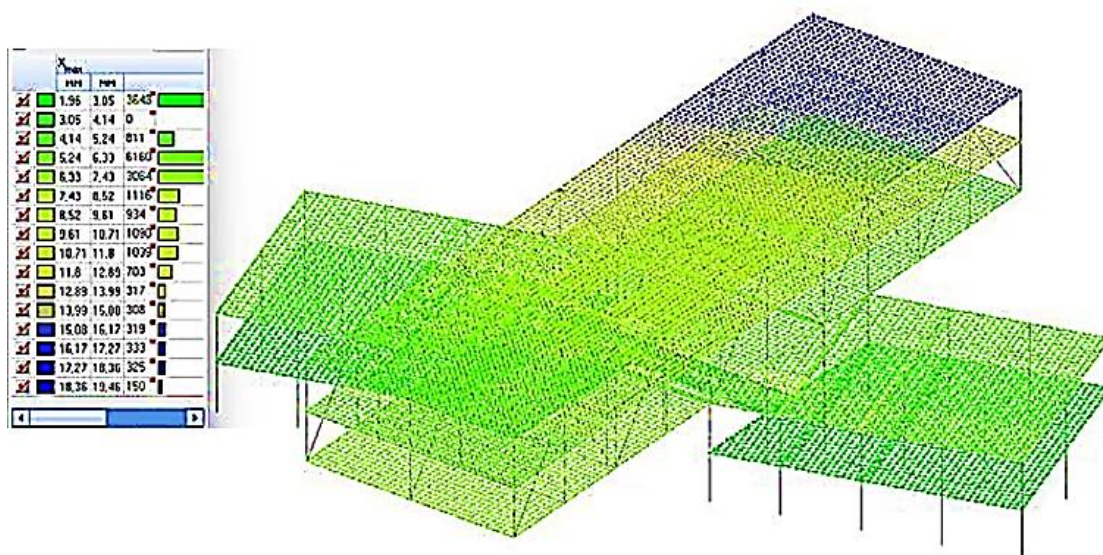


Рисунок 2.15 – Горизонтальні переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень за віссю X, мм

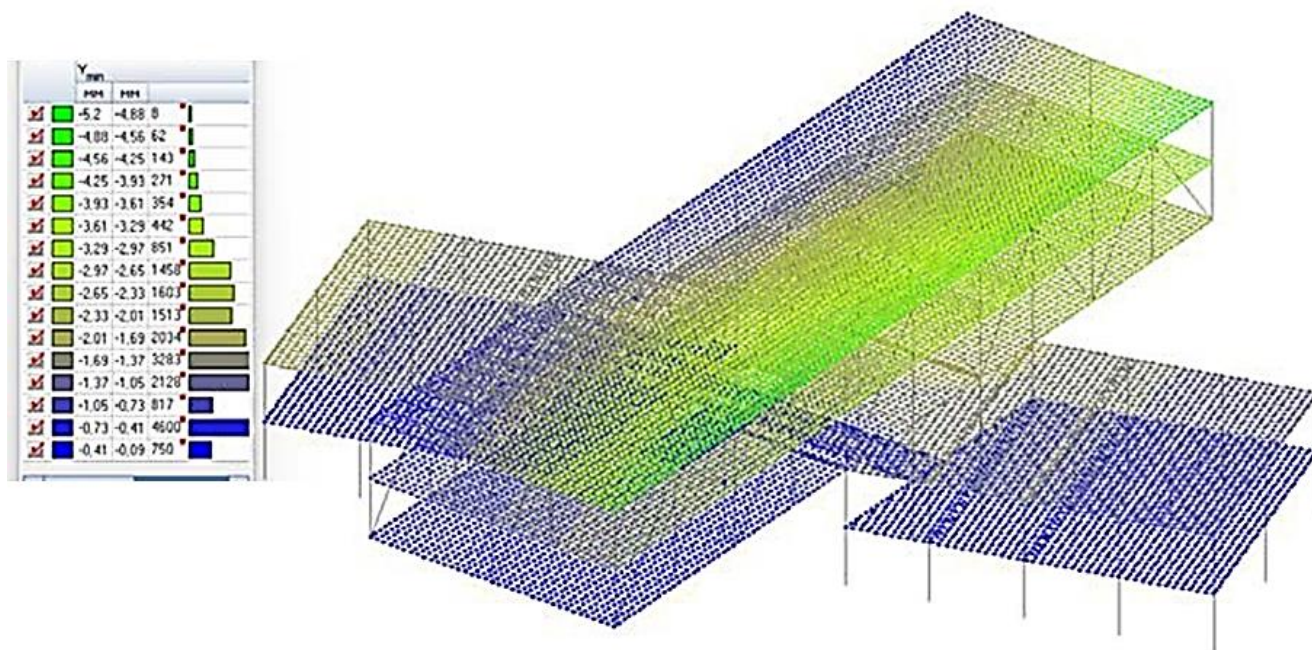


Рисунок 2.16 – Горизонтальні переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень за віссю Y, мм

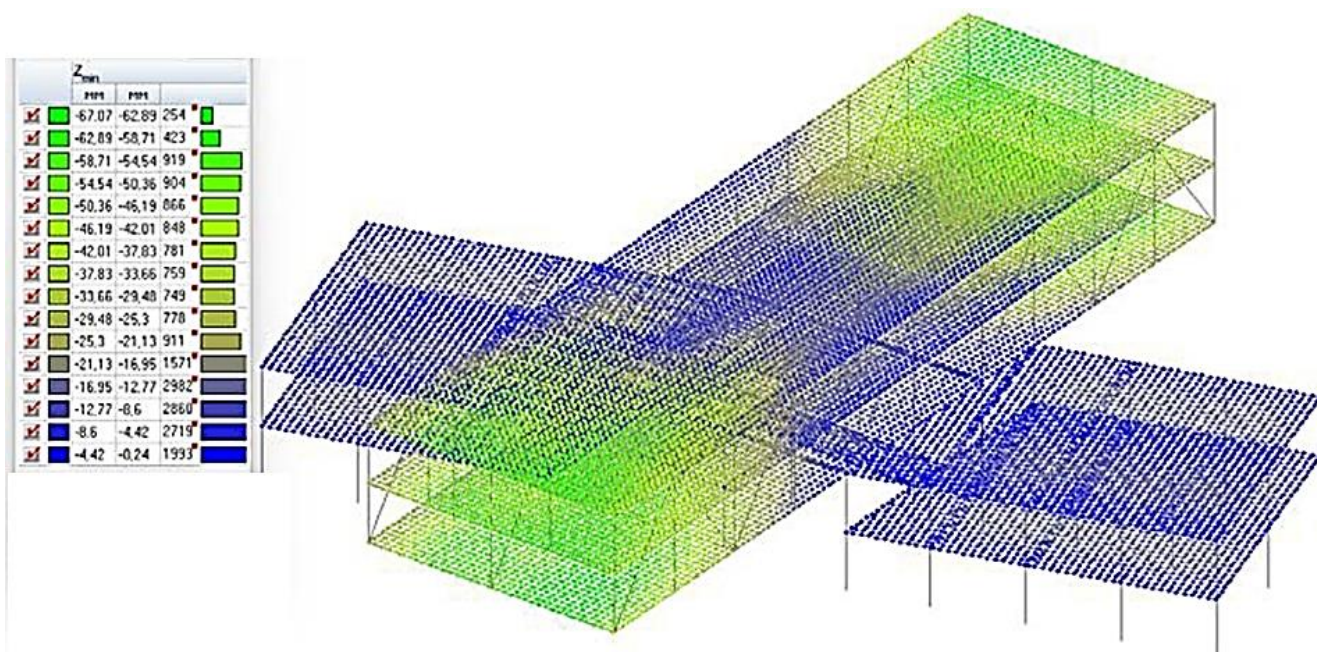


Рисунок 2.17 – Переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень за віссю Z , мм

Максимальне вертикальне переміщення проєктованої будівлі за найнесприятливішої комбінації завантаження становить 67,07 мм.

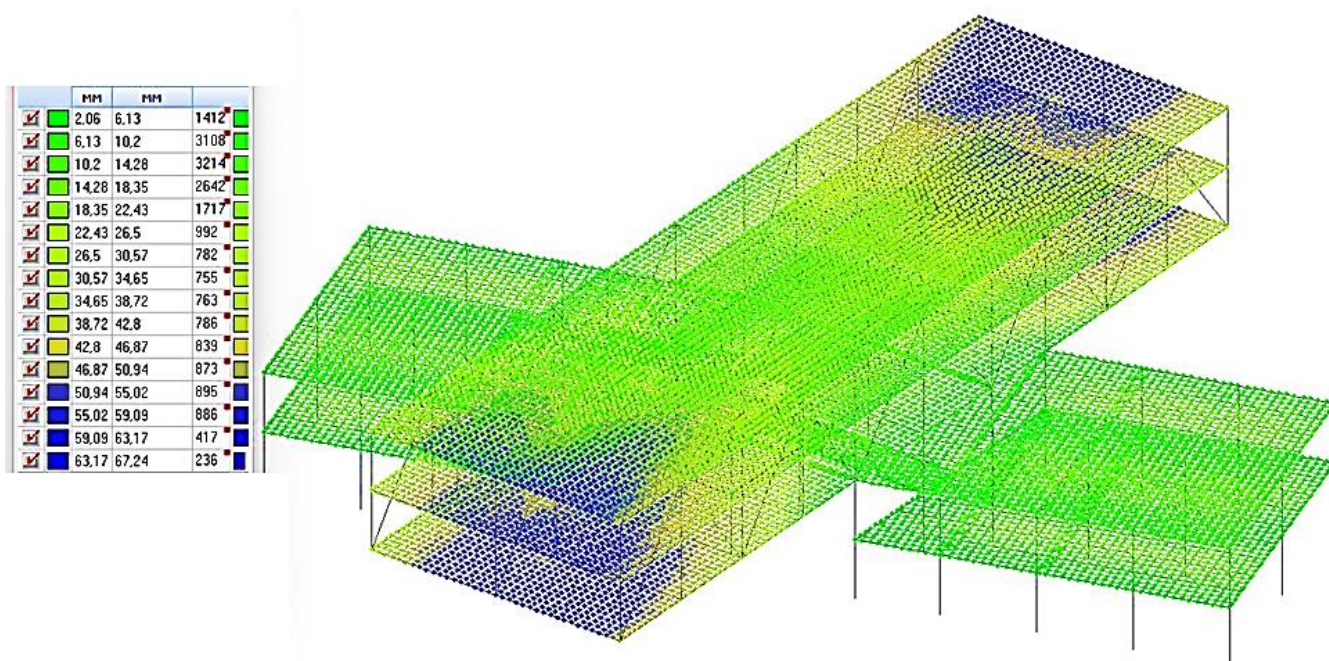


Рисунок 2.18 – Сумарні переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень

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

Результати розрахунку і зусилля представлено на рисунках 2.20-2.22.

