

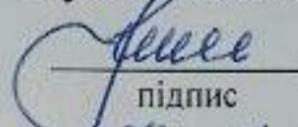
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
Факультет будівництва та транспорту  
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту

Допускається

Завідувач кафедри

Будівельних конструкцій

 /Л.А.Циганенко/  
підпис  
« 08 » травня 2024 р.

## КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: « Дослідження впливу надбудови на каркас  
адміністративно-офісної будівлі »

Виконав (ла)



(підпис)

Павленко А.В.

(Прізвище, ініціали)

Група

ПЦБ 2301-1м

Керівник



(підпис)

д.т.н., проф. Роговий С.І.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**Кафедра:** Будівельних конструкцій  
**Спеціальність:** 192 "Будівництво та цивільна інженерія"  
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

## ЗАВДАННЯ

### НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Павленко Артема Вікторовича

**1. Тема роботи** Дослідження впливу надбудови на каркас адміністративно-офісної будівлі

*Затверджено наказом по університету №1363/ос від "08" травня 2024 р.*

*Строк здачі студентом закінченої роботи: "09" грудня 2024 р.*

*2. Вихідні дані до роботи:*

Архітектурна частина робочого проекту будівлі

---

---

---

**3. Зміст розрахунково - пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)**

Розділ 1. Загальна характеристика роботи

Розділ 2. Об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення будівлі

Розділ 3. Дослідження напружено-деформованого стану та конструктивні розрахунки

**4. Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)**

*Лист 1.* Фасад 1-14 (Існуючий). Фасад 1-14 (після реконструкції)

*Лист 2.* План на відм. 0,000. План останнього поверху після реконструкції.

*Лист 3.* План типового поверху автостоянки. Розріз 1-1, 2-2. Вузол 2, 3

*Лист 4.* План опалубки, додаткове армування, армування колони. Переріз 1-1, 2-2

**Керівник:**

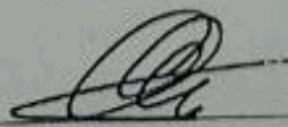


(підпис)

д.т.н., проф. Роговий С.І.

(Прізвище, ініціали)

**Консультант**



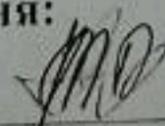
(підпис)

д.т.н., проф. Роговий С.І.

(Прізвище, ініціали)

**Завдання прийняв до виконання:**

**Здобувач:**



(підпис)

Павленко А.В.

(Прізвище, ініціали)

## АНОТАЦІЯ

**Павленко Артем Вікторович. Дослідження впливу надбудови на каркас адміністративно-офісної будівлі – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.**

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

В **основній частині** описано архітектурно-конструктивні та об'ємно-планувальні рішення будівлі. Предметом дослідження є напружено-деформований стан елементів каркасу будівлі при виконанні надбудови поверху.

**Результати дослідження** показали, що внутрішні зусилля при реконструюванні будівлі збільшилися на 1,7 – 7,5%. При цьому необхідності збільшення площі армування для забезпечення несучої здатності колон відсутнє.

**Аналіз публікацій та досліджень** показує передбачає вивчення актуальних наукових статей, технічної літератури та нормативної документації. В першу чергу розглянуті дослідження спрямовані на визначення додаткових навантажень, які виникають внаслідок надбудови, та їх вплив на несучі конструкції. Увага приділяється аналізу методик оцінки міцності та стійкості каркасу будівлі з урахуванням нових умов експлуатації.

У **висновках** підкреслено важливість та актуальність даної теми, наведено аналіз за результатами розрахунку, за якими було дослідження напружено-деформованого стану елементів каркасу будівлі внаслідок надбудови додаткового поверху. Дослідження показало, що реконструкція будівлі шляхом виконання надбудови можлива. Так як за результатами розрахунку колони каркасу забезпечені достатньою несучою здатністю.

**Ключові слова:** монолітний каркас, громадська будівля, надбудова.

### **Список публікацій**

Павленко А.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ НАДБУДОВИ НА КАРКАС АДМІНІСТРАТИВНО-ОФІСНОЇ БУДІВЛІ // Future of science: innovations and perspectives. Proceedings of the 1st International scientific and practical conference. SSPG Publish. Stockholm, Sweden. 2024. Pp. 294-296. URL: <https://sci-conf.com.ua/i-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-future-of-science-innovations-and-perspectives-25-27-11-2024-stokholm-shvetsiya-arhiv/>.

В додатках наведено: розрахунок снігового навантаження, розрахунок вітрового навантаження матеріали конференції, креслення.

### **Структура роботи**

Робота складається з основного тексту на \_\_\_ сторінках, у тому числі \_\_\_ таблиці, \_\_\_ рисунка. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 3 розділи, висновки за результатами роботи, список з 5 використаних джерел, 4 додатків на 19 сторінках. Графічна частина складається з 4 аркушів креслень.

## ЗМІСТ

1.ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ .....	7
Актуальність теми .....	7
Мета і завдання дослідження .....	8
Об'єкт дослідження .....	8
Предмет дослідження.....	8
Методи дослідження .....	8
Практичне значення одержаних результатів.....	9
Апробація та публікація роботи .....	9
2. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ .....	10
Об'ємно-планувальне рішення.....	10
Архітектурно-конструктивні рішення .....	11
Фундаменти.....	11
Колони .....	11
Перекриття .....	12
Сходи .....	12
Ліфти.....	12
Покрівля .....	12
Стіни .....	11
Вікна, двері.....	13
Підлоги .....	13
3.ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ .....	14
Опис предмету дослідження .....	14
Методика дослідження .....	17
Результати дослідження .....	40
ВИСНОВОК.....	43
Список використаної літератури .....	45
Додаток А. Розрахунок снігового навантаження.....	46
Додаток Б. Розрахунок вітрового навантаження .....	51
Додаток В. Матеріали конференції .....	55
Додаток Г. Креслення .....	60

# 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

## Актуальність теми

Актуальність дослідження працездатності монолітних колон з армуванням при виконанні надбудови обумовлена сучасними тенденціями урбанізації та оптимізації використання будівельних ресурсів. У багатьох містах існує обмежена кількість вільних земельних ділянок, що стимулює розвиток технологій надбудови, особливо в густонаселених районах. Надбудова поверху дозволяє розширити площу будівель без збільшення площі земельної ділянки та впливу на навколишнє середовище.

Будівлі громадського призначення зазвичай відрізняються більш складною архітектурою та вимогами до просторової організації, що передбачає великі відкриті площі без розділення внутрішнього простору. Дослідження на прикладі такої будівлі дозволяє моделювати умови, в яких монолітні бетонні колони з армуванням мають витримувати зростаючі навантаження. Монолітні залізобетонні колони є основними несучими елементами багатьох споруд, і їх здатність витримувати додаткові навантаження в умовах надбудови стає ключовим аспектом безпеки та довговічності будівель. Під час надбудови зростають навантаження на колони, що може викликати додаткові напруження і деформації, які здатні вплинути на стабільність усєї конструкції. Тому дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних колон при виконанні надбудови нового поверху є критично важливим для забезпечення безпечної експлуатації будівель.

Окрім того, актуальність теми визначається необхідністю перевірки працездатності таких колон в умовах зростаючого навантаження. Дослідження стану залізобетонних колон під час надбудови дає змогу прогнозувати можливі ризики, обирати оптимальні матеріали для армування та підсилення існуючих конструкцій, а також обрати та прийняти рішення, які підвищать рівень безпеки та знижують витрати на реконструкцію.

Таким чином, дослідження армованих монолітних колон в умовах надбудови є важливим етапом для розвитку будівельних технологій, які спрямовані на безпечне та ефективно використання міського простору

### **Мета і завдання дослідження**

Мета даної роботи полягає у дослідженні працездатності колон з монолітного бетону з армуванням при виконанні надбудови у вигляді одного поверху.

Завдання цього дослідження наступні:

- визначення внутрішніх зусиль у конструкціях каркасу будівлі;
- проведенні перевірочних розрахунків несучих конструкцій за першою та другою групою граничних станів;
- аналіз результатів розрахунку та визначення їх працездатності та необхідності виконання підсилення.

### **Об'єкт дослідження**

Об'єктом дослідження є колони каркасу торгівельно-офісної будівлі.

### **Предмет дослідження**

Предметом у цій дослідницькій роботі слугує напружено деформований стан несучих бетонних вертикальних елементів каркасу будівлі, при виконанні надбудови поверху.

### **Методи дослідження**

Одним із основних методів дослідження напружено-деформованого стану несучих бетонних вертикальних елементів каркасу будівлі при виконанні надбудови — це чисельне моделювання, зокрема кінцево-елементний аналіз, який дозволяє детально вивчати розподіл напружень та деформацій у бетонних

колонах під додатковим навантаженням. За допомогою програмних продуктів можна змоделювати поведінку конструкцій у різних умовах навантаження.

### **Практичне значення одержаних результатів**

Практичне значення одержаних результатів дослідження при виконанні надбудови полягає в тому, що ці дані допомагають забезпечити безпеку та довговічність конструкцій під час додавання нового поверху. Оцінка впливу додаткового навантаження на несучі елементи дозволяє визначити можливі зони ризику, де можуть виникнути надмірні деформації чи тріщини, що можуть знизити експлуатаційні характеристики будівлі. Виявлення таких проблем на етапі проектування чи до початку робіт дає можливість застосувати відповідні заходи для зміцнення конструкцій або коригування проекту, що забезпечує стабільність і безпеку будівлі на всіх етапах її експлуатації.

### **Апробація та публікація роботи**

Павленко А.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ НАДБУДОВИ НА КАРКАС АДМІНІСТРАТИВНО-ОФІСНОЇ БУДІВЛІ // Future of science: innovations and perspectives. Proceedings of the 1st International scientific and practical conference. SSPG Publish. Stockholm, Sweden. 2024. Pp. 294-296. URL: <https://sci-conf.com.ua/i-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-future-of-science-innovations-and-perspectives-25-27-11-2024-stokholm-shvetsiya-arhiv/>.

## **2. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ**

### **Об'ємно-планувальне рішення**

Громадська будівля, на прикладі якої розглядається дослідження в плані полігональної форми. Найбільші розміри у плані 54,0x27,0 метрів.

Конструктивна схема будівлі – монолітний залізобетонний каркас із несучими колонами. Жорсткість забезпечується за рахунок замкнутих монолітних стінок сходових кліток і ліфтових шахт.

Будівля 6-ти поверхова, висота у найвищій точці – 21,2м. з технічним поверхом, що розташований нижче нульової позначки, і двома поверхами підземних автостоянок для легкового автотранспорту.

Висоти поверхів: 1-й – 5-й поверхи – 3 метри, 6-й поверх - 3,6 метра (пов'язане з конструктивними особливостями ліфтів), технічний поверх – 2,70 метри, висоти підземних автостоянок по 2,70 метри.

На 1-му по 5-му поверхах будівлі розташовуються офісні приміщення. На 6-му поверсі знаходиться буфет і кабінети обслуговуючого персоналу.

Технічний поверх (відм. -3.000) використовується для прокладання каналізаційної, водопровідної та інших мереж побутового призначення. Два підземних поверхів для стоянки легкових автомобілів, перший на відм.: -6.000, другий: -9.000. Для забезпечення функціонального зв'язку автостоянки з вище розташованими поверхами виходи зі сходових кліток зв'язуються через вулицю. Паркування автомобілів здійснюється за пандусами (рампами) (при кількості автомобілів до 1000 дозволяється застосування двох одноколійних рамп) за участю водіїв.

## **Архітектурно-конструктивні рішення**

### **Фундаменти**

Фундаментом будівлі слугує монолітна плита, яка має товщину 600мм, та виготовлена з суміші класу C20/25. Для запобігання проникненню вологи з ґрунту у конструкцію плити фундаменту використано обмазочну гідроізоляцію щільністю 5кг/м<sup>2</sup>. Основною перевагою монолітної плити є те, що вона створює єдину підтримку для всієї будівлі, що дозволяє рівномірно розподіляти навантаження від стін, перегородок і інших елементів конструкції.

### **Колони**

В якості несучих конструкцій прийнято колони, які виконані з монолітного залізобетону. Переріз колон крайніх рядів становить 400x400мм, колон середніх рядів 500x500мм. Використано бетонну суміш класу C25/30.

### **Стіни та перегородки**

Зовнішні стіни фундаменту виконані з монолітного залізобетон. Це рішення вибрано з вимог до міцності під дією бічного тиску ґрунту. Так як висота підземного частина будівлі значна, то застосування бетонної стіни забезпечить необхідну міцність.