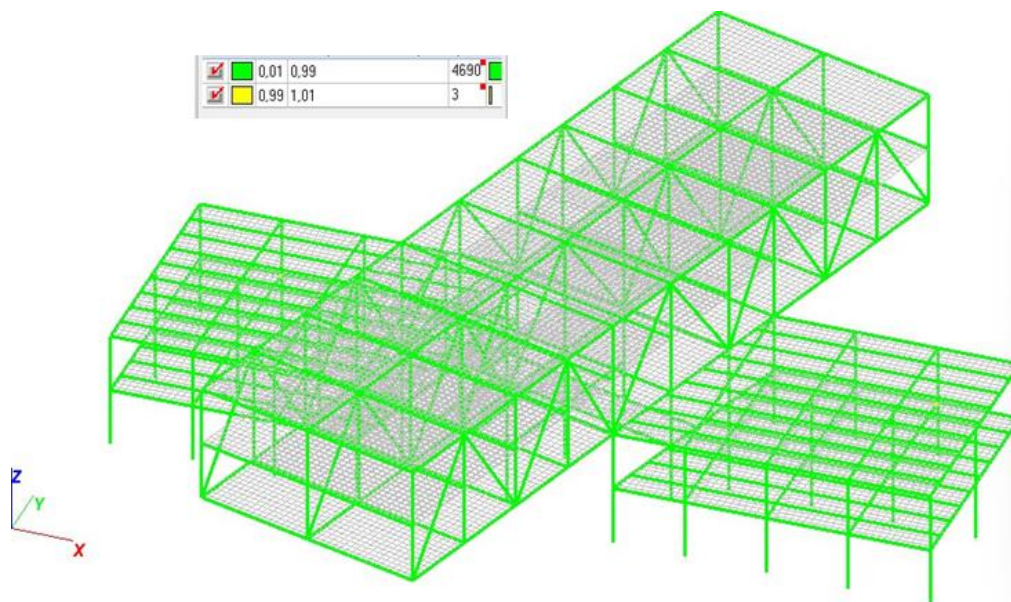


Рисунок 2.19 – Результати експертизи за критичним фактором $K_{\max}$

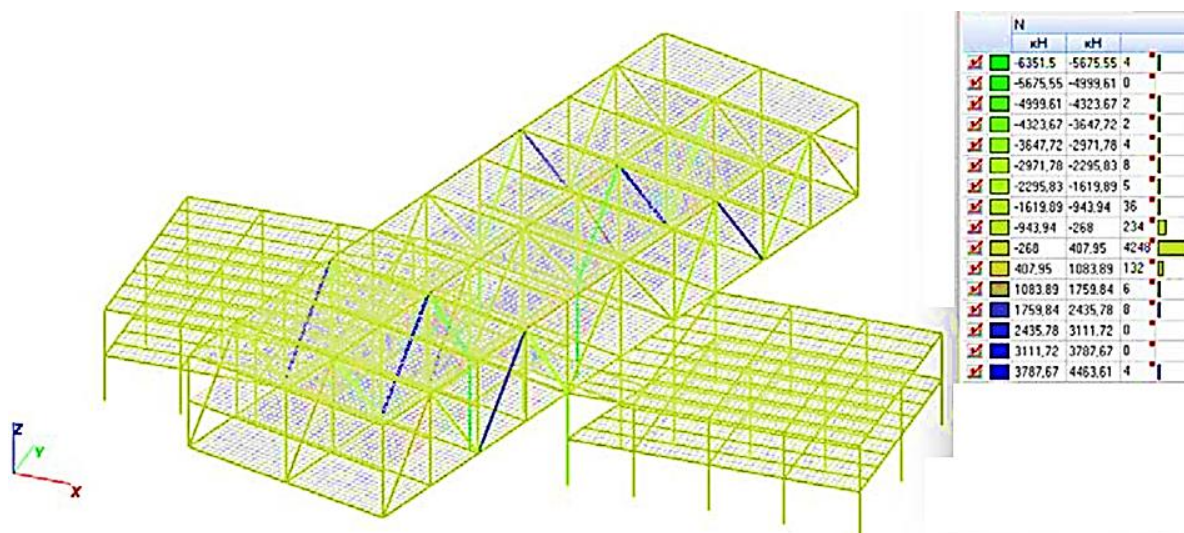
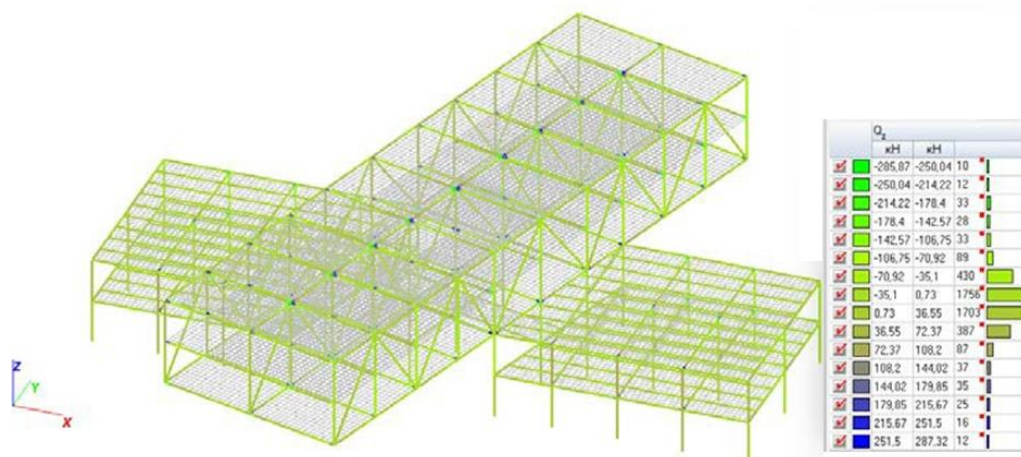
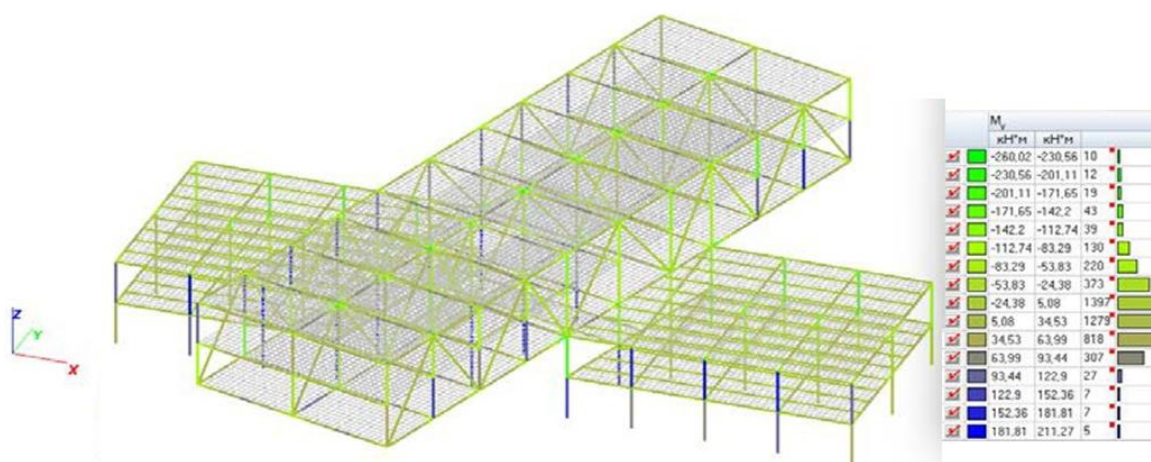


Рисунок 2.20 – Результати розрахунку (N, кН)

Рисунок 2.21 – Результати розрахунку (Q_z , кН)Рисунок 2.22 – Результати розрахунку (M_y , кНм)

2.8 Верифікація розрахунку ПК SCAD

Для верифікації розрахунку ПК SCAD виконаємо перерахунок різних елементів будівлі.

2.9 Розрахунок і конструювання колон трубчастого перерізу

Проведемо перевірку перерізу найбільш навантаженої колони трубчастого перерізу.

Вихідні дані. Тип перерізу стрижня колони – кругла сталеві труба профілем 530x30 за ДСТУ 8938:2019 Труби сталеві безшовні гарячедеформовані. Технічні

умови. Довжина колони $l = 8,0$ м.

Матеріал колони - сталь С355-6.

Розрахункові характеристики С345:

$R_y = 320$ Н/мм² за товщини прокату від 2-х до 20 мм включно, $R_{un} = 470$ Н/мм².

Розрахункові зусилля в колоні подано на рисунку 2.23:

Січення	Критерій	N	M_x	M_y	Q_z	M_z	Q_y	r_x	
		кН	кН*м	кН*м	кН	кН*м	кН	кН/м	
1	18	-6073,65	3,08	29,85	16,47	84,54	75,5	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L8-0.7*L15$
1	24	-6071,39	3,15	29,06	16,59	84,22	75,3	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L9-0.7*L16$
2	4	-6063,77	3,15	60,55	16,59	-66,38	75,3	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L9-0.7*L16$
3	18	-6058,41	3,08	88,08	16,47	-217,45	75,5	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L8-0.7*L15$
1	26	-6035,46	3,02	2,97	34,95	92,38	78,41	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L8-0.7*L12$
1	2	-6032,99	3,1	2,07	35,18	92,12	78,22	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L9-0.7*L13$
2	6	-6027,48	3,03	72,99	35,07	-69,5	78,37	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L8-0.7*L13$
3	8	-6019,86	3,03	143,13	35,07	-226,25	78,37	0	$L1+L2+L3+L4+0.95*L5+L6+L7+0.9*L8-0.7*L13$

Рисунок 2.23 – Розрахункові зусилля в колоні

$N = -6019,86$ кН; $M = 226,25$ кН·м.

Конструктивний розрахунок стержня колони.

Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів зі сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440$ Н/мм², які не піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень, за напруг $\tau = 0,5R_s$ та $\sigma = N/A_n = 0,1R_y$ слід виконувати за формулою

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{B}{W_{\omega n, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.5)$$

де N , M_x і M_y , B - абсолютні значення відповідно подовжньої сили, моментів, що згинають, і бімомента в разі найнесприятливішого їх поєднання;

A_n - площа поперечного перерізу профілю нетто, тобто з урахуванням ослаблення його отворами;

R_y - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею

плинності;

γ_c - коефіцієнт умов роботи згідно з [8].

n , c_x , c_y - коефіцієнти, що приймаються згідно з таблицею Е.1 (додаток Е) [8].

$W_{xn,min}$, $W_{yn,min}$ - моменти опору перерізу.

Перевіримо умови виконання розрахунку:

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot t} \quad (2.6)$$

де $Q_y = 78,37$ кН - поперечна сила в перерізі (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$S_x = 3754,5$ см³ - статичний момент півсечення;

$I_x = 147792,3$ см⁴ - момент інерції перерізу;

$t = 30$ мм - товщина труби;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 340 = 197,2$ Н/мм² - розрахунковий опір зсуву для сталі.

$$\tau = \frac{78,37 \cdot 10^3 \cdot 3754,5 \cdot 10^3}{147792,3 \cdot 10^4 \cdot 30} = 6,63 \frac{H}{\text{мм}^2} \leq 0,5 \cdot 197,2 = 98,6 \frac{H}{\text{мм}^2},$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1 \cdot R_y \quad (2.7)$$

де $N = 6019,86$ кН - поздовжня сила в перерізі (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$A_n = 471,24$ см² - площа поперечного перерізу профілю нетто, тобто з урахуванням ослаблення його отворами;

$$\sigma = \frac{6019,86 \cdot 10^3}{471,24 \cdot 10^2} = 127,75 \frac{H}{\text{мм}^2} > 0,1 \cdot 340 = 34 \frac{H}{\text{мм}^2}.$$

Зробимо перевіірочний розрахунок на міцність за формулою (2.5):

$$\left(\frac{6019,86 \cdot 10^3}{471,24 \cdot 10^2 \cdot 340 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{143,13 \cdot 10^6}{1,26 \cdot 5577,07 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 0,95} + \frac{226,25 \cdot 10^6}{1,26 \cdot 5577,07 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 0,95} = 0,42 \leq 1,$$

Умова виконується.

Перевіримо стійкість стрижня колони з круглої труби 530х30, прийнятої під час компонування поперечної рами каркасу.

Розрахункові довжини колони визначаємо за ПК SCAD:

$$l_{efx} = 12 \text{ м}, l_{efy} = 12 \text{ м}.$$

Геометричні характеристики перерізу за сортаментом:

$$A = 471,24 \text{ см}^2; I_x = 147\,792,3 \text{ см}^4; W_x = 5577,07 \text{ см}^3; i_x = 17,71 \text{ см};$$

$$i_y = 17,71 \text{ см}; D = 530 \text{ мм}; t_e = 30 \text{ мм}, S_x = 3754,5 \text{ см}^3.$$

Гнучкість визначається за формулою (2.8):

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \quad (2.8)$$

Тоді за формулою (2.8):

$$\lambda_x = \frac{12 \cdot 10^2}{17,71} = 67,76.$$

Умовна гнучкість визначається за формулою (2.9):

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (2.9)$$

Тоді за формулою (2.9):

$$\bar{\lambda}_x = 67,76 \cdot \sqrt{\frac{340}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,75.$$

Стійкість стрижня колони перевіримо за формулою (2.10):

$$\frac{N}{\varphi_{ey} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M}{c_y \cdot \delta_y \cdot W_{yn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.10)$$

де φ_{ey} - коефіцієнти стійкості під час стиснення з вигином;

c_x, c_y - коефіцієнти, які приймають за таблицею Е.1 (додаток Е) [8].

δ_y - коефіцієнт, що визначається за формулою (2.11):

$$\delta_y = 1 - \frac{0,1 \cdot N \cdot \bar{\lambda}_y^2}{A \cdot R_y}, \quad (2.11)$$

Тоді за формулою (2.11):

$$\delta_y = 1 - \frac{0,1 \cdot 6019,86 \cdot 2,75^2}{471,24 \cdot 34} = 0,72.$$

Тут $\varphi_{ey} = 0,589$ і підраховано залежно від $\lambda^2_y = 2,75$ і $m_{ef,x} = \eta \cdot m = 1,21 \cdot 0,32 = 0,39$, $\eta = 1,21$ обчислено залежно від

$$m = \frac{e \cdot A}{W_x}, \quad (2.12)$$

$$m = \frac{3,76 \cdot 471,24}{5577,07} = 0,32;$$

$$e = \frac{M}{N}, \quad (2.13)$$

$$e = \frac{226,25 \cdot 10^2}{6019,86} = 3,76 \text{ см};$$

$$\eta = (1,35 - 0,05 \cdot m) - 0,01 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda}_x, \quad (2.14)$$

$$\eta = (1,35 - 0,05 \cdot 0,32) - 0,01 \cdot (5 - 0,32) \cdot 2,75 = 1,21.$$

Тоді за формулою 2.10:

$$\frac{6019,86}{0,589 \cdot 471,24 \cdot 34 \cdot 0,95} + \frac{226,25 \cdot 10^2}{1,26 \cdot 0,72 \cdot 5577,07 \cdot 34 \cdot 0,95} = 0,81 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня колони забезпечена в площині рами.

Гранична гнучкість колони обчислюється за формулою:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha, \quad (2.15)$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,81 = 131,4. \text{ Фактична гнучкість } \lambda_x = 67,76 < [\lambda] = 131,6.$$

Перевірка стійкості колони з площини дії моменту аналогічна перевірці в площині дії моменту, оскільки переріз симетричний і розрахункові довжини однакові. Відхилення становить: $((0,84 - 0,81)/0,84) \cdot 100\% = 3,6\%$. Розрахунок на міцність і стійкість вважаємо правильним.

2.9.1 Розрахунок балки Б1

Проведемо перевірку перерізу найбільш навантаженої балки.

Вихідні дані:

- балки - прокатні, з широкополічкових двотаврів 30Ш1;
- проліт балки настилу $l_{\text{бн}} = 9$ м;
- коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$ [8, табл. 1];
- коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$;
- матеріал балки - сталь С355;

Конструктивний розрахунок балки

Виконуємо перевірки на міцність балки 1-го класу, що згинається в одній із головних площин.

- за нормальними напруженнями

$$\frac{M_{\max}}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1, \quad (2.16)$$

де $M_{\max} = M_y = 205,91$ кН·м - максимальний згинальний момент в одній із головних площин (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$W_{n,\min} = 715$ см³ - момент опору перерізу нетто.

$R_y = 350$ Н/мм² - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею текучості;

$\gamma_c = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи згідно з [8].

$$\frac{205,91 \cdot 10^6}{715 \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot 0,9} = 0,91 < 1$$

— за дотичними напруженнями

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} < 1, \quad (2.17)$$

де $Q_{max} = Q_x = 277,1$ кН - максимальна поперечна сила (згідно з розрахунком за ПК SCAD);

$S_x = 398$ см³ - статичний момент півсічення;

$I_x = 10400$ см⁴ - момент інерції перерізу;

$R_y = 350$ Н/мм² - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею текучості;

$t_w = 8$ мм - товщина стінки;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 350 = 203$ Н/мм² - розрахунковий опір сталі зсуву.

$$\frac{277,1 \cdot 10^3 \cdot 398 \cdot 10^3}{10400 \cdot 10^4 \cdot 8 \cdot 203 \cdot 0,9} = 0,73 < 1$$

Перевірка деформативності (жорсткості) балок належить до другої групи граничних станів і спрямована на запобігання умовам, що ускладнюють їхню нормальну експлуатацію. Суть перевірки: максимальний прогин балок f_{max} не повинен перевищувати граничних значень f_u , встановлених нормами проектування.

Вертикальний граничний прогин балки f_u (9) = $l/208 = 43,23$ мм (підрахований за лінійною інтерполяцією між значеннями f_u (6) = $l/200$ і f_u (24) = $l/250$).

Максимальний прогин визначаємо від нормативних навантажень. Згідно з розрахунком за ПК SCAD $f_{max} = 17,02$ мм, що менше $f_u = 43,23$ мм.

Отже, жорсткість балки забезпечена.

Вимоги міцності виконано. Остаточного приймаємо переріз балки

широкополичний двотавр 30Ш1.

Відхилення вираховується:

$$\frac{0,93 - 0,91}{0,93} \cdot 100\% = 2,2\%$$

Розрахунок на міцність вважаємо правильним.

2.9.2 Розрахунок розтягнутого розкосу

Як позацентрово розтягнутий елемент виберемо розтягнутий розкіс ферми.

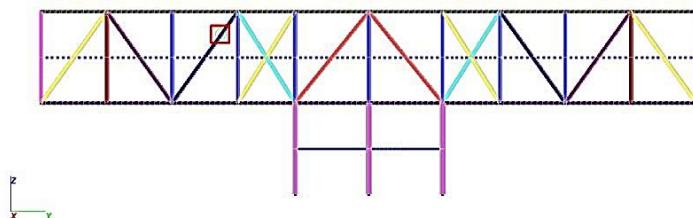


Рисунок 2.24 – Розтягнутий розкіс ферми

Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих (стиснуто-згинальних) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-згинальних) елементів зі сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ слід виконувати за формулою:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{B}{W_{\omega n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.18)$$

де N , M_x і M_y , B - абсолютні значення відповідно подовжньої сили, моментів, що згинають, і бімомента за найнесприятливішого їх поєднання;

Підставимо значення зусиль і характеристики перерізу.

Порівняємо отримане значення критичного фактора зі значенням, отриманим за допомогою ПК SCAD.

Відхилення становить:

$$\frac{0,92 - 0,88}{0,92} \cdot 100\% = 4,34\%$$

Розрахунок на міцність вважаємо правильним.

Згідно з п. 10.4 [8] гнучкості елементів визначають за формулою:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{10 \cdot 10^2}{11,37} = 87,95$$

де l_{ef} - розрахункова довжина елемента;

i - радіус інерції, см.

Гнучкість не повинна перевищувати граничного значення, значення якого наведено в [8]. Гранична гнучкість $\lambda_u = 400$ для розтягнутих розкосів плоских ферм.

2.9.3 Розрахунок залізобетонного перекриття

Виконаємо розрахунок залізобетонного перекриття за балками Б2. Сталевий профільований настил: Н75-750 0,8 мм. Плита: бетон класу С30/35 ($R_b=19,5$ МПа; $R_{bt}=1,3$ МПа; $E_b=34500$ МПа), загальна товщина плити 150 мм. Сталева балка: двотавр 20Ш1, сталь С355 ($R_y=350$ МПа; $R_s=206000$ МПа). На стадії монтажу стійкість стиснутого поясу сталеві балки забезпечено з'єднанням із профільованим настилом.

Розрахунок настилу на стадії бетонування.

На стадії бетонування плити сталевий профільований настил виконує функції опалубки і є несучою конструкцією, що працює на поперечний вигин. Нормативне навантаження q_b від власної ваги свіжоукладеної бетонної суміші з урахуванням наведеної товщини бетону h_b в межах висоти перерізу настилу, згідно з [15], визначається за формулою

$$q_b = \gamma \cdot (h_f + h_b), \quad (2.19)$$

де γ - питома вага бетонної суміші;

h_f - товщина бетону над верхніми полицями настилу;

h_b - наведена товщина бетону в межах висоти перерізу настилу, що визначається за формулою

$$h_b = \frac{b + b'}{2 \cdot S_n} \cdot h_n, \quad (2.20)$$

де b, b', S_n, h_n - показано на рисунку 2.28.

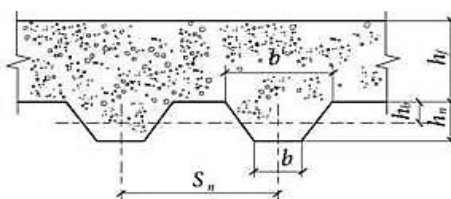


Рисунок 2.25 – Схема для визначення наведеної товщини бетону

З урахуванням геометричних характеристик настилу Н75-0,8:

$h_f = 75$ мм, $h_n = 75$ мм, $b = 92$ мм, $b' = 138$ мм, $S_n = 188$ мм. Підставляючи всі значення у формулу 2.20, отримаємо

$$h_b = \frac{92 + 138}{2 \cdot 188} \cdot 75,$$

$$h_{b,eq} = h_b + h_f = 75 + 46 = 121 \text{ мм.}$$

Тоді за формулою 2.19 виходить

$$q_b = 2500 \cdot 0,121 = 302,5 \text{ м}^2.$$

Навантаження, що сприймаються аркушем на стадії монтажу, представлені в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 – Навантаження на стадії монтажу

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне значення, кПа	γ_f	Розрахункове значення, кПа
1	Залізобетонна плита приведеною товщиною 131 мм	3,03	1,2	3,64
2	Незнімна опалубка (настил Н75-750-0,8)	0,11	1,05	0,12
3	Монтажне навантаження (вивантаження бетону бетоноводами)	0,5	1,3	0,65
Разом:		3,64		4,41

Розрахунок настилу на міцність.

На стадії бетонування плити міцність сталевого профільованого настилу в надпорних і прогонових перерізах перевіряють за формулою

$$\frac{M}{W_{min}} < R_y, \quad (2.21)$$

де M - згинальний момент від розрахункових навантажень;

W_{min} - мінімальний розрахунковий момент опору профілю настилу;

R_y - розрахунковий опір сталі.

Згинальний момент у пролітному перерізі профілю настилу, як для жорстко затиснутої з обох кінців балки, визначається за формулою

$$M_{пр} = \frac{q \cdot l^2}{24}, \quad (2.22)$$

де q - рівномірно розподілене навантаження;

l - величина прольоту.

За l приймаємо максимальний проліт настилу. Підставляючи значення у формулу 2.22, отримаємо

$$M_{пр} = \frac{4,41 \cdot 2^2}{24} = 0,735 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Згинальний момент у надпорному перерізі визначимо за формулою

$$M_{оп} = \frac{q \cdot l^2}{12}, \quad (2.23)$$

де q - рівномірно розподілене навантаження;

l - величина прольоту.

Підставляючи значення у формулу 2.23, отримаємо

$$M_{\text{оп}} = \frac{4,41 \cdot 2^2}{12} = 1,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тоді за умовою формули 2.21 отримуємо

$$\frac{1,47}{25,8 \cdot 10^{-6}} = 55,98 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Міцність настилу на стадії бетонування забезпечена. Розрахунок на стійкість стінок гофрів на опорах.

Перевірка стійкості стінок трапецієподібних гофрів настилу під час укладання бетонної суміші перевіряється за формулою

$$Q \geq 0,5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma_{M1}, \quad (2.24)$$

де Q - поперечна критична сила на одну стінку гофра, що відповідає втраті її місцевої стійкості; k_1 - коефіцієнт, що залежить від значення опорної реакції, який визначають залежно від схеми розкладки настилу на опори, що дорівнює 0,5 для однопролітного настилу; q_p - розрахункове рівномірно розподілене навантаження на настил; l - довжина прольоту гофрів настилу; S_n - крок гофрів настилу; γ_{M1} - коефіцієнт умови роботи стінок гофрів настилу, що дорівнює: 1,25 - для настилу на проміжній опорі; 1,05 - для настилу на крайній опорі.

Поперечна критична сила нерозрізного настилу, що відповідає втраті місцевої стійкості однієї зі стінок його гофра, визначається за формулою

$$Q = \alpha \cdot t_n^2 \cdot \sqrt{R_{yn} \cdot E_{st}} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{r_n}{t_n}}\right) \cdot \left(0,5 - \sqrt{\frac{0,02 \cdot l_a}{t_n}}\right) \cdot \left(2,4 + \left(\frac{\theta}{90}\right)^2\right), \quad (2.25)$$

де $\alpha = 0,15$ - коефіцієнт для проміжних опор;

t_n - товщина стінки настилу; R_{yn} - межа плинності сталі; E_{st} - модуль пружності сталі; r_n - радіус згину в гофрах; l_a - розрахункова ширина опори настилу; θ - кут нахилу стінки гофра в градусах.

Підставляючи всі значення у формулу 2.25, отримаємо

$$Q = 0,15 \cdot 0,8^2 \cdot \sqrt{245 \cdot 206000} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{2,5}{0,8}}\right) \cdot \left(0,5 - \sqrt{\frac{0,02 \cdot 60}{0,8}}\right) \cdot \left(2,4 + \left(\frac{107}{90}\right)^2\right) = 17,32 \text{ кН.}$$

Підставляючи значення у формулу 2.24, отримаємо

$$Q = 17,32 \text{ кН} > 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,41 \cdot 0,188 \cdot 1,05 \cdot 2 = 0,43 \text{ кН.}$$

Стійкість стінок гофрів забезпечена.

Розрахунок прогину настилу.

Максимальний прогин профільованого настилу від нормативних навантажень не повинен перевищувати $l/200$ прольоту. Максимальний прогин профільованого настилу від нормативних навантажень визначається за формулою

$$f_n = k_2 \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_{st} \cdot I_{n,x}}, \quad (2.26)$$

де k_2 - коефіцієнт, що визначається залежно від схеми розкладки настилу, що дорівнює 0,013 - для однопролітного настилу;

q_n - нормативне рівномірно-розподілене навантаження на настил;

$I_{n,x}$ - момент інерції перерізу профілю на 1 м ширини настилу. Підставляючи значення у формулу 2.26, отримаємо

$$f_n = 0,013 \cdot \frac{3,64 \cdot 2^4}{2,06 \cdot 114,9} = 0,003 \text{ м} < \frac{2}{200} = 0,01 \text{ м.}$$

Максимальний прогин профільованого настилу від нормативних навантажень f_n не перевищує допустимий прогин. Приймаємо переріз профільованого настилу Н75-750 0,8 мм.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Об'єктом капітального будівництва є громадська будівля з двома консолями по 23,25 метрів, заввишки 16,8 м, розташована у м. Хмельницький. Нормативна глибина сезонного промерзання $d_{fn} = 1,04$ м.

Інженерно-геологічні умови ділянки. У розрізі ґрунтової основи майданчика виділено 3 інженерно-геологічні елементи (ІГЕ).

ІГЕ-1 - Суглинок твердий і напівтвердий, непросадочний алювіальний. Ґрунт розкритий у свердловинах 1 і 2 з глибини 4.0-4.2 до глибини 6.8-7.5 м. Потужність шару 2.8-3.3 м.

ІГЕ-2 - Суглинок твердий з одиничними включеннями дресви. Ґрунт зустрінутий у всіх свердловинах, з глибини 6.8-7.5 м до глибини - 15.0 м на повну потужність не розкритий, розкрита сумарна потужність шару від 4.2 м до 7.5 м.

ІГЕ-3 - Глина тверда, непросадочна. Ґрунт розкрито в усіх свердловинах, крім свердловини 1 з глибини 9.0-10.0 м до глибини 11.0-14.0 м, потужність шару 2.0-4.0 м.