Основним матеріалом для зовнішніх стін служать пористі блоки об'ємною вагою 600 кг/м<sup>3</sup> та морозостійкістю F35. Всі внутрішні перегородки нижче відм.0.000, у вхідних вузлах, ліфтових холах, у приміщеннях з підвищеною вологістю (санвузли, буфет) виконувати з повнотілого глиняного цегли пластичного формування M100 на цементно-піщаному розчині M75 Морозостійкість цементно-піщаного розчину, що застосовується у кладці перегородок у вхідних вузлах та тамбурах F50. Усі перегородки в офісних приміщеннях виконуються за системою KNAUF.

## **Перекриття**

Перекриття виконане монолітним безбалковим.

У якості перекриття використано плити перекриття. Товщина плити складає 200мм. Плити перекриття влаштовані з бетонної суміші класу C20/25. Це перекриття є безшовним, що забезпечує високий рівень міцності і надійності конструкції. Завдяки своїй цілісності, монолітне перекриття не має швів і стиків, що зменшує ймовірність тріщиноутворення або деформацій

## **Сходи**

Пересування між поверхами та підземної стоянки здійснюється за допомогою сходів. Сходові марші та майданчики виконані з бетону монолітного марки C20/25. Висота сходинок становить 150мм, ширина – 300мм.

## **Ліфти**

Для пересування людей та вантажів передбачено ліфти. Два пасажирські ліфти до 6-го поверху без машинних приміщень вантажопідйомністю 1000кг, розташовані у вхідній зоні будівлі та один вантажний ліфт до 6-го поверху з нижнім розташуванням машинного приміщення.

## **Покрівля**

Покрівля, виконана в експлуатованому варіанті, оснащена твердим покриттям, яке призначене для забезпечення можливості експлуатації на даху (наприклад, для розташування технічного обладнання, відпочинкових зон або інших функціональних елементів). Водночас система внутрішнього водовідведення, що включає зливозбірні воронки, забезпечує ефективне відведення атмосферних опадів без необхідності в зовнішніх трубопроводах

або каналах. Такий тип покрівлі дозволяє уникнути проблем з водозбірними системами, а також підвищує естетичний вигляд будівлі, оскільки всі водовідведення приховані всередині конструкції даху.

### **Вікна, двері**

В обробці фасадів будівлі використано систему "Вентильовані фасади". Усі віконні та вітражні конструкції виконуються з використанням 2-х камерних склопакетів та "теплого профілю".

### **Підлоги**

У санвузлах, ліфтових холах і тамбурах підлога облицьовується плиткою з керамограніту на стяжку із цементно-піщаного розчину М100 із заповненням швів. Підлоги всіх офісів і коридорів з 1-го по 5-й поверхи покриваються гомогенним покриттям, що укладається на стяжку з цементно-піщаного розчину М100.

У будівлі передбачено бетонну підлогу. Товщина фінішного покриття підлоги першого поверху становить 80мм. Підлога влаштовується на підстилаючий шар, в ролі якого використано монолітну бетонну плиту, товщиною 220мм, яка в свою чергу, влаштована на ущільнений піщаний ґрунт.

Товщина підлоги другого поверху становить 35мм, влаштована на залізобетонне перекриття товщиною 135мм.

### **3. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ**

#### **Опис предмету дослідження**

У цій роботі виконано дослідження напружено-деформованого стану каркасу в результаті реконструкції. Реконструкція будівлі, викликана необхідністю влаштування надбудови та оптимізації простору.

При виконанні надбудови поверху в каркасній будівлі виникає необхідність у проведенні перевірочних розрахунків несучої здатності колон каркасу. Це обумовлено тим, що додавання додаткових навантажень може призвести до перевищення максимально допустимих зусиль, що діють на вертикальні елементи конструкції. Тому важливо проаналізувати, як зміну зусиль в колонних елементах після виконання надбудови та чи забезпечуються вимогам безпеки, надійності при експлуатації.

Надбудова поверху є серйозним інженерним завданням, оскільки змінюється не лише маса самої будівлі, але й її функціональне навантаження, а також інші фактори, які можуть впливати на роботу каркасної системи. Кожен новий поверх додає додаткові навантаження на вже існуючі конструкції, і тому важливо забезпечити, щоб ці елементи здатні витримати нові умови. Перевірка несучої здатності колон є необхідною для того, щоб виявити потенційні проблеми до початку робіт, що дозволить запобігти можливим аварійним ситуаціям.

Основною задачею в цьому випадку є визначення того, чи вистачає міцності існуючих колон для витримування додаткових навантажень. Для цього потрібно здійснити розрахунки з урахуванням додаткових навантажень, включаючи вагу самого новозбудованого поверху, вітрового навантаження, а також можливі зміни в експлуатаційних навантаженнях. Розрахунки проводяться за допомогою класичних методів, які враховують фізико-механічні властивості матеріалів, таких як міцність бетону та арматури, що дозволяють отримати точнішу картину поведінки конструкції.

Першим етапом в розрахунках є визначення поточного стану колон до надбудови. Для цього необхідно врахувати всі попередні навантаження, включаючи вагу будівлі, матеріал і стан самого бетону та арматури. Важливо також оцінити вплив кліматичних факторів, таких як температура та вологість, оскільки вони можуть змінювати характеристики матеріалів з часом.

Після того як проведено аналіз існуючого стану колон, необхідно здійснити перевірку змін, які виникають після виконання надбудови. Це включає додавання нових навантажень і визначення, чи здатні колони витримати ці зміни. У разі якщо розрахунки показують, що колони не здатні забезпечити необхідну несучу здатність, стає необхідним прийняття заходів для підсилення конструкції. У таких випадках одним із найбільш ефективних способів підсилення колон є встановлення металевих обойм.

Металеві обойми представляють собою спеціальні конструкції, що встановлюються навколо існуючих колон для підвищення їх міцності та жорсткості. Вони виготовляються з високоякісних сталевих матеріалів, які володіють високою міцністю на розтягнення і стиск. Обойми допомагають збільшити переріз колони та зменшити ймовірність виникнення тріщин або деформацій під час навантаження. Це рішення дозволяє значно підвищити несучу здатність колон без необхідності їх повної заміни або кардинальної перебудови будівлі, що економить час і кошти.

Процес підсилення колон металевими обоймами включає кілька етапів. Спочатку необхідно провести підготовчі роботи: очистити поверхню колон від бруду, старої фарби і будь-яких пошкоджень, що можуть завадити належному зчепленню металу з бетоном. Потім на колону встановлюється обойма, яка фіксується спеціальними анкерними болтами або зварюванням. Важливо, щоб обойма щільно прилягала до бетону, щоб забезпечити ефективний розподіл навантажень.

Крім того, під час проектування металевих обойм необхідно враховувати не лише механічні характеристики матеріалу, а й умови експлуатації будівлі. Наприклад, для будівель, які піддаються сильним динамічним навантаженням (наприклад, у промислових або висотних будівлях), можуть використовуватися

обойми з додатковими елементами для підвищення їх стабільності при коливаннях або вібраціях.

Додатково, у разі необхідності можна застосовувати інші методи підсилення колон, такі як обмотка арматурою або влаштування бетону на поверхні колон, що дозволяє збільшити їх переріз і розподілити навантаження більш рівномірно. Вибір методу підсилення залежить від конкретних умов будівлі, її конструкції та вимог до несучої здатності.

Останнім етапом є повторне проведення розрахунків після підсилення конструкції, щоб переконатися в тому, що колони тепер здатні витримувати нові навантаження без перевищення допустимих норм деформацій або напружень. Цей етап є критичним, оскільки будь-яка неточність може призвести до зниження ефективності підсилення або навіть до виникнення нових проблем у конструкції.

Таким чином, перевірка несучої здатності колон каркасу при виконанні надбудови є важливим етапом у забезпеченні стабільності та безпеки будівлі. В разі виявлення недостатньої несучої здатності колон, підсилення їх металевими обоймами є одним із найбільш ефективних способів вирішення цієї проблеми. Це дозволяє не лише забезпечити безпеку будівлі, а й уникнути значних фінансових витрат на повну реконструкцію конструкції.

## Методика дослідження

Збір навантажень виконано у відповідності до діючих норм та наведений у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Граничне розрахункове значення кгс/м <sup>2</sup>	Примітка
<b>Навантаження від ваги покрівлі</b>					
<i>Постійне</i>					
Лінокорм ( $\delta=0,004\text{м}$ , $\rho=5\text{кг/м}^2$ )	-	5	1,3	6,5	
Піноплекс ( $\delta=0,15\text{м}$ , $\rho=30\text{кг/м}^2$ )	-	4,5	1,3	5,85	
Керамзит ( $\delta=0,25\text{м}$ , $\rho=600\text{кг/м}^2$ )	-	150	1,3	195	
Пароізоляція Fibrotex Master	-	5	1,3	6,5	
Залізобетонна плита ( $\delta=0,200\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^2$ )		500	1,1	550	
<b>Всього</b>		<b>664,5</b>		<b>763,85</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>50</b>	1,3	<b>65</b>	
<b>Всього</b>		<b>714,5</b>		<b>828,85</b>	
<b>Навантаження від ваги складу підлог коридорів</b>					
<i>Постійне</i>					
Керамогранітна плитка ( $\delta=0,015\text{м}$ , $\rho=18\text{кг/м}^2$ )	-	18	1,3	23,40	
Цементно-піщана стяжка ( $\delta=0,02\text{м}$ , $\rho=1800\text{кг/м}^2$ )	-	36	1,3	46,80	
Залізобетонна плита ( $\delta=0,200\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^2$ )	-	500	1,1	550	
<b>Всього</b>		<b>554</b>		<b>620,2</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>300</b>	1,3	<b>390</b>	
<b>Всього</b>		<b>854</b>		<b>1010,2</b>	
<b>Навантаження від ваги складу підлог офісних приміщень</b>					
<i>Постійне</i>					
Перегородки	-	50	1,3	65,00	
Ламінат ( $\delta=0,02\text{м}$ , $\rho=7\text{кг/м}^2$ )	-	7	1,3	9,10	
Цементно-піщана стяжка ( $\delta=0,02\text{м}$ , $\rho=1800\text{кг/м}^2$ )	-	36	1,3	46,80	
Залізобетонна плита ( $\delta=0,200\text{м}$ , $\rho=2500\text{кг/м}^2$ )	-	500	1,1	550	
<b>Всього</b>		<b>593</b>		<b>670,9</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>200</b>	1,3	<b>260</b>	
<b>Всього</b>		<b>793</b>		<b>930,9</b>	

Таблиця 3.1. (Продовження)

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м <sup>2</sup>	γ <sub>f</sub>	Граничне розрахункове значення кгс/м <sup>2</sup>	Примітка
<b>Навантаження від ваги складу підлог технічного поверху</b>					
<i>Постійне</i>					
Цементно-піщана стяжка (δ=0,02м, ρ=1800кг/м <sup>2</sup> )	-	36	1,3	46,80	
Гідроізоляція (δ=0,004м, ρ=5кг/м <sup>2</sup> )		5	1,3	6,5	
Залізобетонна плита (δ=0,200м, ρ=2500кг/м <sup>2</sup> )	-	500	1,1	550	
<b>Всього</b>		<b>541</b>		<b>603,3</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>200</b>	1,3	<b>260</b>	
<b>Всього</b>		<b>741</b>		<b>863,3</b>	
<b>Навантаження від ваги складу підлог автостоянки</b>					
<i>Постійне</i>					
Керамогранітна плитка (δ=0,015м, ρ=18кг/м <sup>2</sup> )	-	18	1,3	23,40	
Цементно-піщана стяжка (δ=0,03м, ρ=1800кг/м <sup>2</sup> )	-	54	1,3	70,20	
Керамзитобетон (δ=0,05м, ρ=1000кг/м <sup>2</sup> )	-	50	1,3	65	
Гідроізоляція (δ=0,004м, ρ=5кг/м <sup>2</sup> )		5	1,3	6,5	
Залізобетонна плита (δ=0,200м, ρ=2500кг/м <sup>2</sup> )	-	500	1,1	550	
<b>Всього</b>		<b>627</b>		<b>715,1</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>400</b>	1,3	<b>500</b>	
<b>Всього</b>		<b>1027</b>		<b>1215,1</b>	
<b>Навантаження від ваги складу стін</b>					
<i>Постійне</i>					
Тришарова огорожуюча стіна (ніздрюватий бетон – δ=0,4м, ρ=600кг/м <sup>2</sup> ; утеплювач – δ=0,05м, ρ=100кг/м <sup>2</sup> ; облицювання – ρ=25кг/м <sup>2</sup> ; h=3,1м)	-	<b>837</b>	1,3	<b>1088,1</b>	
<b>Всього</b>		<b>837</b>		<b>1088,1</b>	
<b>Навантаження від ваги складу стін (парапетна частина)</b>					
<i>Постійне</i>					
Тришарова огорожуюча стіна (ніздрюватий бетон – δ=0,4м, ρ=600кг/м <sup>2</sup> ; утеплювач – δ=0,05м, ρ=100кг/м <sup>2</sup> ; облицювання – ρ=25кг/м <sup>2</sup> ; h=0,9м)	-	<b>243</b>	1,3	<b>315,9</b>	
<b>Всього</b>		<b>243</b>		<b>315,9</b>	

## Розрахунок бічного тиску ґрунту на стіни підвалу

При визначенні бічного тиску ґрунту на стіни фундаменту був прийнятий шар суглинок легкий, з частками важкого, піщанистий, з шарами пилюватого, твердого, слабпросідний, з домішками органіки.