Підземні води на період проведення польових робіт у межах досліджуваної ділянки виявлено не було.

Розрахункові характеристики ґрунтів наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№	Найменування	h, м	Щільність, г/см ³			γ	W, д.е.	WL, д.е.	WP, д.е.	e, д.о.	IL, д.е.	Sr, д.о.	Розрахункові характеристики		
			ρ	ρ_s	ρ_d								C, кПа	ϕ , град	E, МПа
1	Суглинок твердий і напівтвердий, непросадочний алювіальний	4,2	1,93	2,71	1,6	19,3	0,210	0,331	0,222	0,698	- 0,113	0,82	30	20	22,2

Продовження таблиці 3.1

2	Суглинок твердий з поодинокими включеннями дресви	5,8	2,03	2,72	1,77	20,3	0,143	0,357	0,225	0,532	- 0,625	0,73	51	23	27
3	Глина тверда непросадочна	4	2,01	2,74	1,78	20,1	0,129	0,375	0,181	0,541	- 0,267	0,65	61	21	19

3.2 Проектування пального фундаменту із забивних паль

3.2.1 Вибір висоти ростверку і довжини палі

Проектування пального фундаменту ведемо згідно з [12].

Фундамент проектуємо під металеві колони круглого перерізу $D=530$ мм.

Перетин палі 300×300 мм.

Відмітка обрізу фундаменту за проектом $-0,600$ м.

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо на позначці $-2,250$ м. Відмітку голови палі приймаємо на $0,5$ м вище за підшову ростверку $-1,750$ м.

Як несучий шар вибираємо суглинок твердий, непросадочний елювіальний з одиничними включеннями дресви з показником плинності $I_L = -0,625$, що залягає з позначки $-10,000$ м.

Приймаємо палі завдовжки 7 м (С70.30.3); відмітка нижнього кінця складе $-8,750$ м.

За характером роботи в ґрунті палі відносяться до висячих, оскільки спираються на нескельний ґрунт.

Сполучення паль із ростверком жорстке.

Дані для розрахунку несучої здатності палі наведено в таблиці 3.2.

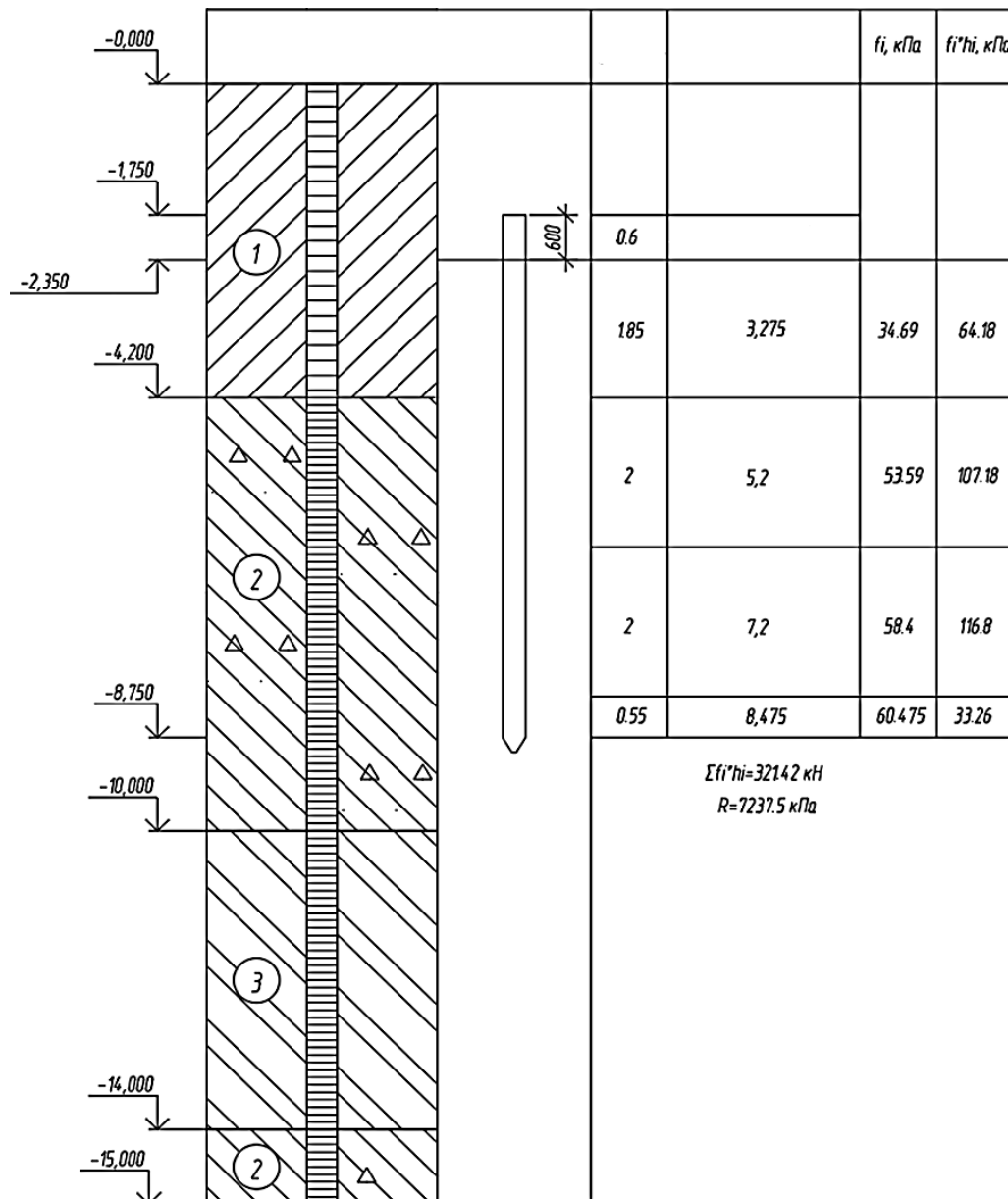


Рисунок 3.1 - Дані для розрахунку несучої здатності палі

3.2.2 Визначення несучої здатності палі

Несуча здатність забивних висячих палей F_d , кН, визначається згідно з [12] за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \cdot \sum (f_i \cdot h_i)) \quad (3.1)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A - площа поперечного перерізу палі;

u - периметр поперечного перерізу палі;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

f_i - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту.

Приймаємо: $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_{cR} = 1,0$; $R = 7237,5$ кПа; $A = 0,09$ м²; $u = 1,2$ м; $\gamma_{cf} = 1,0$; $\sum(f_i \cdot h_i) = 321,42$ кН.

Підставляємо прийняті значення у формулу (3.1), отримуємо:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 7237,5 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 321,42) = 1037,08 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження, що допускається на палю $N_{пл}$, кН, визначається за формулою

$$N = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_0 \gamma_k}, \quad (3.2)$$

де $N_{пл}$ - розрахункове навантаження на палю від будівлі;

γ_0 - коефіцієнт умов роботи, для кущового розміщення паль дорівнює 1,15;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням (відповідальністю) будівлі або споруди, що приймається рівним 1,2 для будівель і споруд I рівня відповідальності;

F_d - несуча здатність паль;

γ_k - коефіцієнт надійності, залежить від способу визначення несучої здатності палі, приймається рівним 1,4.

Приймаємо: $\gamma_0 = 1,15$; $F_d = 601,49$ кН; $\gamma_k = 1,4$ кН. Підставляємо прийняті значення у формулу (3.2), отримуємо:

$$N_{пл} = (1,15 \cdot 1037,08) / (1,2 \cdot 1,4) = 709,9 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком дорівнює 709,9 кН.

Під час призначення навантаження, що допускається на палю, враховуються

обмеження. З досвіду проектування, і виходячи з надійності фундаменту, навантаження, що допускається на палю, приймаємо рівним 600 кН.

3.2.3 Визначення числа паль у ростверку

Кількість паль n , шт, визначається за формулою

$$n = \frac{N}{\frac{F_d}{\gamma_k} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.3)$$

де γ_k - коефіцієнт надійності;

d_p - глибина закладення ростверку;

γ_{cp} - усереднена питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах;

$\bar{A}$ - площа ростверка, що припадає на одну палю ($0,56 \text{ м}^2$). Приймаємо три типи ростверків. Для колон консольної частини будівлі:

$N_1 = 6328,67 \text{ кН}$; $N_2 = 1773,58 \text{ кН}$; $F_d/\gamma_k = 600 \text{ кН}$; $d_p = 2,25 \text{ м}$; $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$

Для колон двотаврового перерізу: $N_3 = 463,57 \text{ кН}$; $F_d/\gamma_k = 600 \text{ кН}$; $d_p = 2,25 \text{ м}$; $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$

Підставляємо прийняті значення у формулу (3.3), отримуємо:

— для першого типу

$$n = 6328,67 / (600 - 0,56 \cdot 2,25 \cdot 20) = 11,05 \text{ шт.}$$

Приймаємо 12 паль. Палі розміщуємо в три ряди (рисунок 3.2) з відстанню між осями паль 900 мм. Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси його за зовнішні грані паль 150 мм, $3300 \times 2400 \text{ мм}$.

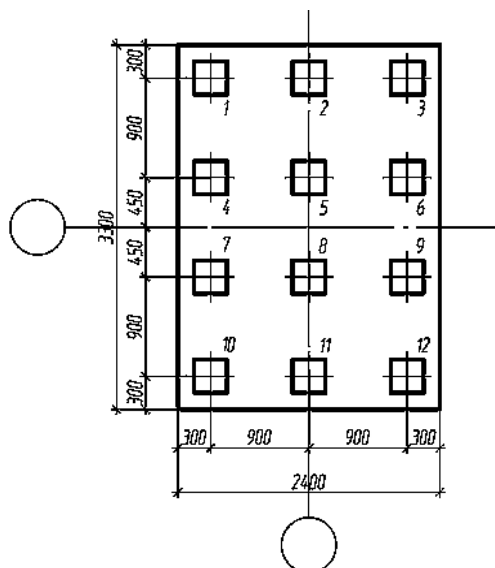


Рисунок 3.2 – Схема розташування паль (1 тип)

— для другого типу

$$n = 1773,58 / (600 - 0,56 \cdot 2,25 \cdot 20) = 3,08 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 палі. Палі розміщуємо в два ряди (рисунок 3.3) з відстанню між осями паль 900 мм. Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси його за зовнішні грані паль 150 мм, 1500×1500 мм.

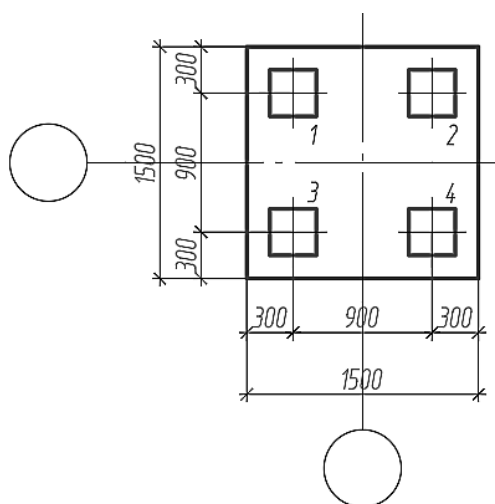


Рисунок 3.3 – Схема розташування паль (2 тип)

для третього типу

$$n = 463,57 / (600 - 0,56 \cdot 2,25 \cdot 20) = 0,8 \text{ шт.}$$

Приймаємо 2 палі. Палі розміщуємо в два ряди (рисунок 3.4) з відстанню між

осями паль 900 мм. Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси його за зовнішні грані паль 150 мм, 1500×1500 мм.

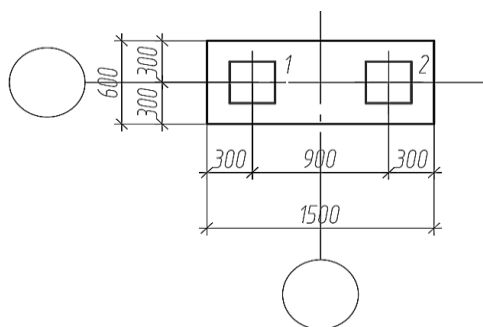


Рисунок 3.4 – Схема розташування паль (3 тип)

3.2.4 Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності

Розрахунок пального фундаменту виконують за 1-ою групою граничних станів. Основним критерієм проектування палих фундаментів є умова:

$$N_{пл} \leq 1,2 \cdot F_d / \gamma_k, \quad (3.4)$$

де γ_k - коефіцієнт надійності, залежить від способу визначення несучої здатності палі, приймається рівним 1,4.

F_d - несуча здатність паль;

Навантаження від ваги ростверку N_p , кН, визначається за формулою

$$N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{ср}, \quad (3.5)$$

де 1,1 - коефіцієнт надійності за навантаженням;

d_p - глибина закладення ростверку;

b_p - ширина ростверку;

l_p - довжина ростверку.

Перевірку несучої здатності зробимо за двома комбінаціями завантажень для першого типу ростверку.

Приймаємо: $d_p = 2,25$ м; $b_p = 3,3$ м; $l_p = 2,4$ м; $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³. Підставляємо прийняті значення у формулу (3.5), отримуємо:

$$N_p = 1,1 \cdot 2,25 \cdot 3,3 \cdot 2,4 \cdot 20 = 392,04 \text{ кН.}$$

I комбінація:

$$N' = N_{\text{відпов}} + N_p$$

$$M' = M_{\text{відпов}} + Q \cdot (d - 0,6);$$

де $M_{\text{відпов}}$ - згинальний момент, що передається від колони;

Q - поперечна сила, що передається з колони;

d_p - глибина закладення ростверку.