Характеристики шару наступні:

$$\gamma'_I = 0,95 \quad \gamma_I = 0,95 * 19,1 = 16,53 \text{ кН/м}^3; \quad \varphi'_I = 0,9 \quad \varphi_I = 0,9 * 15 = 13,5 \text{ град}; \quad c'_I = 7 \text{ кПа}$$

Таблиця 3.2. – Тиск ґрунту на стіни підвалу

Навантаження, кПа	Глибина підвалу від рівня землі, м	$\lambda_a$	Тиск на стіну в рівні підлоги підвалу, кПа
10,0	8,7	0,621	93,28

Розрахунок снігового навантаження наведено в додатку А.

Розрахунок вітрового навантаження – додаток Б.

## Розрахунок будівлі до реконструкції

Після збору та розрахунку навантажень створюємо розрахункову схему-модель будівлі до реконструкції та задання жорсткостей її елементам:

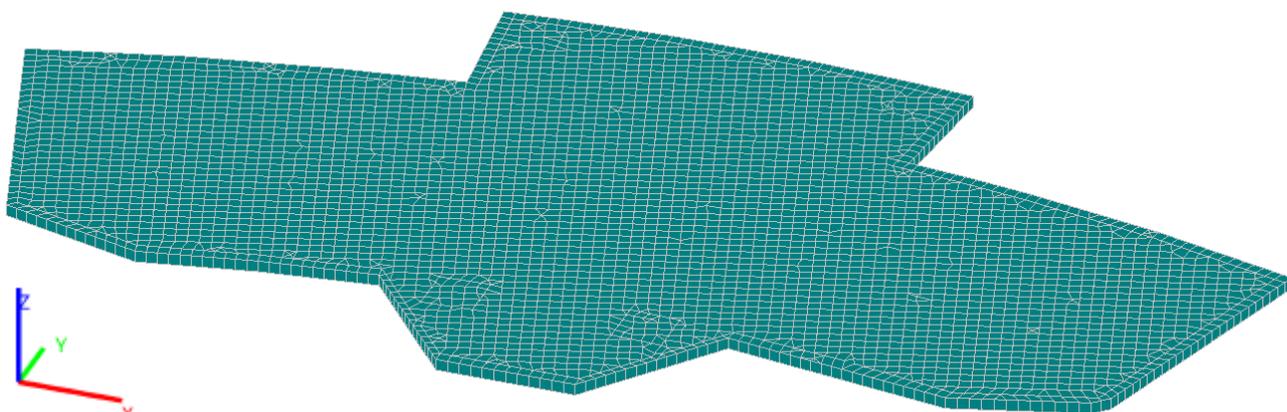


Рис. 4.1. Моделювання фундаментної плити

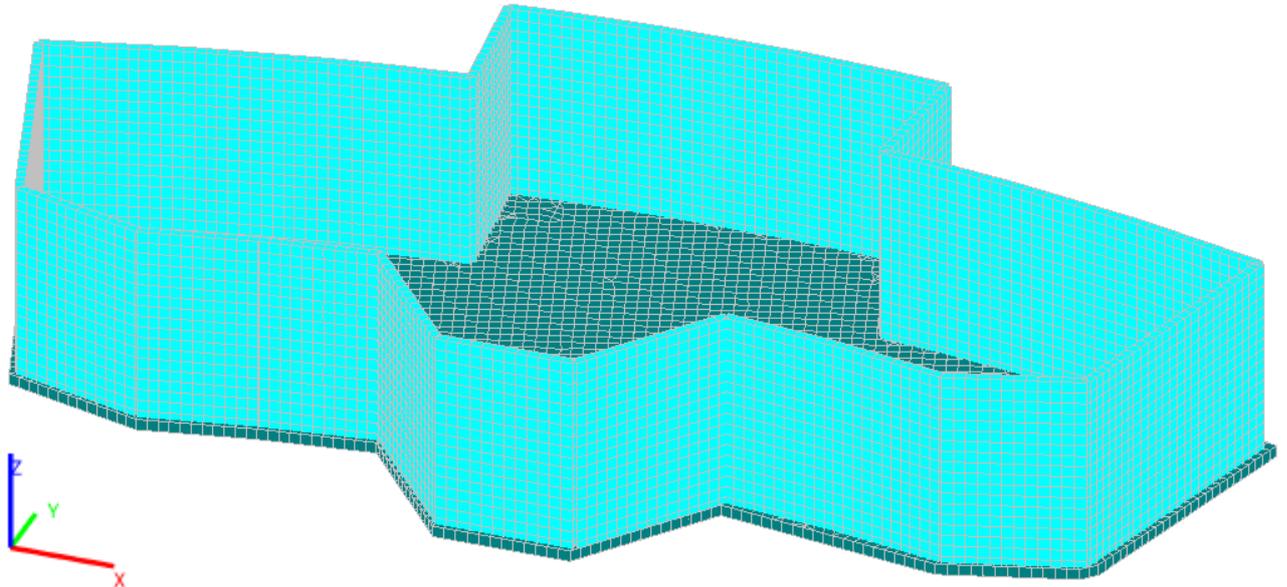


Рис. 4.2. Моделювання зовнішніх стін підвалу

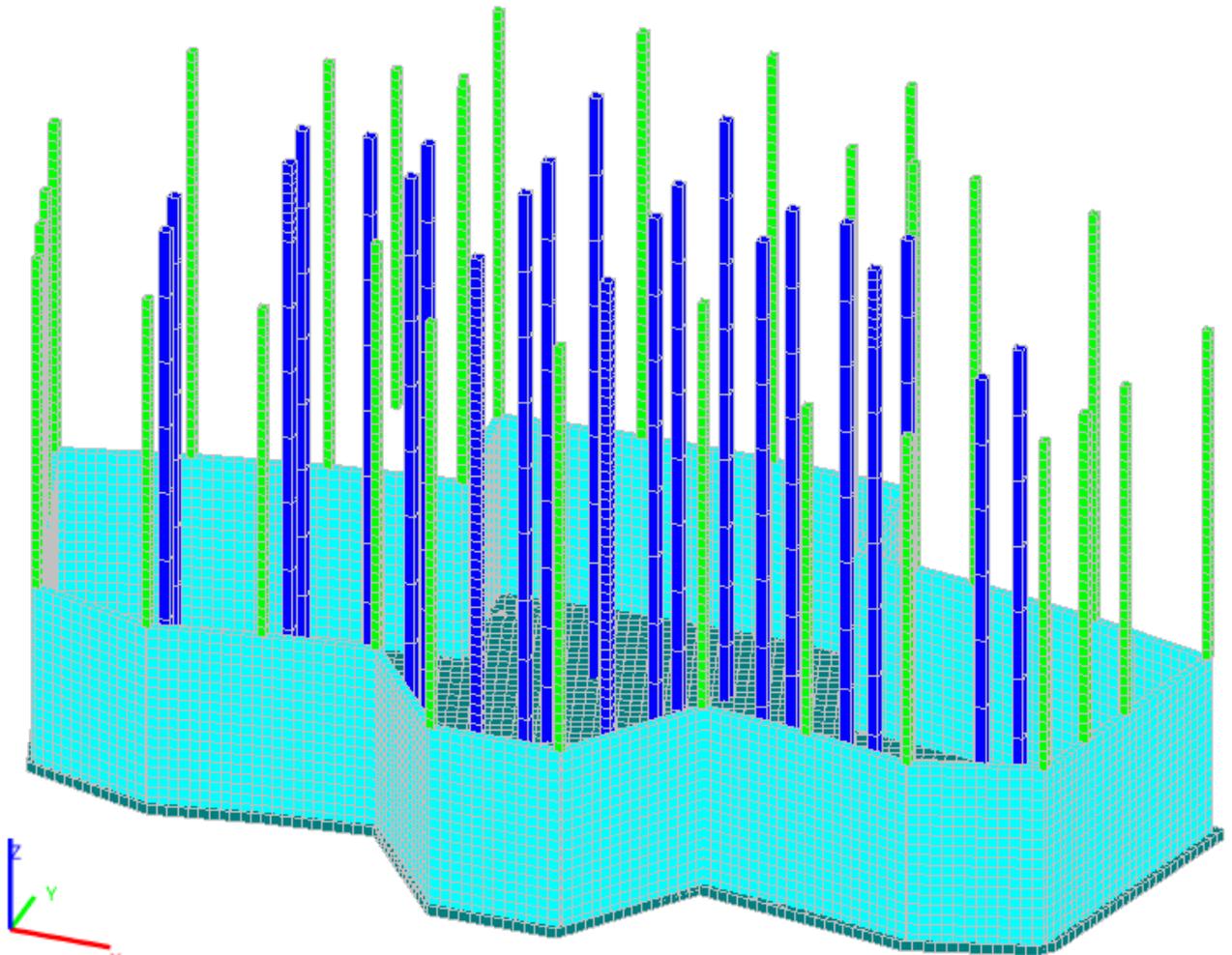


Рис. 4.3. Моделювання колон каркасу

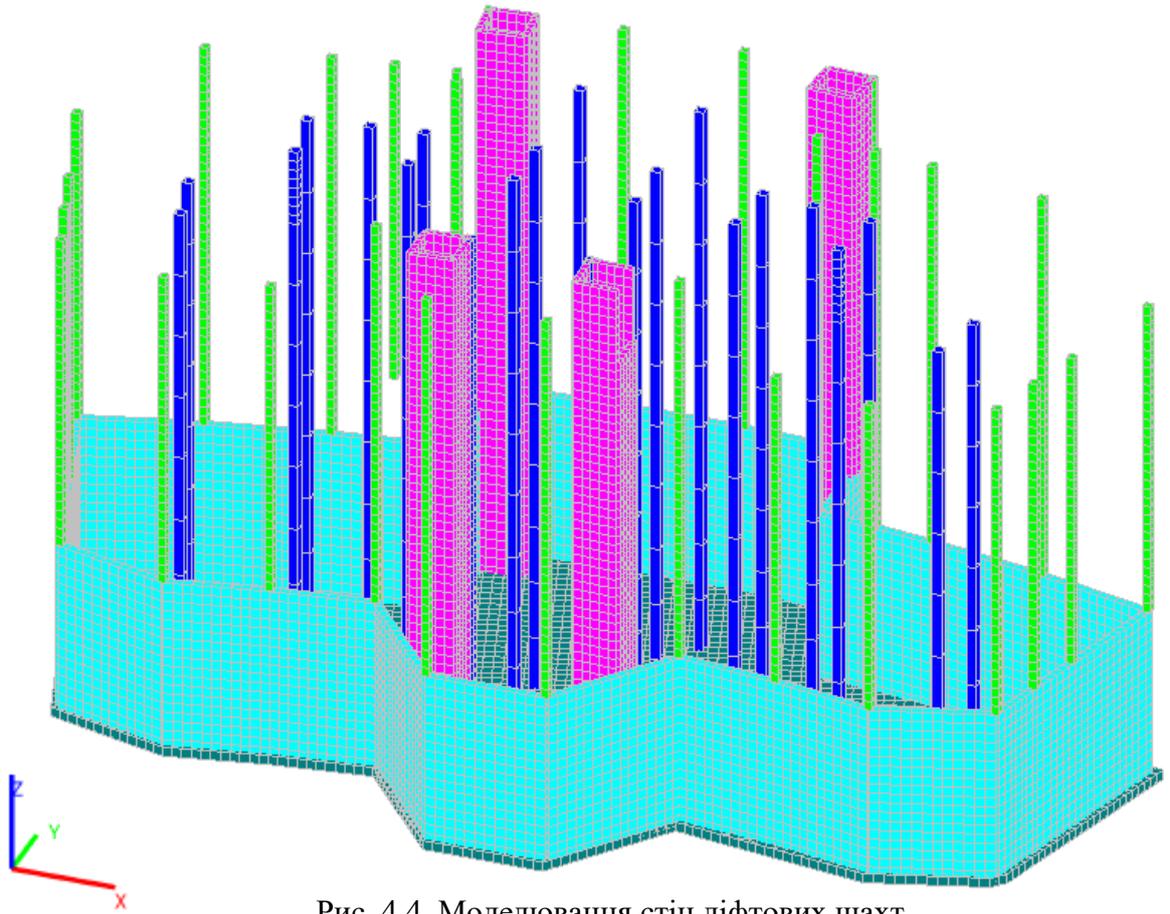


Рис. 4.4. Моделювання стін ліфтових шахт

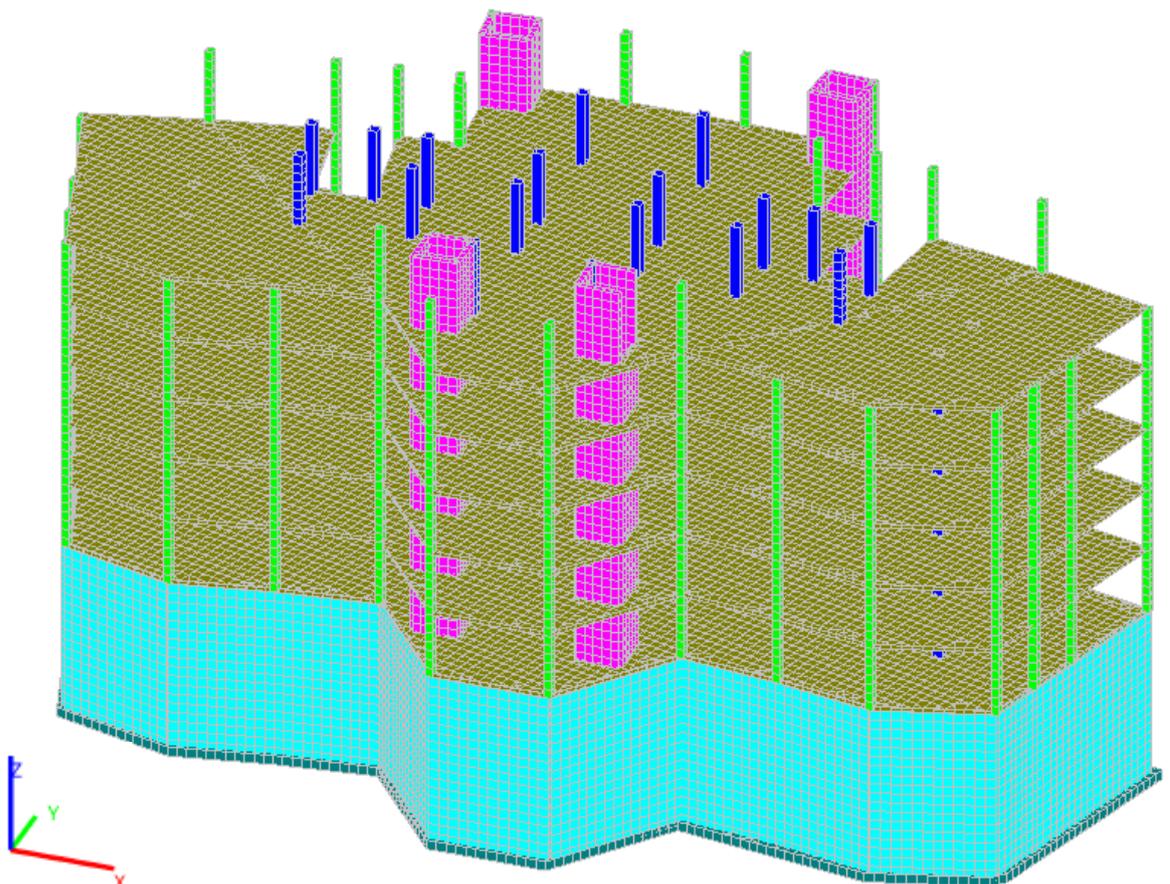


Рис. 4.5. Моделювання плит перекриття

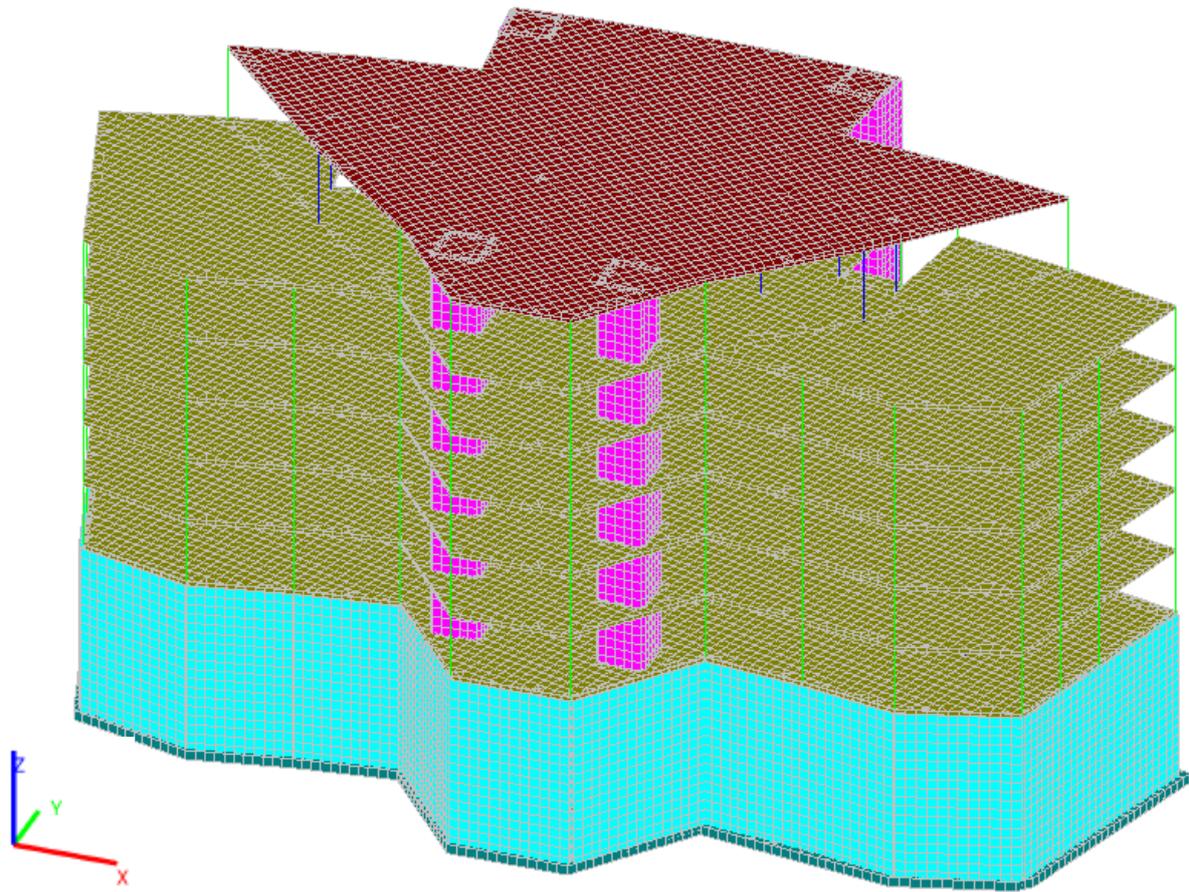


Рис. 4.6. Моделювання плити покриття

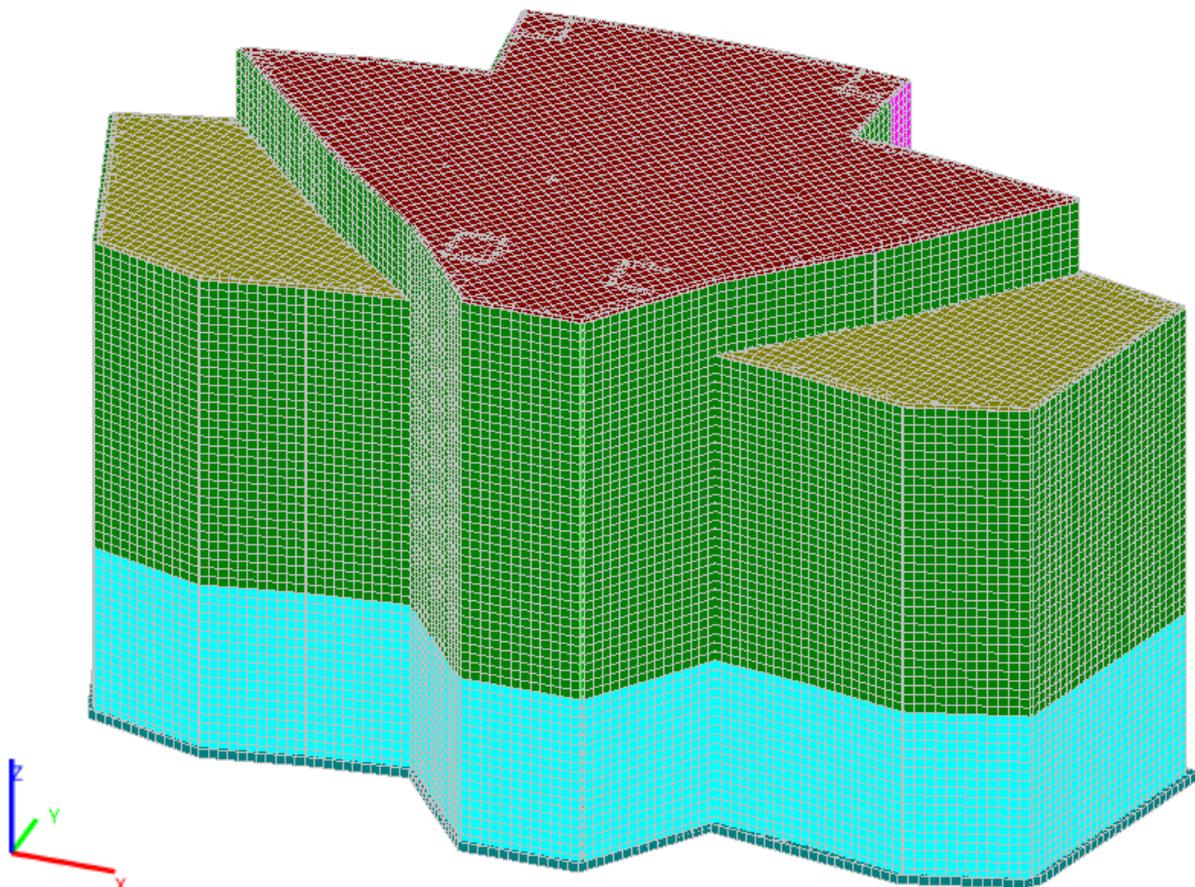
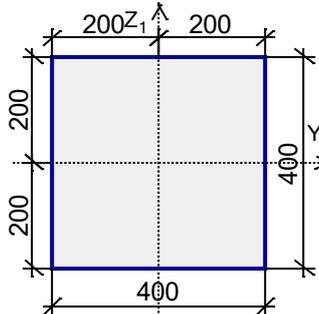
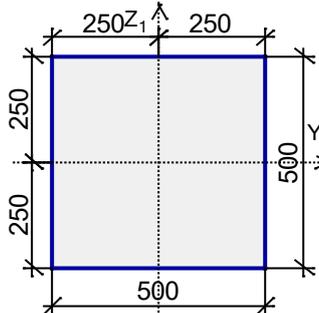