II комбінація:

$$N' = N_{\text{відпов}} + N_p;$$

$$M' = M_{\text{max}} + Q \cdot (d - 0,6);$$

Значення сил, що діють на підшву, зведено в таблицю 3.2.

Таблиця 3.2 – Визначення сил, що діють на підшві ростверку

Комбінація	Зусилля					N_p , кН	N' , кН	M_x , кНм	M'_y , кНм
	N , кН	M_x , кНм	Q_y , кН	M_y , кНм	Q_x , кН				
I $N_{\text{max}}, M_{\text{відпов}}$	6328,67	9,17	16,98	-108,42	15,62	392,04	6720,71	37,19	-82,65
II $N_{\text{відпов}}, M_{\text{max}}$	5815,94	62,86	27,24	161,93	- 25,14		6207,98	107,81	120,45

Навантаження на палю $N_{\text{пл}}$, кН, у разі дії моментів в одному напрямку визначається за формулою

$$N_{\text{св}} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M'_x \cdot x_i}{\sum(x_i^2)} \pm \frac{M'_y \cdot y_i}{\sum(y_i^2)} + 1,1 \cdot 10 \cdot g_{\text{св}}, \quad (3.6)$$

N' , M'_x , M'_y - відповідно розрахункове зусилля в несприятливих поєднаннях і комбінаціях, за яких розрахункове зусилля в палі найбільше, під час визначення вертикального зусилля до розрахункового навантаження додають вагу паль із коефіцієнтом надійності 1,1;

n - кількість паль у фундаменті;

x, y - відстань у площині дії моменту від головної осі до палі, зусилля в якій визначається, м;

x_i, y_i - відстань від осі пальового куща до осі палі, м.

$g_{пл}$ - маса палі (1,6 т).

Основна перевірка визначається умовою:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (3.7)$$

Визначаємо навантаження на палі. Дані розрахунку зведено в таблицю 3.3.

Таблиця 3.3 – Зусилля в палях

Номер палі	x_i , м	$\Sigma(x_i)^2$	y_i , м	$\Sigma(y_i)^2$	Зусилля в палях, кН		F_d/γ_k (ср. палі); $1,2F_d/\gamma_k$ (кр. палі)
					I комбінація	II комбінація	
1	0,9	$0,9^2 \cdot 8 = 6,48$	1,35	$1,35^2 \cdot 6 + 0,45^2 \cdot 6 + 12,15$	566,89	561,65	720
2	0		1,35		565,61	552,92	720
3	0,9		1,35		564,34	544,19	720
4	0,9		0,45		574,92	549,66	720
5	0		0,45		573,64	540,93	600
6	0,9		0,45		572,37	532,20	720
7	0,9		0,45		582,95	537,66	720
8	0		0,45		581,67	528,93	600
9	0,9		0,45		580,40	520,20	720
10	0,9		1,35		590,98	525,67	720
11	0		1,35		589,71	516,94	720
12	0,9		1,35		588,43	508,21	720

З таблиці видно, що несуча здатність паль забезпечена. Приймаємо 12 паль.

3.2.5 Розрахунок на продавлювання ростверку підколонником

Розміри підколонника в плані призначаємо для круглої колони 530×30 1500×1500 мм. З огляду на те, що розміри ростверку в плані 3300×2400 мм, вильоти сходинок із кожного боку становитимуть 900 і 450 мм.

Зробимо перевірку ростверку на продавлювання підколонником.

Схема продавлювання наведена на рисунку 3.5.

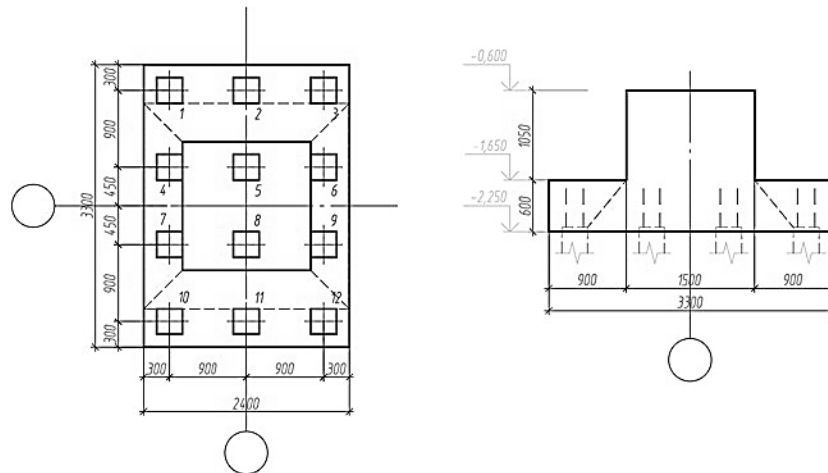


Рисунок 3.5 – Схема роботи ростверку на продавлювання колоною

Перевірка проводиться з умови:

$$F \leq 2 \cdot R_{bt} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_{cf} + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_{cf} + c_1) \right], \quad (3.8)$$

де F - розрахункова сила, що продавлює;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню;

h_{op} - робоча висота перерізу ростверку;

c_1 , c_2 - відстані від грані підколонника до внутрішньої грані найближчого ряду паль, розташованих за межами піраміди продавлювання (не більш як h_{op} і не менш як $0,4 h_{op} = 0,22$ м);

b_{cf} , l_{cf} - розміри перерізу підколонника.

Розрахункова сила, що продавлює, визначається за формулою

$$F = 2 \cdot (N^{10} + N^{11} + N^{12}), \quad (3.9)$$

де $N^{10}_{пл}$, $N^{11}_{пл}$, $N^{12}_{пл}$ - зусилля в палях від навантажень N і M , прикладених

до обрізу ростверки.

Приймаємо: $N_{пл}^{10} = 590,98$ кН; $N_{пл}^{11} = 589,71$ кН; $N_{пл}^{12} = 588,43$ кН.

$F = 2 \cdot (590,98 + 589,71 + 588,43) = 3538,24$ кН.

Клас бетону ростверку приймаємо С20/25 з $R_{bt} = 1050$ кПа. Робоча висота перерізу ростверка:

$h_{0p} = 1,65 - 1,05 - 0,05 - 0,05 = 0,55$ м.

Приймаємо $cc_1 = 0,45$ м, $cc_2 = 0$ м. Перевірка умови продавлювання:

$F = 2 \cdot (590,98 + 589,71 + 588,43) = 3538,24$ кН.

Умова виконується.

3.2.6 Розрахунок на продавлювання ступеня ростверку кутовою палею.

Перевірка проводиться з умови:

$$N \leq R_{bt} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right], \quad (3.10)$$

де $N_{пл}$ - найбільше зусилля в кутовій палі, що визначається від навантажень на рівні підшви ростверку;

h_{01} - робоча висота ступеня ростверку;

β_1, β_2 - коефіцієнти, що приймаються за табл. 4 [12];

b_{01}, b_{02} - відстані від внутрішньої грані паль до зовнішніх граней ростверку;

c_{01}, c_{02} - відстані від внутрішньої грані кутових паль до підколонника (не більш як h_{0p} і не менш як $0,4h_{0p} = 0,22$ м).

Перевірка умови продавлювання:

$N = 590,98$ кН $\leq 1050 \cdot 0,55 \cdot \left[1 \cdot \left(0,45 + \frac{0,45}{2} \right) + 0,688 \left(0,45 + \frac{0,22}{2} \right) \right] = 612,31$ кН.

Умова виконується.

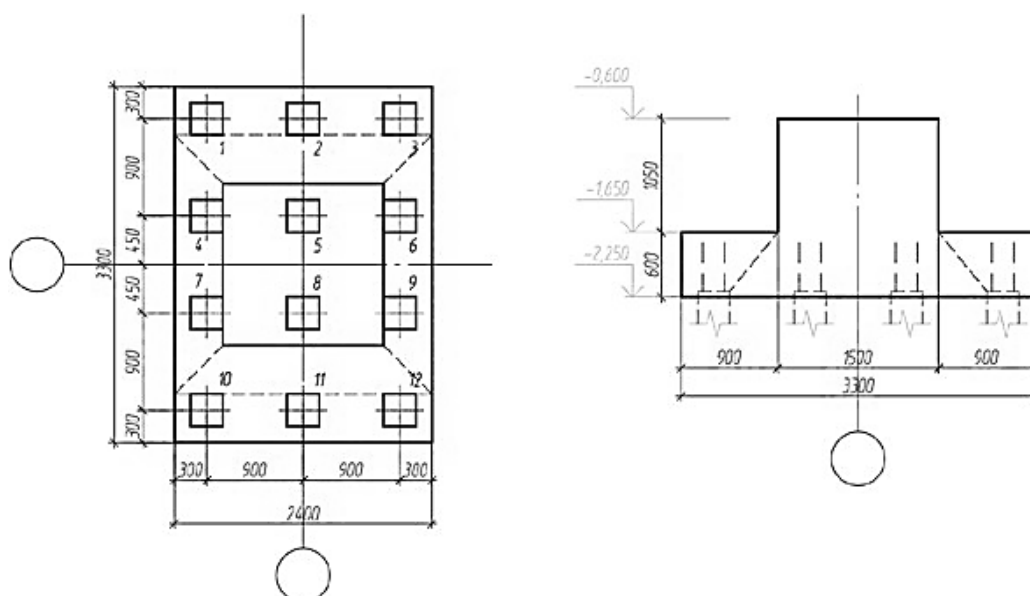


Рисунок 3.6 – Схема роботи ростверку на продавлювання кутовою палею

3.2.5 Розрахунок ростверку на вигин і визначення перерізу арматури

Момент, що виникає в площині x ростверки, визначається за формулою

$$M_{xi} = \sum N_{пл} \cdot x_i, \quad (3.11)$$

де $N_{пл}$ - розрахункове навантаження на палею;

x_i - відстань від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перетину, що розглядається.

Момент, що виникає в площині R ростверку, визначається за формулою

$$M_{yi} = \sum N_{пл} \cdot y_i, \quad (3.12)$$

де y_i - відстань від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перетину, що розглядається.

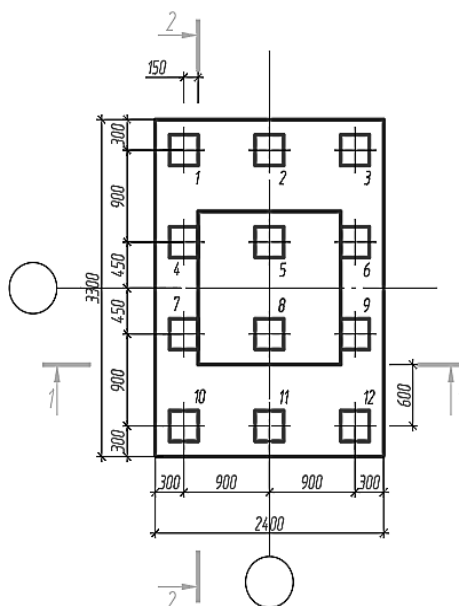


Рисунок 3.7 – Схема до розрахунку ростверку на вигин

Площа робочої арматури визначається за формулою

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s} \quad (3.13)$$

де M_i - величина моменту в перерізі;

ξ - коефіцієнт, що залежить від α_m ; h_0 - робоча висота кожного перерізу;

R_s - розрахунковий опір арматури. Коефіцієнт α_m визначається за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b} \quad (3.14)$$

де b_i - ширина стиснутої зони перерізу;

R_b - розрахунковий опір бетону ростверку стисненню, $R_b = 14,5$ МПа для бетону класу C20/25.

Розрахунки зводимо в таблицю 3.4.

Таблиця 3.4 – Розрахунок арматури

Перетини	b_i , м	Відстань, м	M	α_m	ξ	h_{0i} , м	A_s , см ²
1-1	2,4	0,6	1061,47	0,101	0,948	0,55	57,3
2-2	3,3	0,15	347,36	0,024	0,99	0,55	18

Конструюємо сітку С-1. Арматуру вздовж сторони bb приймаємо з кроком 100 мм, уздовж сторони l приймаємо з кроком 200 мм. Діаметр арматури в напрямку сторони $l = 3,3$ м - 24Ø18А400 з $A_s = 61,08$ см², у напрямку $b = 2,4$ м - 17Ø12А400 з $A_s = 19,23$ см². Довжини стрижнів приймаємо 3250 і 2350 мм.

Підколонник армуємо двома сітками С-2, приймаючи робочу поздовжню арматуру конструктивно Ø12А400 з кроком 200 мм, поперечну Ø8А240 з кроком 450 мм. Довжина робочих стрижнів 1600 мм, кількість у сітці - 7. Довжина поперечної арматури - 1400 мм, кількість стрижнів у сітці - 4. Верхню грань підколонника армуємо сіткою С-3, діаметр арматури приймаємо Ø8А240, довжину всіх стрижнів приймаємо 1400 мм. Кількість стрижнів у кожному напрямку - 8.

3.2.6 Вибір висоти ростверку і довжини буронабивної палі

Проектування пальового фундаменту ведемо згідно з [12].

Фундамент проектуємо під металеві колони круглого перерізу $D=530$ мм.

Відмітка обрізу фундаменту за проектом -0,600 м.

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо на позначці -2,250 м. Відмітку голови палі приймаємо на 0,5 м вище за підшову ростверку -1,750 м. Як несучий шар вибираємо суглинок твердий, непросадочний елювіальний з одиничними включеннями дресви з показником плинності $I_L = -0,625$, що залягає з позначки -10,000 м. Приймаємо довжину палі 5 м; відмітка нижнього кінця складе -6,750 м.

За характером роботи в ґрунті палі відносяться до висячих, оскільки спираються на нескельний ґрунт.

Сполучення паль із ростверком жорстке. Діаметр паль 400 мм.

3.2.7 Визначення несучої здатності палі

Згідно з [12] приймаємо: $\gamma_c = 0,8$; $\gamma_{R,R} = 1,0$; $R = 4175$ кПа; $A = 0,16$ м²; $u = 1,6$ м; $\gamma_{R,f} = 0,7$; $\sum(f_i \cdot h_i) = 202,68$ кН.

Підставляємо прийняті значення у формулу (3.1), отримуємо:

$$F_d = 0,8 \cdot (1 \cdot 4175 \cdot 0,16 + 0,7 \cdot 1,6 \cdot 202,68) = 716 \text{ кН.}$$

Приймаємо: $\gamma_0 = 1,15$; $F_d = 716$ кН; $\gamma_k = 1,4$ кН. Підставляємо прийняті значення у формулу (3.2), отримуємо: $N_{пл} = (1,15 \cdot 716) / (1,2 \cdot 1,4) = 490,11$ кН.

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком дорівнює 490,11 кН, тобто не перевищує прийняте значення допустимого навантаження з досвіду проектування для глинистих ґрунтів, що дорівнює 500 кН.

3.2.8 Визначення числа паль у ростверку

Приймаємо: $N = 6328,67$ кН; $F_d / \gamma_k = 490,11$ кН; $d_p = 2,25$ м; $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³.

Підставляємо прийняті значення у формулу (3.3), отримуємо:

$$n = 6328,67 / (490,11 - 0,9 \cdot 2,25 \cdot 20) = 14,08$$

Приймаємо 16 паль. Палі розміщуємо в чотири ряди (рисунок 3.8) з відстанню між осями паль $D+500=900$ мм. Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси його за зовнішні грані паль 150 мм, 3400×3400 мм.

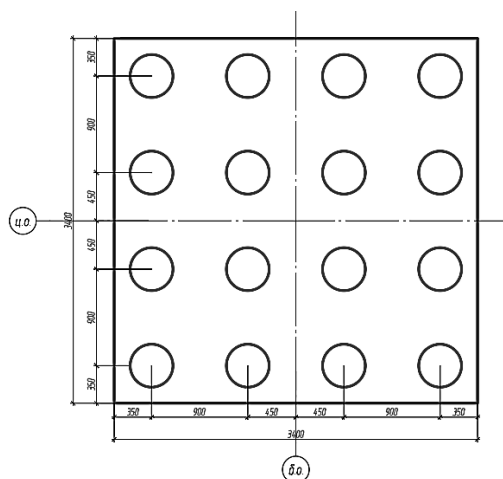


Рисунок 3.8 – Схема розташування буронабивних паль у ростверку

3.4 Порівняння ростверків із забивними і буронабивними палями

Порівняння двох фундаментів представлено в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 – Порівняння ТЕП фундаментів

Показник	Пальовий фундамент на забивних палях	Пальовий фундамент на буронабивних палях
Трудомісткість, люд.-год.	73,01	80,55

З розрахунку видно, що несуча здатність у буронабивних паль менша, ніж у забивних, але переріз майже в півтора рази більший.

При порівнянні техніко-економічних показників на влаштування фундаментів із забивних і буронабивних паль видно, що фундамент із забивних паль за вартістю дешевше буронабивних паль. Трудовитрати менші при зведенні фундаменту із забивних паль. У зв'язку з цими факторами приймаємо фундаменти із забивних паль.

Забивні палі практично не пошкоджують ґрунт під час занурення в нього (це дає змогу використовувати їх у будь-яких кліматичних районах. Передбачуваний термін служби пальових фундаментів коливається в межах від 100 до 150 років.

У результаті порівняння влаштування фундаменту на забивних палях і буронабивних найбільш вигідним і менш трудомістким є фундамент на забивних палях.

Приймається 12 паль С700.30 перетином 300×300 мм.

Ростверк приймають монолітний із перетином 2400×3300×1650(h).

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На даний момент консолі дуже часто зустрічаються в архітектурі будівель. Однак повністю консольні будівлі є дуже рідкісними, оскільки це майже завжди непроста конструкція, що вимагає участі в її розробці професійних інженерів і конструкторів.

4.1 Аналіз аналогів

Розглянемо приклади будівель, які у своєму каркасі мають консольні конструкції.

Зарубіжний досвід будівництва показує, що реалізація таких конструкцій можлива.

Будівля штаб-квартири компанії GasNatural

Так, одним із прикладів є будівля штаб-квартири компанії GasNatural у Барселоні, зведена 2005 р. Вона має вельми складну форму, а також свою головну особливість - 40-метрову консоль заввишки в п'ять поверхів (Рисунок 4.1). Несуча конструкція консолі виконана з металевих другорядних і головних балок таврового перерізу із застосуванням сталезалізобетону.

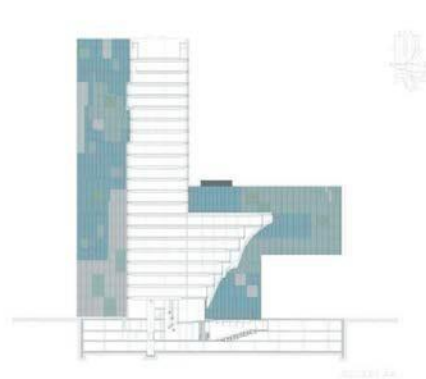


Рисунок 4.1 – Штаб-квартира компанії GasNatural у Барселоні, Іспанія

Штаб-квартира компанії Statoil (рисунок 4.2)

Штаб-квартира компанії Statoil за проектом архітектурного бюро A-lab в Осло виконана із залізобетону. Вона складається з п'яти триповерхових ортогональних модулів довжиною 140 м і шириною 23 м. Між собою вони з'єднані ліфтами і сходами, а також центральним атриумом, створеним за допомогою криволінійних повністю зашкленених стін.

Самі консолі являють собою сталевий каркас від фірми "Ruukki", виконаний у вигляді прямокутної ферми з паралельними поясами заввишки в три поверхи, з додатковими горизонтальними елементами, на які спираються балки таврового перерізу з перфорованою стінкою. По балках укладені залізобетонні плити перекриття. Маса одного елемента каркасу може досягати значення до 100 т. Максимальна довжина консолі становить 33 м, ширина - 23 м. Виліт найдовшої консолі становить близько 30 м. Штаб-квартира розрахована на 2500 співробітників. Будівля має площу 65 000 кв. м.



Рисунок 4.2 – Штаб-квартира компанії Statoil

Аналіз розглянутих варіантів дає змогу виявити певну закономірність застосування конструктивних рішень у тому чи іншому випадку. Наприклад, під час реалізації консольних поверхів намагаються виконати консоль у три і більше поверхів, водночас завдяки збільшенню плеча внутрішніх пар сил знижуються зусилля в найрозтягнутіших і стиснутих елементах. Як правило, у створі стінових

конструкцій влаштовують сегментну ферму, стійкість стиснутих розкосів яких забезпечується за рахунок примикання до них елементів перекриття.

Також аналіз показує, що консольні конструкції можуть бути виконані у вигляді складових ферм або їхніх блоків (штаб-квартира компанії Statoil), повністю з металевих каркасу, з попередньо напружених залізобетонних конструкцій, а також влаштування такого виду просторової геометрії досягається в разі спільної роботи ядра жорсткості з монолітного залізобетонного каркасу та металевих фермових конструкцій.

4.2 Розгляд варіантів виконання будівлі

На цьому етапі необхідно провести дослідження декількох варіантів, за результатами розрахунку зробити аналіз і вибрати найбільш раціональний варіант.

Умовно будівлю можна розділити на 3 частини: дві двоповерхові бічні частини, з'єднані переходом, а також двоповерхова двоконсольна частина.

У рамках кваліфікаційної роботи було ухвалено рішення провести варіантне проектування бічних частин будівлі.

У першому варіанті розглядається влаштування несучих конструкцій у металевому виконанні (рисунок 4.3): колони виконані з двотаврів 35K1, головні балки вздовж цифрових осей із двотаврів 30ШЗ, другорядні балки вздовж літерних осей із кроком 2 м із двотаврів 20Ш1, залізобетонне перекриття за профільованим настилом товщиною 150 мм. У другому варіанті влаштування несучих конструкцій виконано в залізобетонному виконанні (Рисунок 4.4): колони перерізом 400x400 мм і $D=700$ мм, головні балки вздовж цифрових осей перерізом 600x300 мм, монолітне залізобетонне перекриття товщиною 200 мм. Бетон класу C30/35. Усі варіанти каркасів розраховували в ПК SCAD на дію основного поєднання навантажень у вигляді власної ваги (задається автоматично в SCAD), снігового, вітрового навантаження, ваги огорожувальних конструкцій, підлоги і тимчасового корисного навантаження. Для визначення найраціональнішого варіанта порівнюємо переміщення від найнесприятливішого поєднання навантажень (рисунки 4.6-4.13),

а також витрати матеріалів для кожного з варіантів. Усі результати відображено в таблиці 4.1.