Рис. 4.7. Моделювання зовнішніх стін

Таблиця 3.3. – Жорсткісні характеристики елементів

Колір	Жорсткість	Зображення
1	2	3
■	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Колони крайніх рядів</b>                      Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз                      Модуль пружності <math>E = 3058104,08 \text{ Т/м}^2</math>                      Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>                      Об'ємна вага <math>\gamma = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>                      Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math>                      Поздовжня жорсткість <math>EF = 489296,642 \text{ Т}</math>                      Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 6523,955 \text{ Т*м}^2</math>                      Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 6523,955 \text{ Т*м}^2</math>                      Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 171064,654 \text{ Т}</math>                      Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 171064,654 \text{ Т}</math>                      Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 4494,949 \text{ Т*м}^2</math>                      Ядро відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 6,667 \text{ см}</math>                      Ядро відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 6,667 \text{ см}</math>                      Ядро відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 6,667 \text{ см}</math>                      Ядро відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 6,667 \text{ см}</math></p>	
■	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Зовнішні стіни підвалу</b>                      Жорсткості пластин                      Модуль пружності <math>E = 3058103,976 \text{ Т/м}^2</math>                      Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>                      Товщина <math>h = 0,4 \text{ м}</math>                      Об'ємна вага <math>\gamma = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>                      Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p>	-
■	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Колони крайніх рядів</b>                      Жорсткість стержневих елементів - параметричний переріз                      Модуль пружності <math>E = 3058104,08 \text{ Т/м}^2</math>                      Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>                      Об'ємна вага <math>\gamma = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>                      Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math>                      Поздовжня жорсткість <math>EF = 764526,02 \text{ Т}</math>                      Згинна жорсткість (вісь Y) <math>EI_y = 15927,626 \text{ Т*м}^2</math>                      Згинна жорсткість (вісь Z) <math>EI_z = 15927,626 \text{ Т*м}^2</math>                      Зсувна жорсткість (вісь Y) <math>GF_y = 267288,522 \text{ Т}</math>                      Зсувна жорсткість (вісь Z) <math>GF_z = 267288,522 \text{ Т}</math>                      Крутильна жорсткість <math>GI_{кр} = 10973,998 \text{ Т*м}^2</math>                      Ядро відстань вздовж позитивного напрямку осі Y(U) <math>a_{u+} = 8,333 \text{ см}</math>                      Ядро відстань вздовж негативного напрямку осі Y(U) <math>a_{u-} = 8,333 \text{ см}</math>                      Ядро відстань вздовж позитивного напрямку осі Z(V) <math>a_{v+} = 8,333 \text{ см}</math>                      Ядро відстань вздовж негативного напрямку осі Z(V) <math>a_{v-} = 8,333 \text{ см}</math></p>	

Колір	Жорсткість	Зображення
1	2	3
	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Стін ліфтових шахт</b>  Жорсткості пластин  Модуль пружності <math>E = 3058103,976 \text{ Т/м}^2</math>  Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>  Товщина <math>h = 0,3 \text{ м}</math>  Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>  Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p>	-
	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Плита покриття</b>  Жорсткості пластин  Модуль пружності <math>E = 3058103,976 \text{ Т/м}^2</math>  Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>  Товщина <math>h = 0,2 \text{ м}</math>  Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>  Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p>	-
	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Плита перекриття</b>  Жорсткості пластин  Модуль пружності <math>E = 3058103,976 \text{ Т/м}^2</math>  Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>  Товщина <math>h = 0,2 \text{ м}</math>  Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>  Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p>	-
	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Стіни зовнішні</b>  Жорсткості пластин  Модуль пружності <math>E = 171967 \text{ Т/м}^2</math>  Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>  Товщина <math>h = 0,4 \text{ м}</math>  Об'ємна вага <math>\rho = 1,019 \text{e-}004 \text{ Т/м}^3</math>  Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 8, \text{e-}006</math></p>	-
	<p>Ім'я типу жорсткості: <b>Фундаментна плита</b>  Жорсткості пластин  Модуль пружності <math>E = 3058103,976 \text{ Т/м}^2</math>  Коефіцієнт Пуассона <math>\nu = 0,2</math>  Товщина <math>h = 0,5 \text{ м}</math>  Об'ємна вага <math>\rho = 2,5 \text{ Т/м}^3</math>  Коефіцієнт температурного розширення <math>\alpha = 1, \text{e-}005</math></p>	-



При розрахунку було задано наступні навантаження:

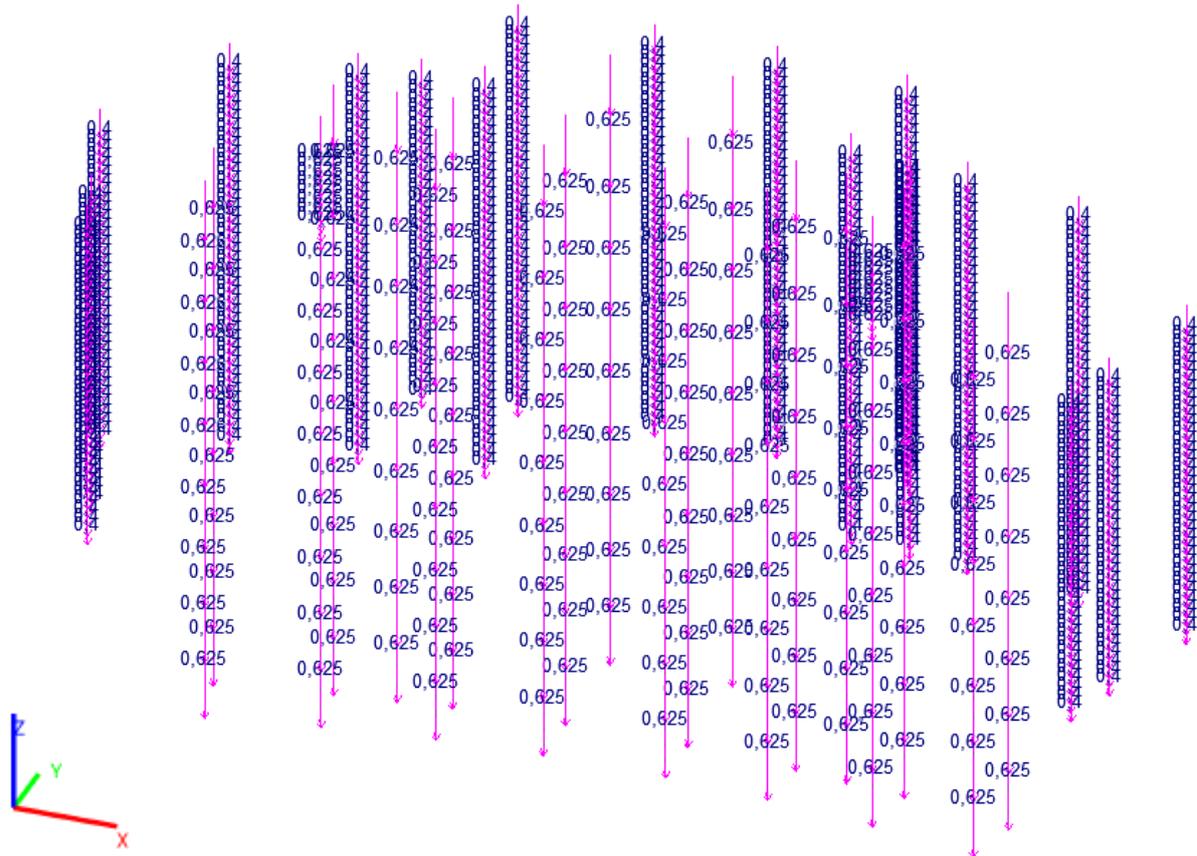


Рис. 4.8. Задання навантаження власної ваги колон,  $T/m^2$

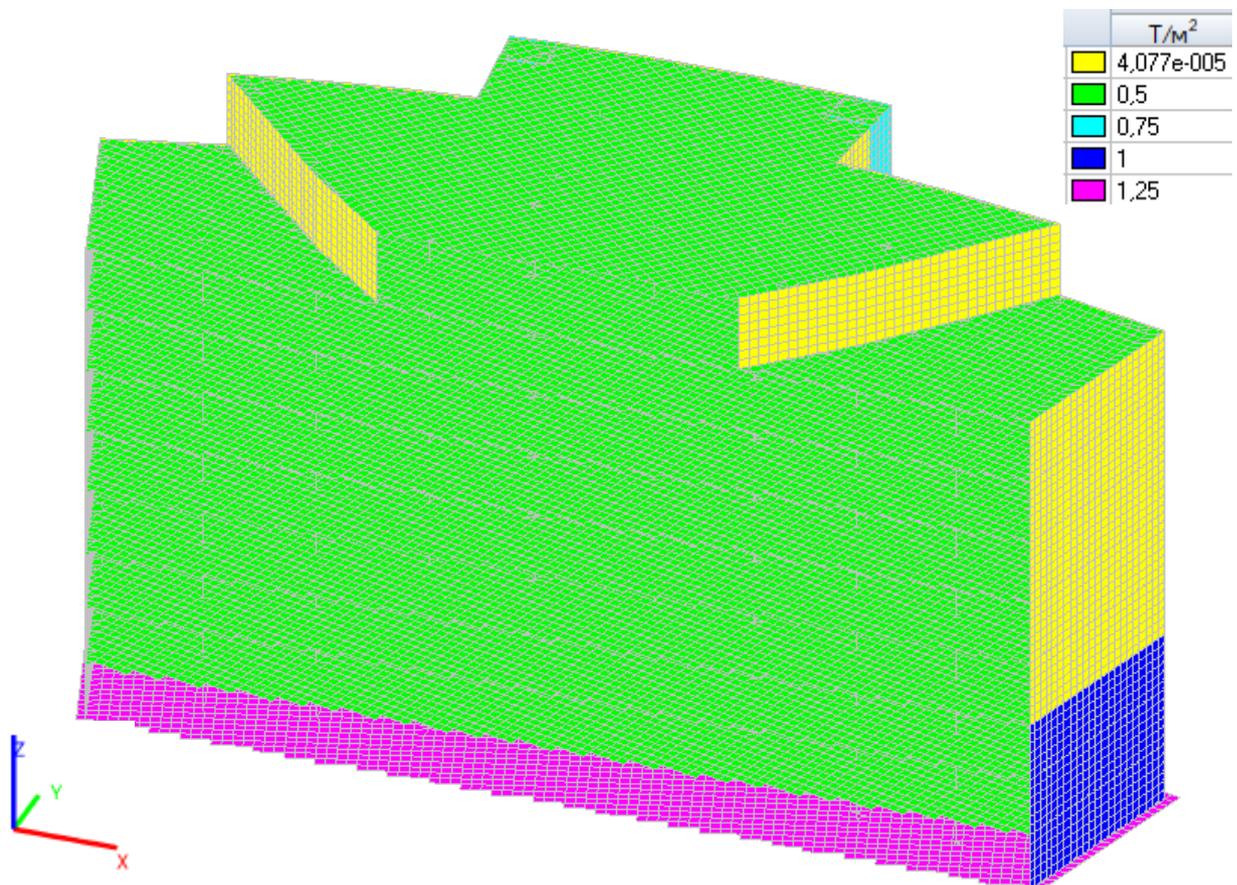


Рис. 4.9. Задання навантаження власної ваги зовнішніх стін, плит перекриття, плити покриття, стін ліфтових шахт,  $T/m^2$

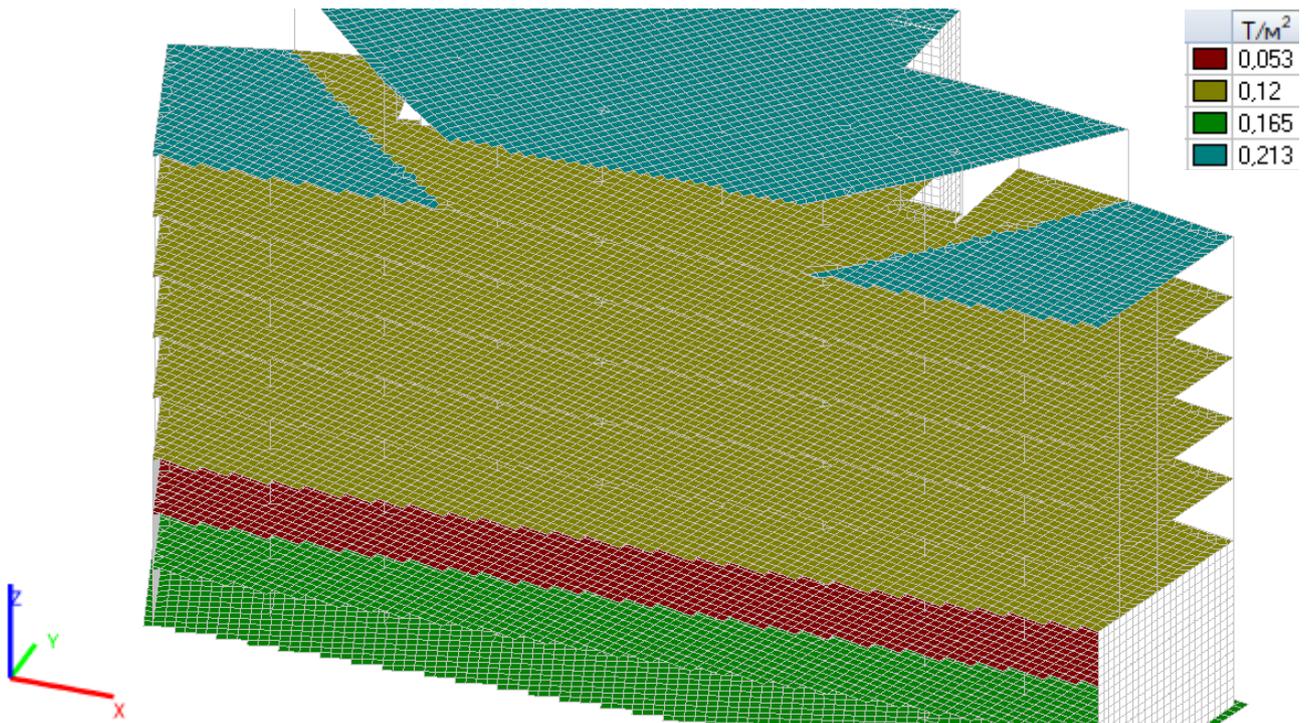


Рис. 4.10. Задання постійного навантаження від ваги складу підлоги, складу покрівлі, T/m<sup>2</sup>

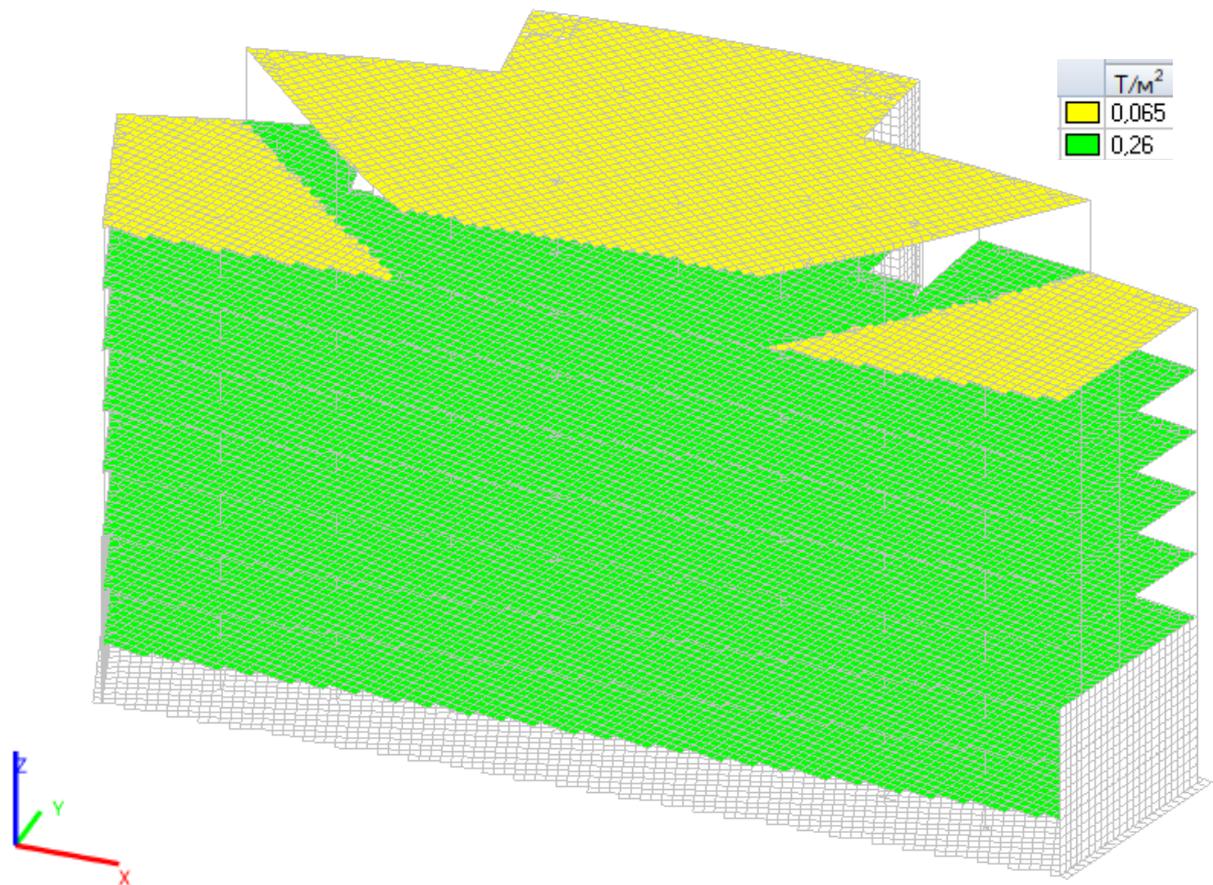


Рис. 4.11. Задання корисного навантаження, T/m<sup>2</sup>

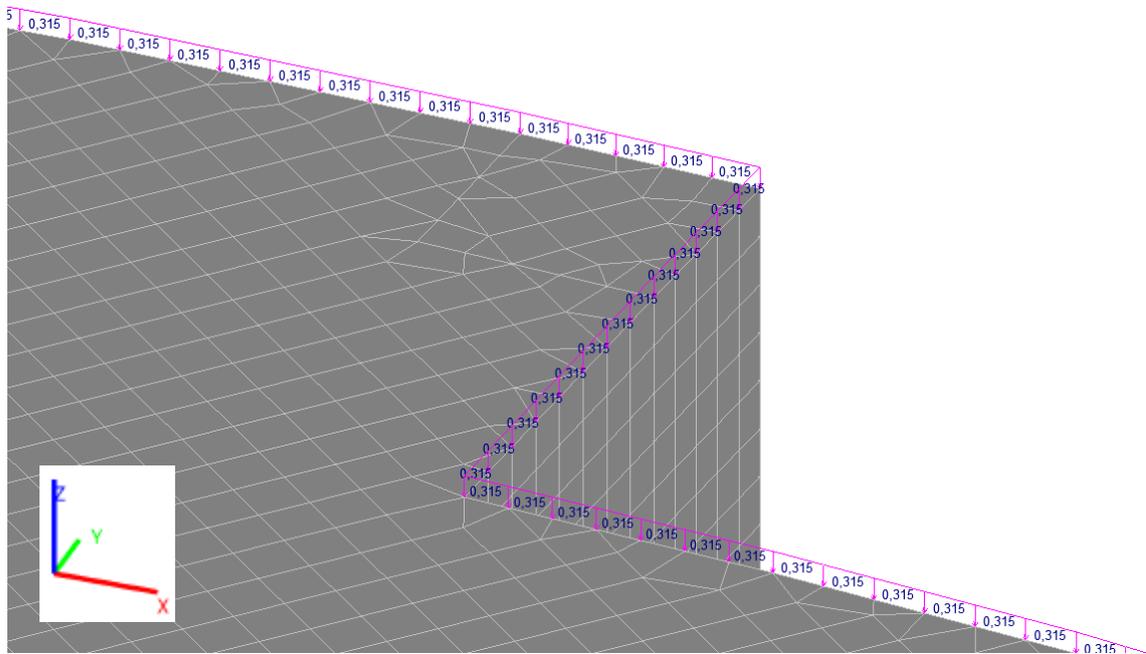


Рис. 4.12. Задання навантаження від ваги парпету,  $T/m^2$

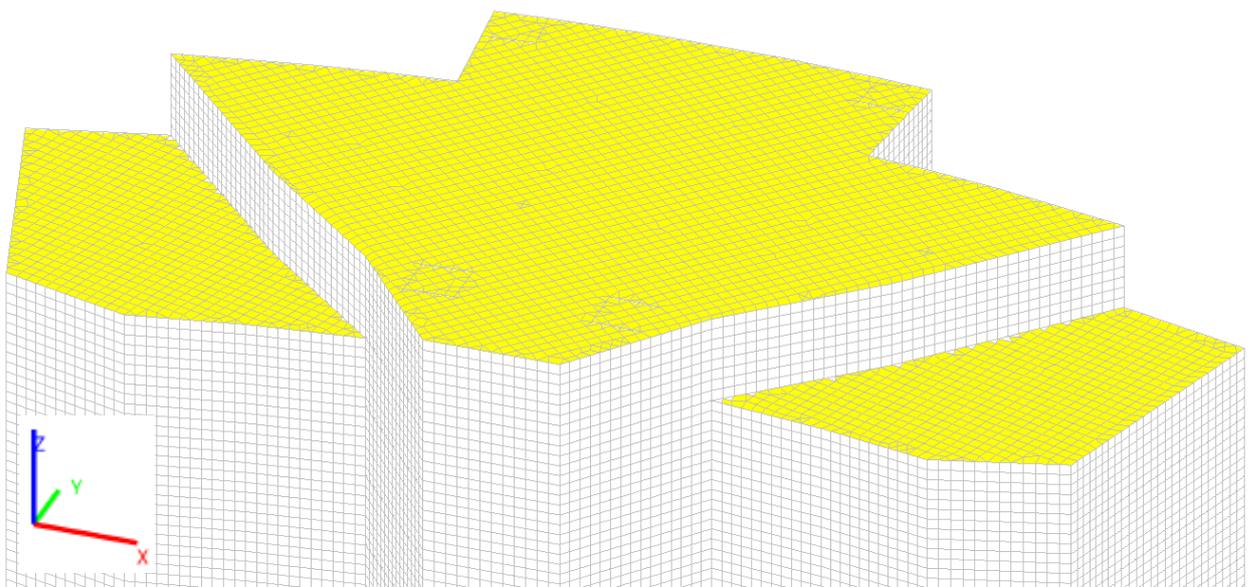


Рис. 4.13. Задання снігового навантаження,  $T/m^2$

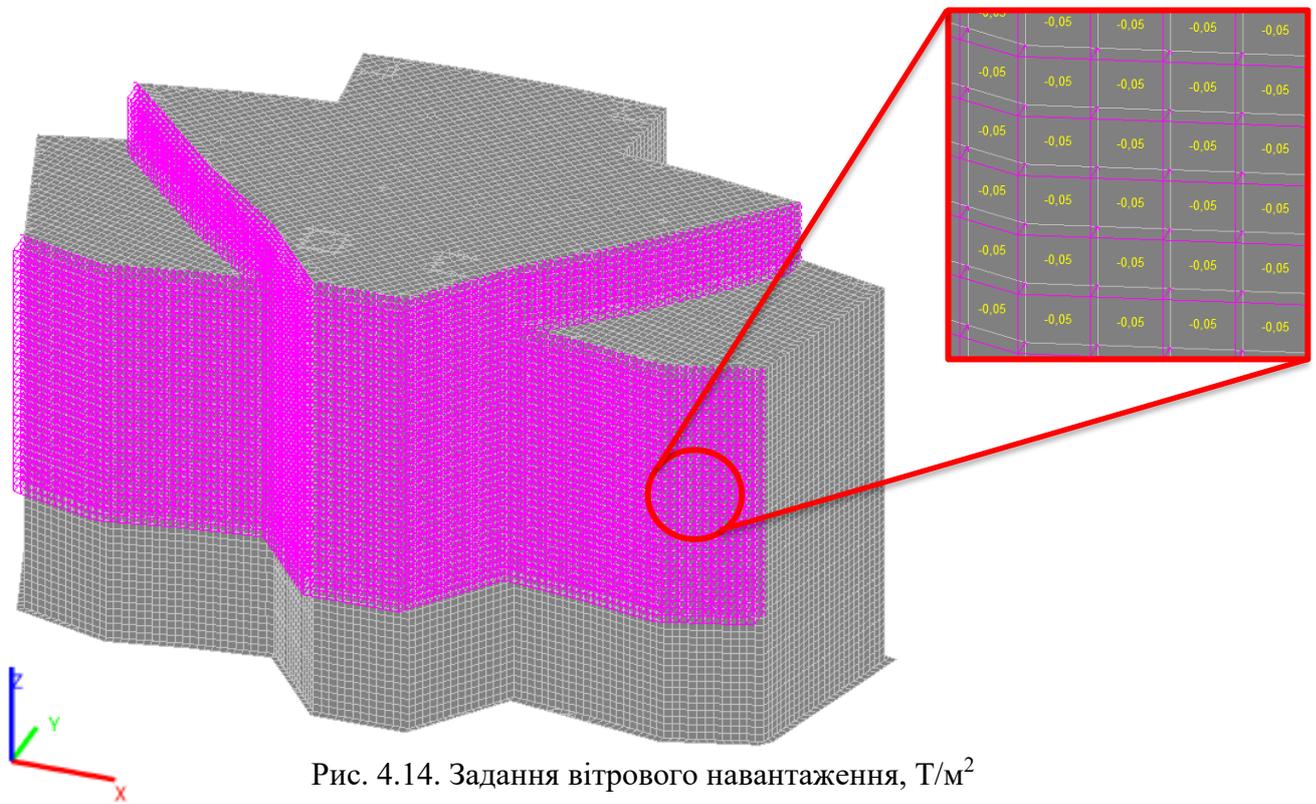


Рис. 4.14. Задання вітрового навантаження, Т/м<sup>2</sup>

У розрахунку було використано наступні види та комбінації навантажень:

Таблиця 3.4. – Види навантажень

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Постійне навантаження
L3	Корисне навантаження
L4	Вага парапету
L5	Снігове навантаження
L6	Вітрове навантаження по коротшій стороні
L7	Вітрове навантаження по довшій стороні

Таблиця 3.5. – Комбінації навантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5+L6+L7$
2	$0,9*L1+0,8*L2+0,8*L3+0,8*L4+0,5*L5+0,2*L6+0,2*L7$

В даній роботі дослідження буде виконано шляхом порівняння внутрішніх зусиль, що виникають у вертикальних елементах каркасу при виконанні надбудови. Адже вертикальні елементи є основними несучими конструкціями які сприймають навантаження від надбудови.