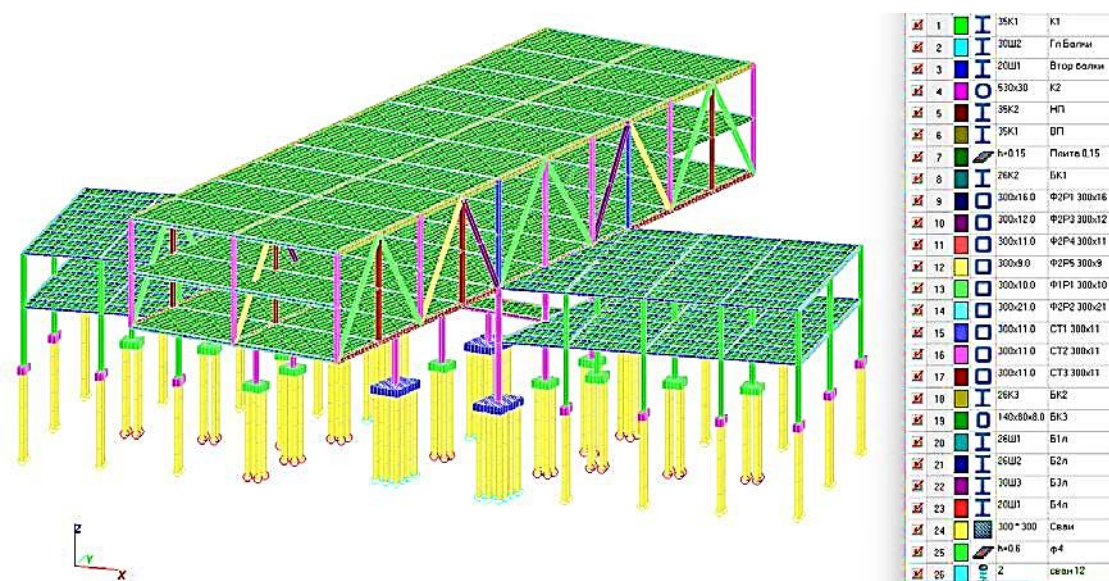


Рисунок 4.3 – Каркас будівлі в металевому виконанні

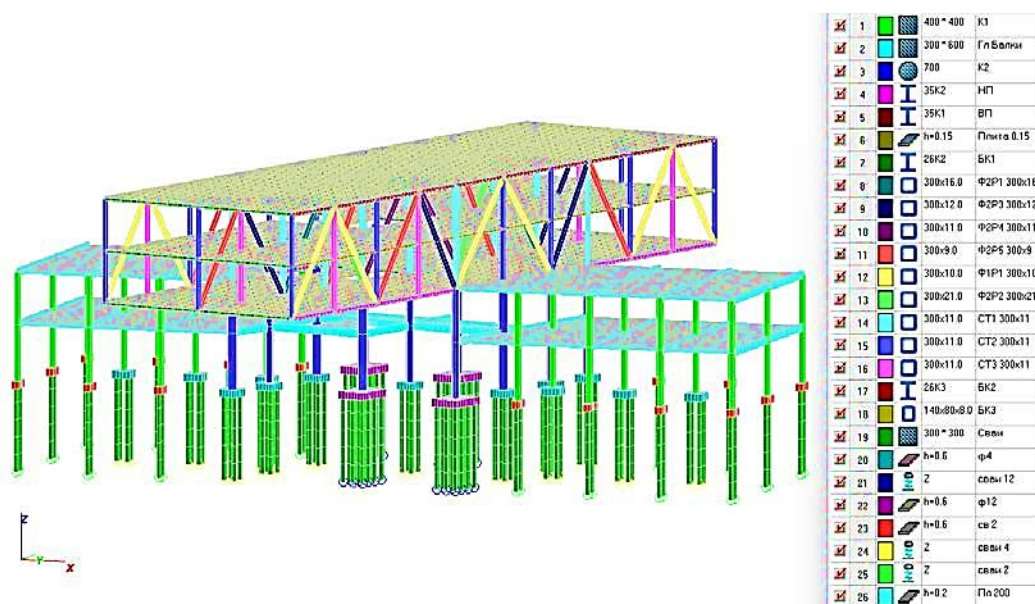


Рисунок 4.4– Каркас будівлі в металевому виконанні

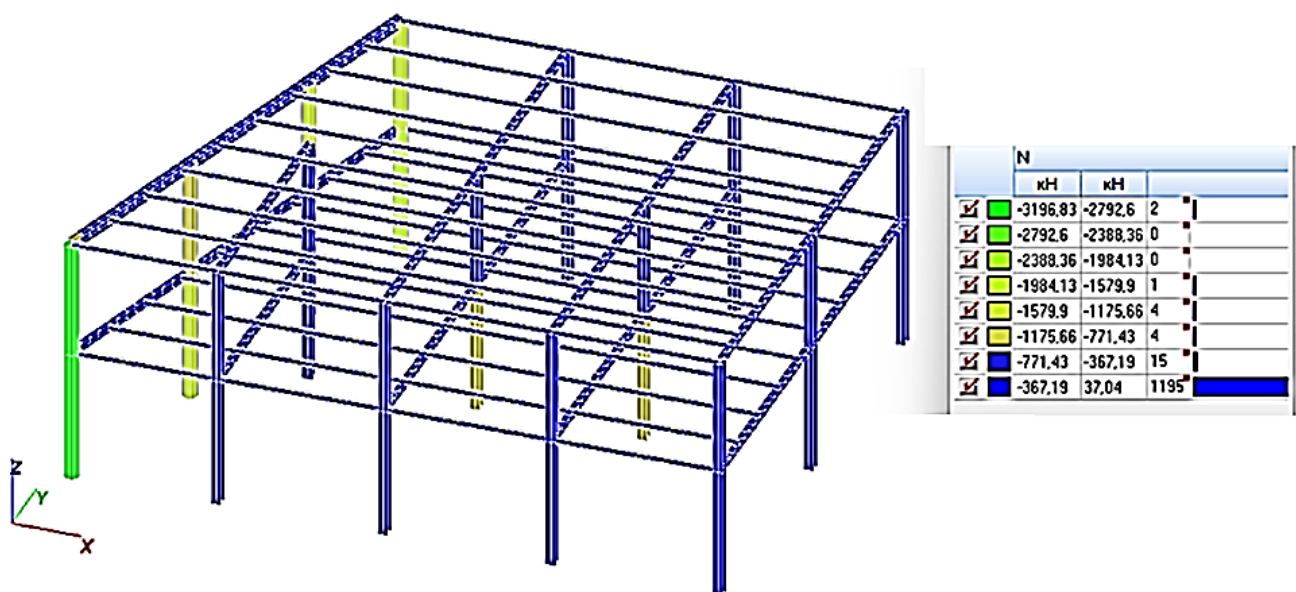


Рисунок 4.5 – Зусилля N у стрижневих елементах металевго каркасу

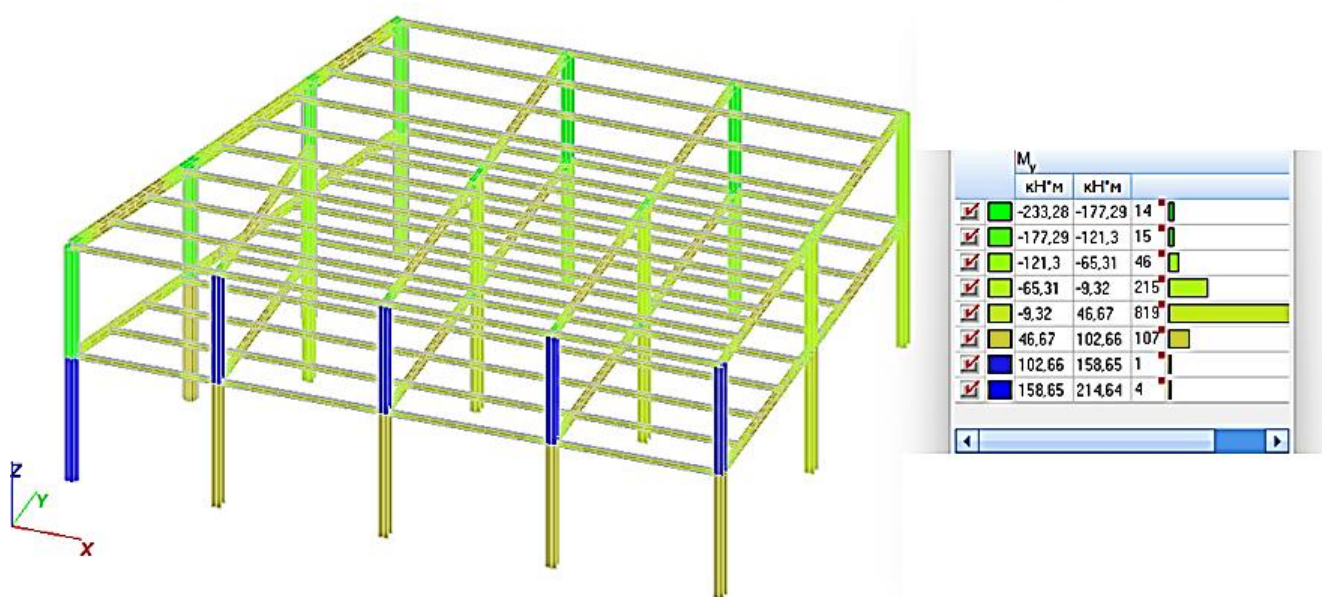


Рисунок 4.6 – Зусилля My в стрижневих елементах металевго каркасу, кН-м

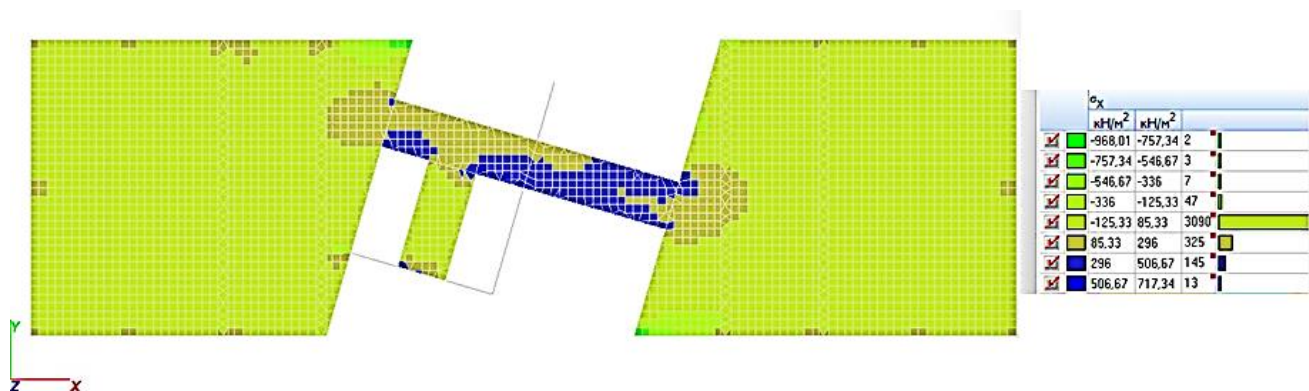


Рисунок 4.7 – Поле розподілу напружень σ_x у пластинчастих елементах металевго каркасу, кН/м²

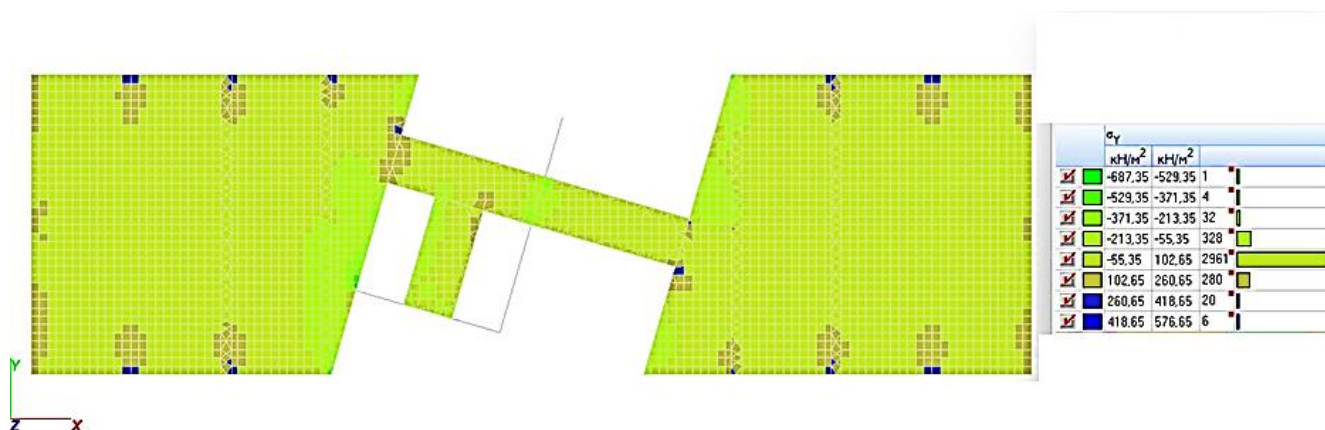


Рисунок 4.8 – Поле розподілу напружень σ_y у пластинчастих елементах металевго каркасу, кН/м²

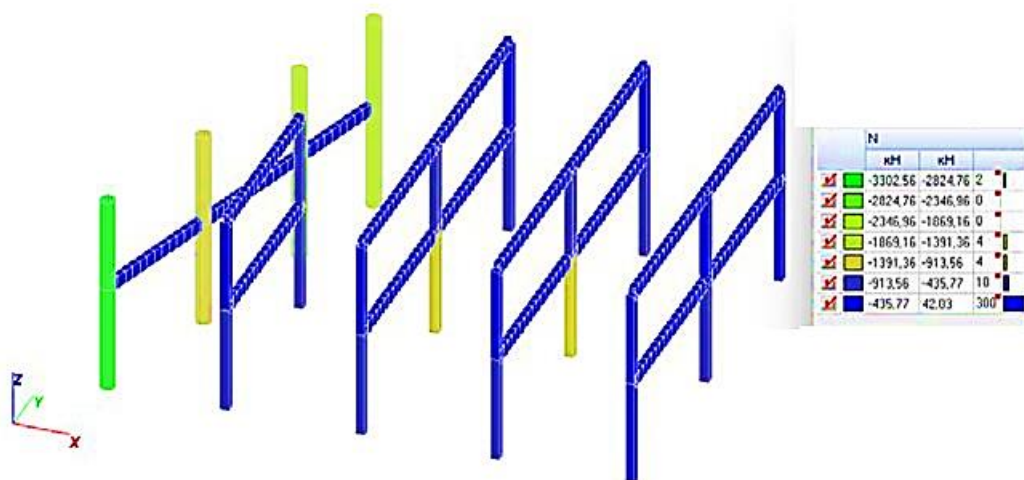


Рисунок 4.9 – Зусилля N у стрижневих елементах залізобетонного каркасу, кН

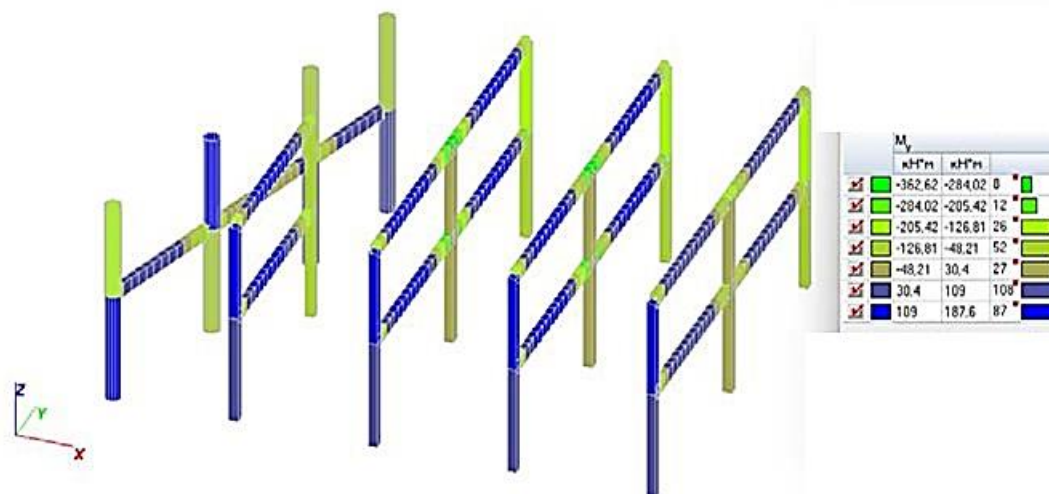


Рисунок 4.10 – Зусилля M_y в стрижневих елементах залізобетонного каркасу, кН·м

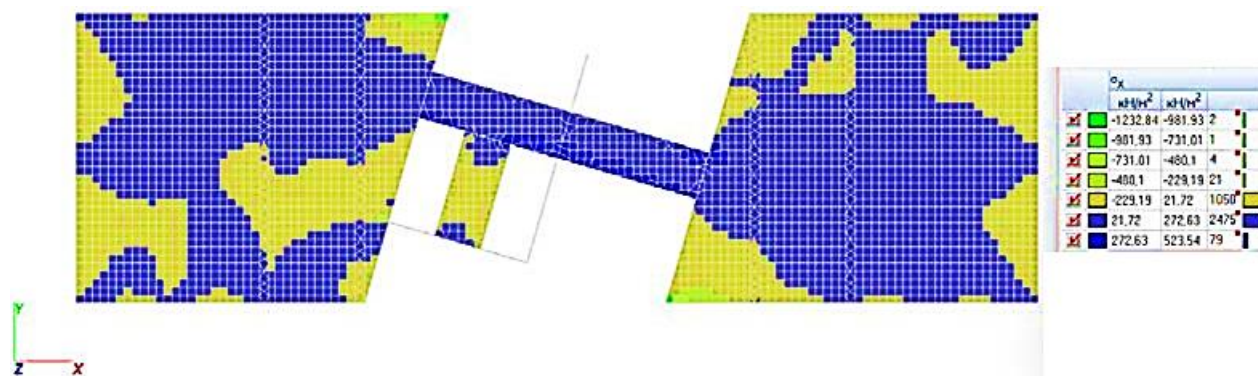


Рисунок 4.11 – Поле розподілу напружень σ_x у пластинчастих елементах залізобетонного каркасу, кН/м²