Після формування розрахункової схеми, визначення жорсткісних характеристик її елементів та задавання навантажень, здійснюється розрахунок.

За результатами розрахунку отримали внутрішні зусилля в колонах каркасу, що показано на рис. 4.15-4.20:

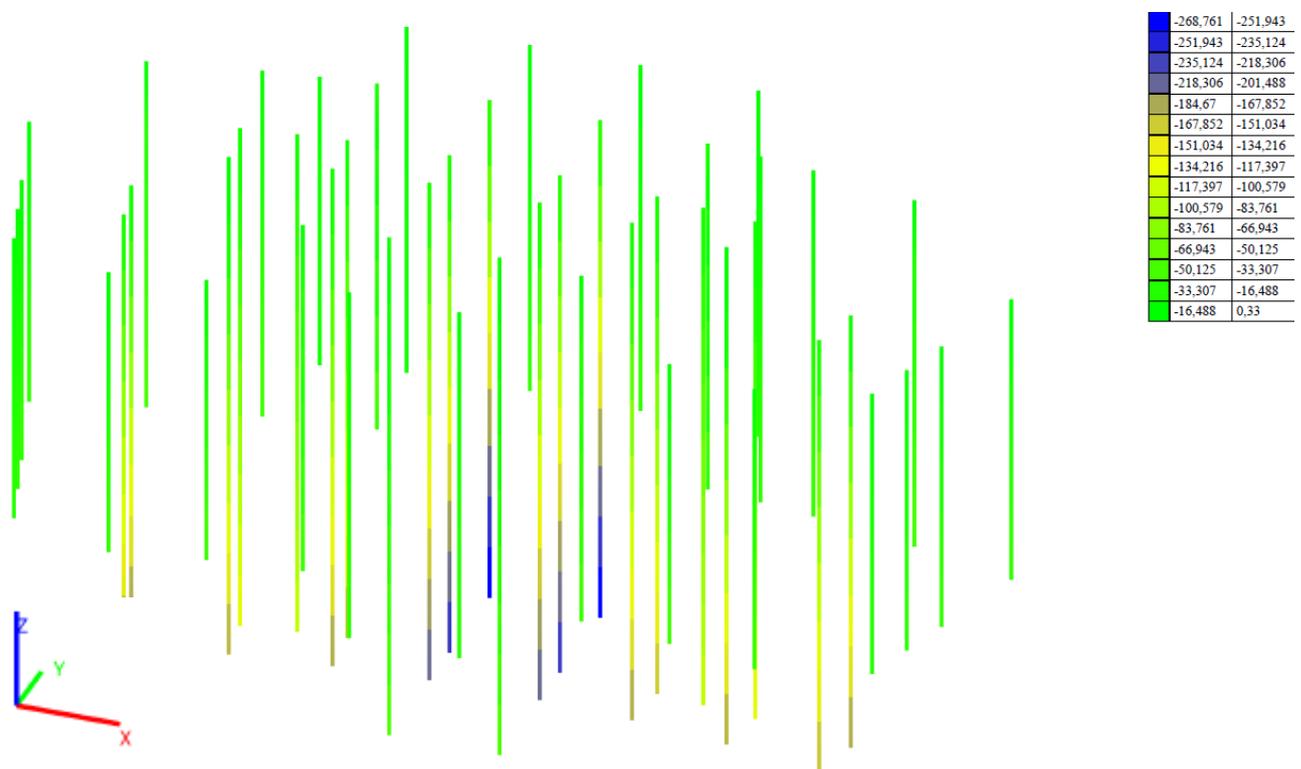


Рис. 4.15. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в елементах каркасу (T)

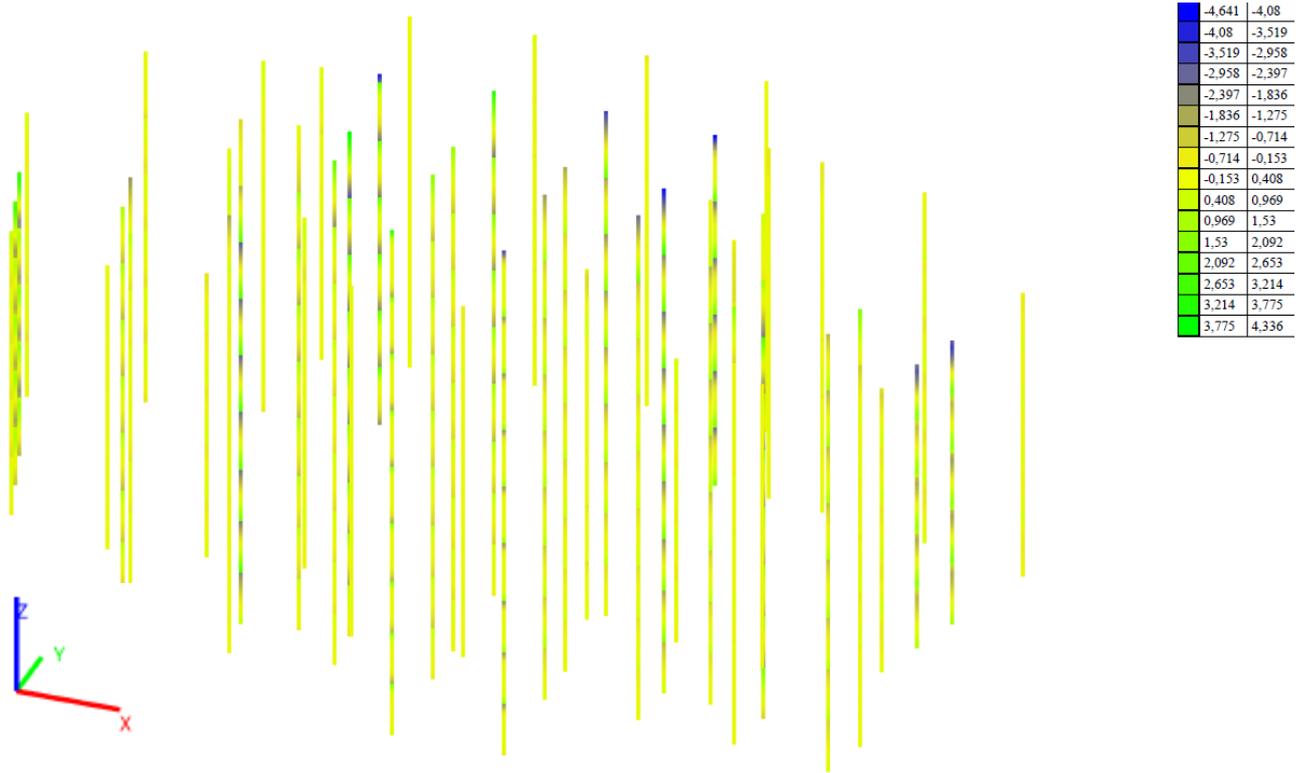


Рис. 4.16. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в елементах каркасу (Т\*м)

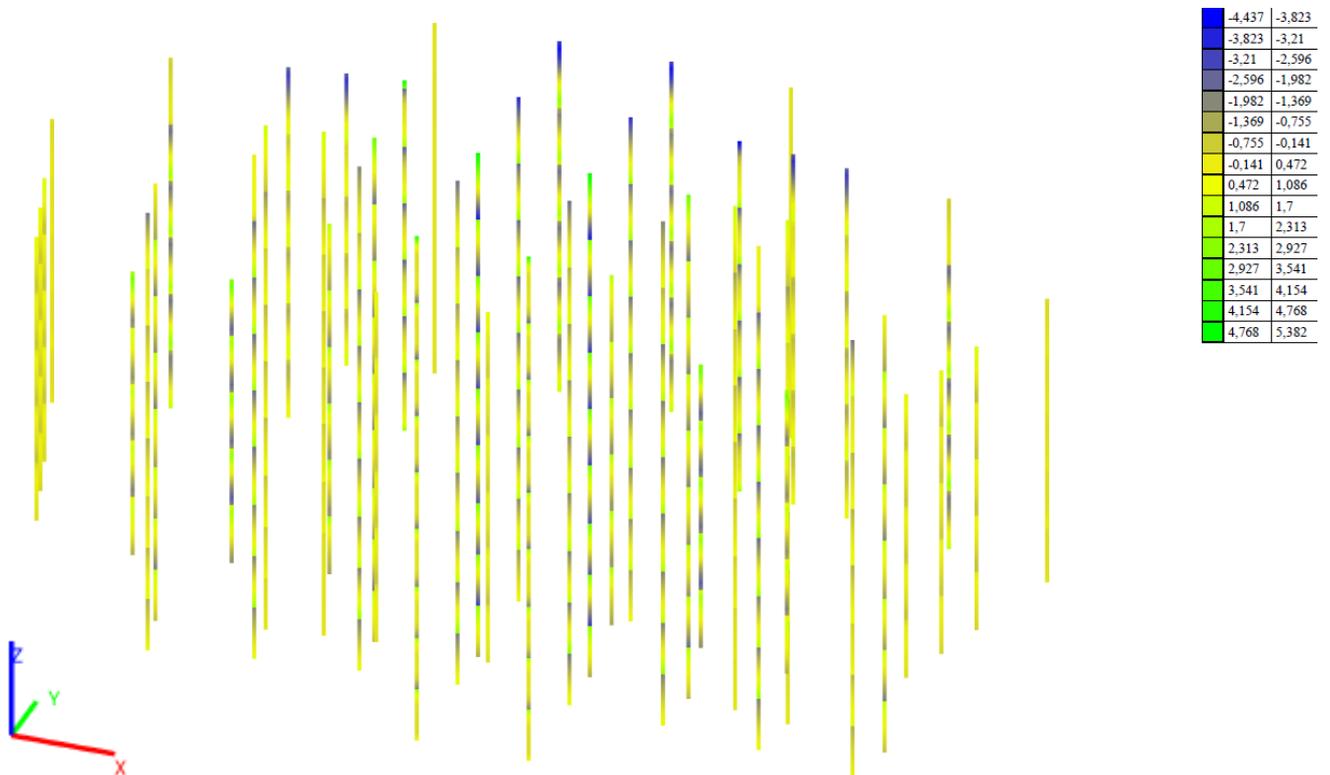


Рис. 4.17. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_z$  в елементах каркасу (Т\*м)