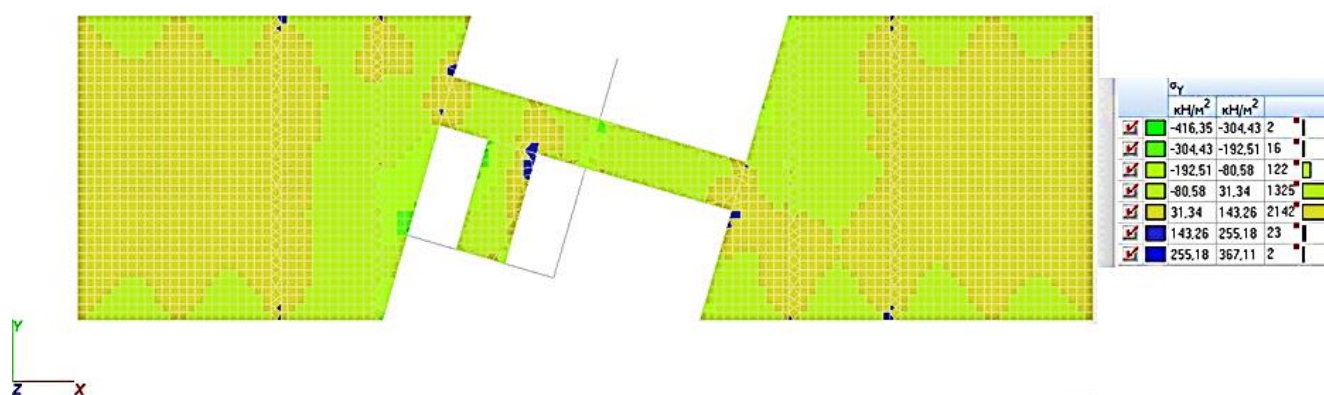


Рисунок 4.12 – Поле розподілу напружень σ_y в пластинчастих елементах залізобетонного каркасу, кН/м²

Таблиця 4.1 – Результати порівняння варіантів

№	Найменування показника	Од. вим.	Значення показника		Δ , %
			Варіант 1	Варіант 2	
1	Максимальне переміщення по осі X	мм	-27,08	19,21	29,06
2	Максимальне переміщення по осі Y	мм	7,9	6	24,05
3	Максимальне переміщення по осі Z	мм	-75,87	-74,7	1,54
4	Сумарне переміщення	мм	76,59	74,9	2,2
5	Максимальне зусилля N у стрижневих елементах	кН	-3196.83	-3302.56	3
6	Максимальне зусилля Mu в стрижневих елементах	кН-м	-233.28	-362.62	55
7	Максимальне напруження σ_x у пластинчастих елементах	кН/м ²	-968.01	-1232.84	27
8	Максимальне напруження σ_y в пластинчастих елементах	кН/м ²	-687.35	-416.35	35
9	Витрата бетону	м ³	552,3	1056,38	21,6
10	Витрата арматури	кг	2687,3	23218,54	76,19
11	Витрата профільованого листа	м ²	5523,36	3240	41,4
12	Витрата сталі	т	250,12	144,57	42,2

Незважаючи на те, що перший варіант на 26% дорожчий у виконанні, металевий каркас має низку переваг, таких як:

- швидко швидкість виконання роботи. Річ у тім, що елементи виготовляють безпосередньо на заводі, а на будівельному майданчику їх лише з'єднують;
- абсолютно відсутні мокрі процеси, через що кліматичні умови не так сильно впливають на монтажні процеси;
- порівняно менше навантаження на фундаменти, за рахунок меншої маси конструкцій.

З огляду на проведений порівняльний аналіз для подальшого проєктування приймаємо варіант 1 - несучий каркас у металевому виконанні.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці

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 [32] 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» [15] на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

4.1.2 Техніка безпеки та охорона праці

Механізація будівельних і спеціальних будівельних робіт має бути комплексною і здійснюватися комплектами будівельних машин, устаткування, засобів малої механізації, необхідного монтажного оснащення, інвентарю та пристосувань. Засоби малої механізації, обладнання, інструмент і технологічне оснащення, необхідні для виконання монтажних робіт, мають бути скомплектовані в нормокомплекти відповідно до технології виконуваних робіт. Таблиці калькуляція трудових витрат і машинного часу; машини і технологічне обладнання; технологічне оснащення, інструмент, інвентар і пристосування див. графічну частину. У процесі монтажу конструкцій будинків або споруд монтажники повинні перебувати на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмашування. Забороняється перебування людей на елементах конструкцій і устаткування під час їхнього підйому і переміщення. Навісні монтажні майданчики, драбини та інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід встановлювати на конструкціях, що монтуються, до їхнього підйому. Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу слід застосовувати драбини, перехідні містки і трапи, що мають огороження.

Забороняється перехід монтажників встановленими конструкціями та їхніми

Стропування конструкцій і устаткування необхідно проводити засобами, що задовольняють вимогам [25] і забезпечують можливість дистанційного розстропування з робочого горизонту у випадках, коли висота до замка вантажозахоплювального засобу перевищує 2 м. Стропування елементів, що монтуються, слід здійснювати в місцях, зазначених у робочих кресленнях, і забезпечити їхній підйом і подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проєктного.

Забороняється підймання елементів будівельних конструкцій, які не мають монтажних петель, отворів або маркування і міток, що забезпечують їх правильне стропування і монтаж. Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і криги необхідно проводити до їхнього підйому. Монтовані елементи слід піднімати плавно, без ривків, розгойдування і обертання. Піднімати конструкції слід у два прийоми: спочатку на висоту 20-30 см, потім після перевірки надійності стропування проводити подальший підйом. Під час переміщення конструкцій або устаткування відстань між ними і виступаючими частинами змонтованого устаткування або інших конструкцій має бути за горизонталлю не менш як 1 м, за вертикаллю - не менш як 0,5 м. Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Забороняється виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледиці, грози або туману, що виключають видимість у межах фронту робіт. Електрозварники повинні мати групу з електробезпеки не менше II. Місця виконання електрозварювальних і газополум'яних робіт мають бути звільнені від горючих матеріалів у радіусі не менше ніж 5 м, а від вибухонебезпечних матеріалів і обладнання (газогенераторів, газових балонів тощо) - не менше ніж 10 м.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Оснoву нoрмaтивнo-пpaвoвoї бaзи в сфeрі цивільнoї oбoрони, зaхисту нaселeння і тeритopії від нaслідків нaдзвичaйних ситyацій склaдaють: Кoдeкс цивільнoгo зaхисту Укрaїни, зaкoни «Прo вiйськa цивільнoї oбoрони», «Прo aвaрійнo-рятувaльнi служби»; укaзи Прeзидeнтa Укрaїни «Прo Кoнцeпції зaхисту нaселeння і тeритopій у випaдкy зaгpoзи і виникнeння НС» і Пoлoжeння «Прo мiнiстeрствo Укрaїни з питaнь НС і в спрaвaх зaхисту нaселeння від нaслідків Чoрнoбильськoї кaтaстpoфи», пoстaнoви Кaбiнeтy Мiнiстрiв Укрaїни прo зaтвeрджeння «Пoлoжeння прo цивільну oбoрoну Укрaїни», «Прo єдину дeржaвну систeмy пoпeрeджeння і рeaгyвaння нa НС тeхнoгeннoгo і прирoднoгo хaрaктeрiв», «Пoлoжeння прo керувaння з питaнь НС і цивільнoгo зaхисту нaселeння oблaсних і мiських дeржaвних aдмiнiстpaцій» тa iншi нoрмaтивнi aкти.

4.2.2 Оцiнка мaсштaбу, рoзмiрiв втpaт тa iнших нaслідків мoжливoї НС нa бyдiвeльнoмy oб'єктi

Оцiнка oбстaнoвки – пoрядoк визнaчeння ступeню yрaжeнoстi oб'єктa чи тeритopії, мoжливих oб'ємiв зaвдaних збиткiв тa вплив втoринних фaктoрiв нa пpoвeдeння рятувaльних тa iнших нeвiдклaдних рoбiт (РiНР) в oсeрeдкy yрaжeння від нaдзвичaйних ситyацій (НС). Вoни зaлeжaть від кoнкpeтних yмoв виникнeння aбo зaгpoзи виникнeння нaдзвичaйних ситyацій мирнoгo чи вoєннoгo чaсy [2714].

Пo чaсy oцiнка oбстaнoвки мoжe бyти - зaвчaснa, плaнoвa, тeрмiнoвa. В мирний чaс вiдпoвiднo дo Зaкoнy Укрaїни «Прo стpaхoвий фoнд дoкyмeнтaції» нa всiй тeритopії Укрaїни пpoвeдeний мoнiтopинг нaявнoстi пoтeнційнo нeбeзпeчних oб'єктiв чи явищ, щo мoжyть пpизвeсти дo виникнeння нaдзвичaйних ситyацій. Оцiнкy oбстaнoвки мoжнa пoпeрeдньo пpoвoдити пo кaртi мiсцeвoстi рaйoнy, дe iснyє зaгpoзa aбo виниклa нaдзвичaйнa ситyація.

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.

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 проведено аналіз особливостей ділянки будівництва та обґрунтовано прийняті архітектурно-планувальні рішення.

Забезпечено відповідність проєкту сучасним вимогам енергоефективності за рахунок використання якісних матеріалів та конструктивних рішень, зокрема багатошарового скління фасадів та оптимізації теплотехнічних характеристик будівлі. Продумано заходи щодо забезпечення природного освітлення, захисту від шуму та вібрації, а також декоративно-художнє оздоблення інтер'єрів.

У другому розділі виконано детальний аналіз навантажень (постійних, корисних, вітрових, снігових) та побудовано розрахункову модель будівлі за допомогою ПК SCAD. Проведено перевірку міцності, стійкості та жорсткості елементів каркасу, включаючи розрахунок колон, балок і перекриттів. Розрахунки підтвердили відповідність конструкцій вимогам нормативних документів.

В розділі 3 «Розрахунок і конструювання фундаментів» обґрунтовано використання пальового фундаменту із забивних паль, визначено несучу здатність палі та необхідну кількість паль у ростверках. Проведено розрахунок фундаментів на продавлювання та вигин, що забезпечує надійну опору будівлі в умовах наданої ділянки.

В науково-дослідному розділі проаналізовано сучасні аналоги офісних будівель і визначено їх переваги та недоліки. Обґрунтовано обраний варіант виконання будівлі з урахуванням інноваційних рішень у конструктивній схемі каркасу.

В розділі 5 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» запропоновано перелік заходів щодо дотримання норм охорони праці та техніки безпеки під час будівництва та експлуатації будівлі. Передбачено рішення, що знижують ризики надзвичайних ситуацій, зокрема забезпечення аварійного освітлення, пожежної безпеки та евакуаційних шляхів.

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. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 "Захисні споруди цивільного захисту" зі Зміною №1 [Чинний від 10.08.2023]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 112 с.
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.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
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. Данильченко, Світлана Михайлівна, and Наталія Юріївна Чорномаз. "Загальні принципи діагностування пошкоджуваності будівельних конструкцій." 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): 246-247.

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. Hud, Mykhailo, Roman Grytseliak, and Olga Meshcheryakova. "Stress-strain state of reinforced concrete stiffening diaphragm in the presence of cross-reinforcement." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 697-701.

19. Hud, Mykhailo, Viktoriia Ihnatieva, and Denys Baran. "Influence of mass distribution on natural vibrations of a reinforced concrete building frame." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 692-696.

20. 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.

21. Конончук, Олександр Петрович, І. Б. Хома, and А. С. Чайковський. "Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень." Матеріали XI Міжнародної науково-практичної

конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“ (2022): 9-10.

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

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

31. 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.

32. Кедик, Т., & Гудь, М. І. (2022). Моделювання роботи каркасу будівлі складної геометричної форми при сукупній дії експлуатаційних навантажень. *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“*, 161-163.