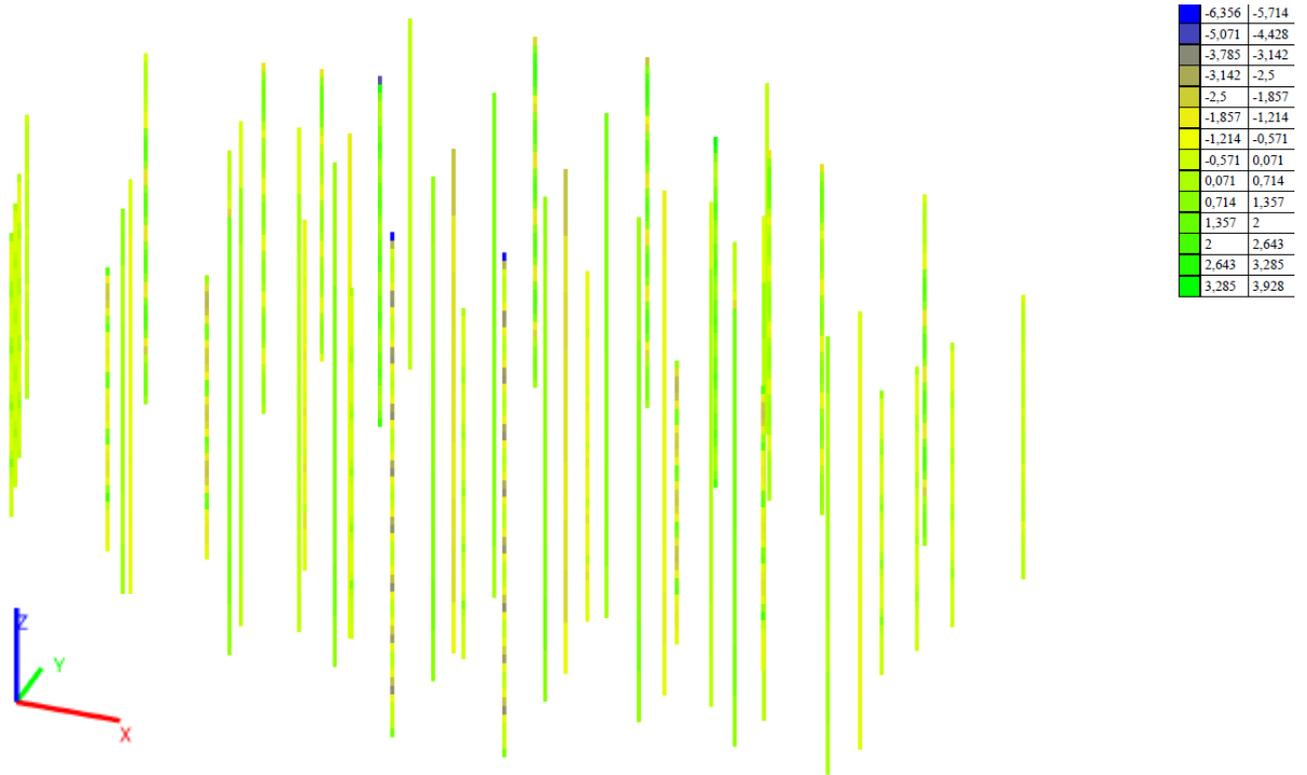


Рис. 4.18. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в елементах каркасу (Т)

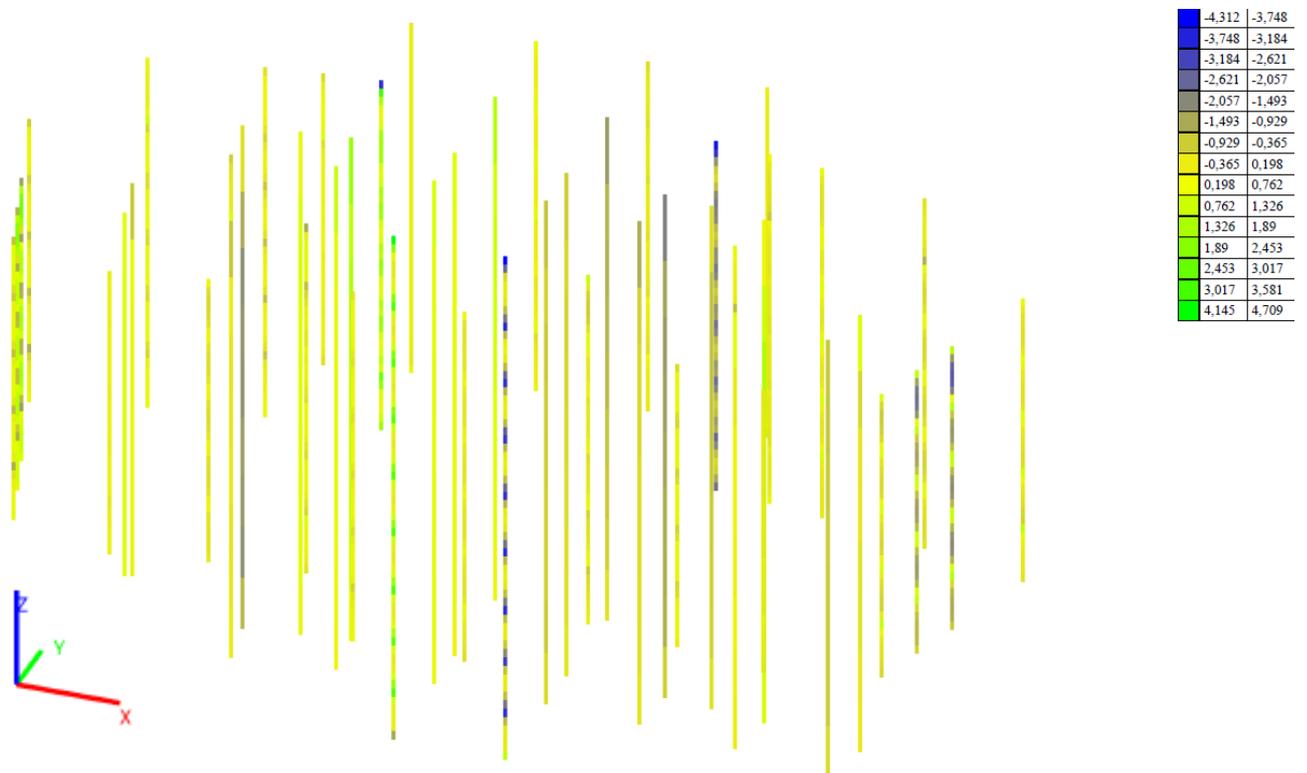


Рис. 4.19. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_z$  в елементах каркасу (Т)

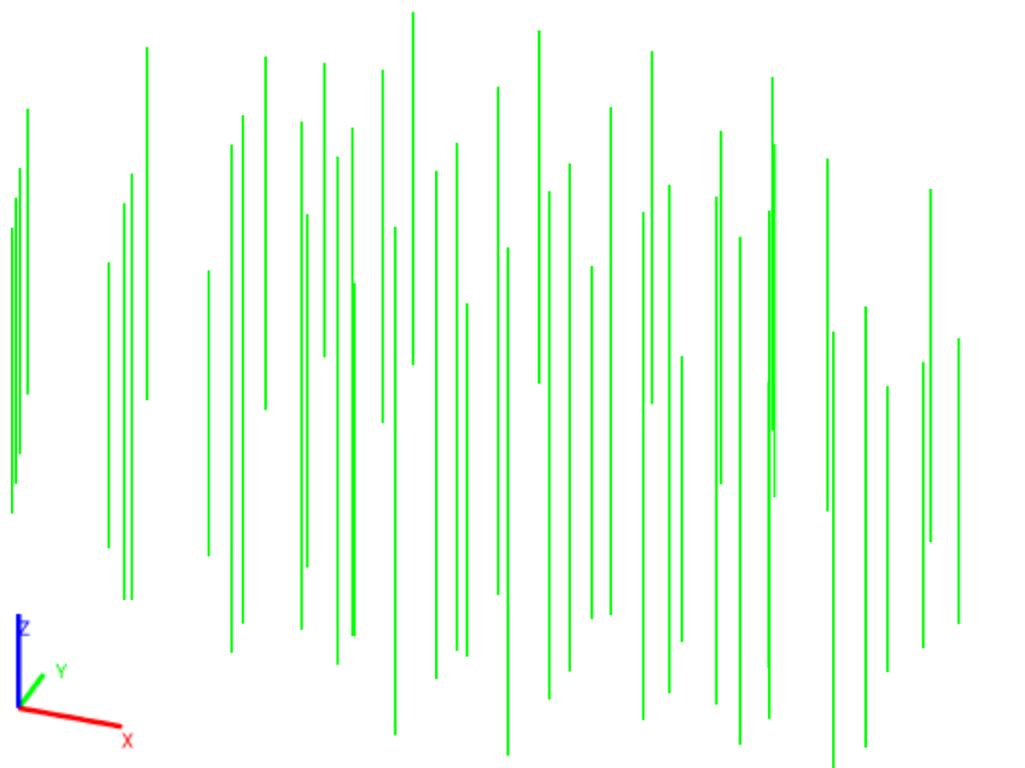


Рис. 4.20. Перевірка несучої здатності колон каркасу

Згідно рис. 4.15. – 4.19. максимальні внутрішні зусилля відмічені у колоні підвалу. Значення внутрішніх зусиль наступні:

$$N = -268,76 \text{ Т}$$

$$M_y = -0,25 \text{ Т*м}$$

$$M_z = -1,163 \text{ Т*м}$$

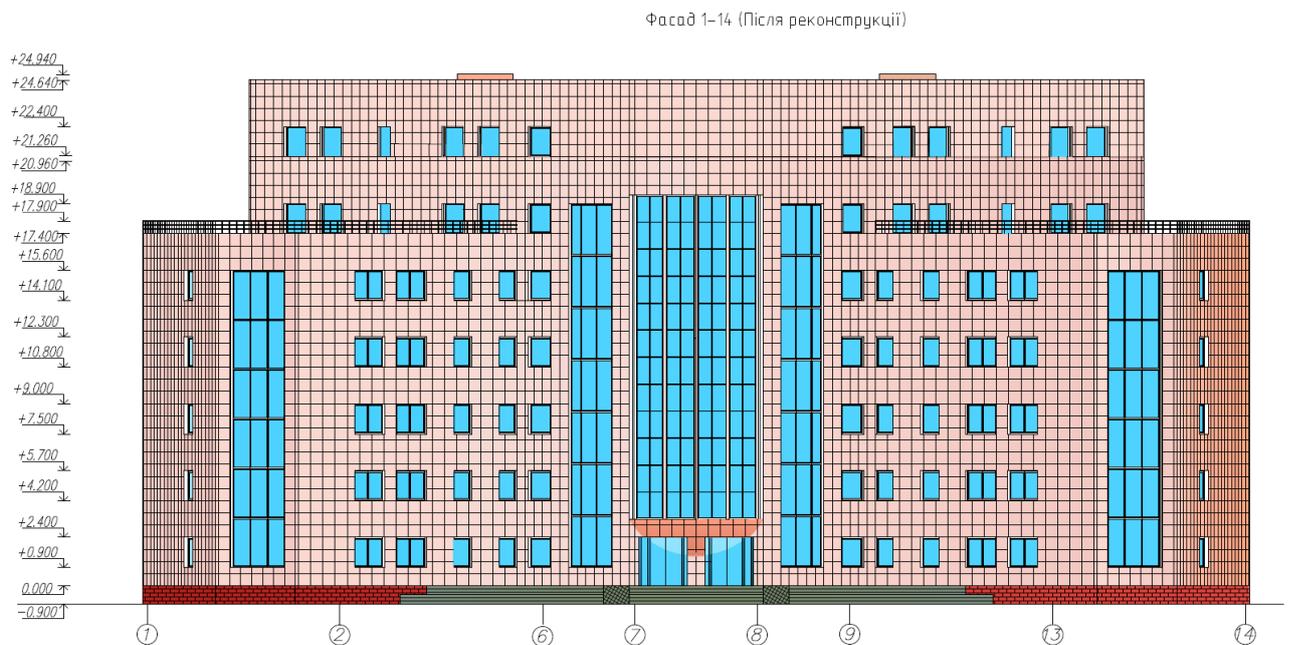
$$Q_z = 0,26 \text{ Т}$$

$$Q_y = 0,607 \text{ Т}$$

Згідно рис. 4.20. вертикальні елементи каркасу мають запас міцності, що становить 12%, максимальне значення коефіцієнта використання елементів становить 88%.

## Розрахунок будівлі після реконструкції

Після виконання розрахунку розрахункової схеми будівлі до реконструкції, виконуємо копіювання цієї схеми для редагування її з урахування габаритів будівлі після реконструкції. Фасад будівлі до та після реконструкції показано на рис. 4.21 та 4.22 відповідно.



Оскільки у дослідження виконуємо надбудову то створення розрахункової схеми, задавання жорсткісних характеристик, навантажень, задавання армування не виконуємо так як всі ці дії ми виконували при створенні розрахункової схеми яка була використана при розрахунку до реконструкції. Виконання цих дій для розрахункової схеми яка використовується при розрахунку після реконструкції.

При виконанні розрахунку після реконструкції були використані такі види та комбінації навантажень, що відображені в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6. – Види навантажень

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Постійне навантаження
L3	Корисне навантаження
L4	Вага парапету
L5	Снігове навантаження
L6	Вітрове навантаження по коротшій стороні
L7	Вітрове навантаження по довшій стороні

Таблиця 3.7. – Комбінації навантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5+L6+L7$
2	$0,9*L1+0,8*L2+0,8*L3+0,8*L4+0,5*L5+0,2*L6+0,2*L7$

Виконуємо розрахунок. Результати розрахунку вертикальних елементів наведено на рис. 4.23. – 4.28.

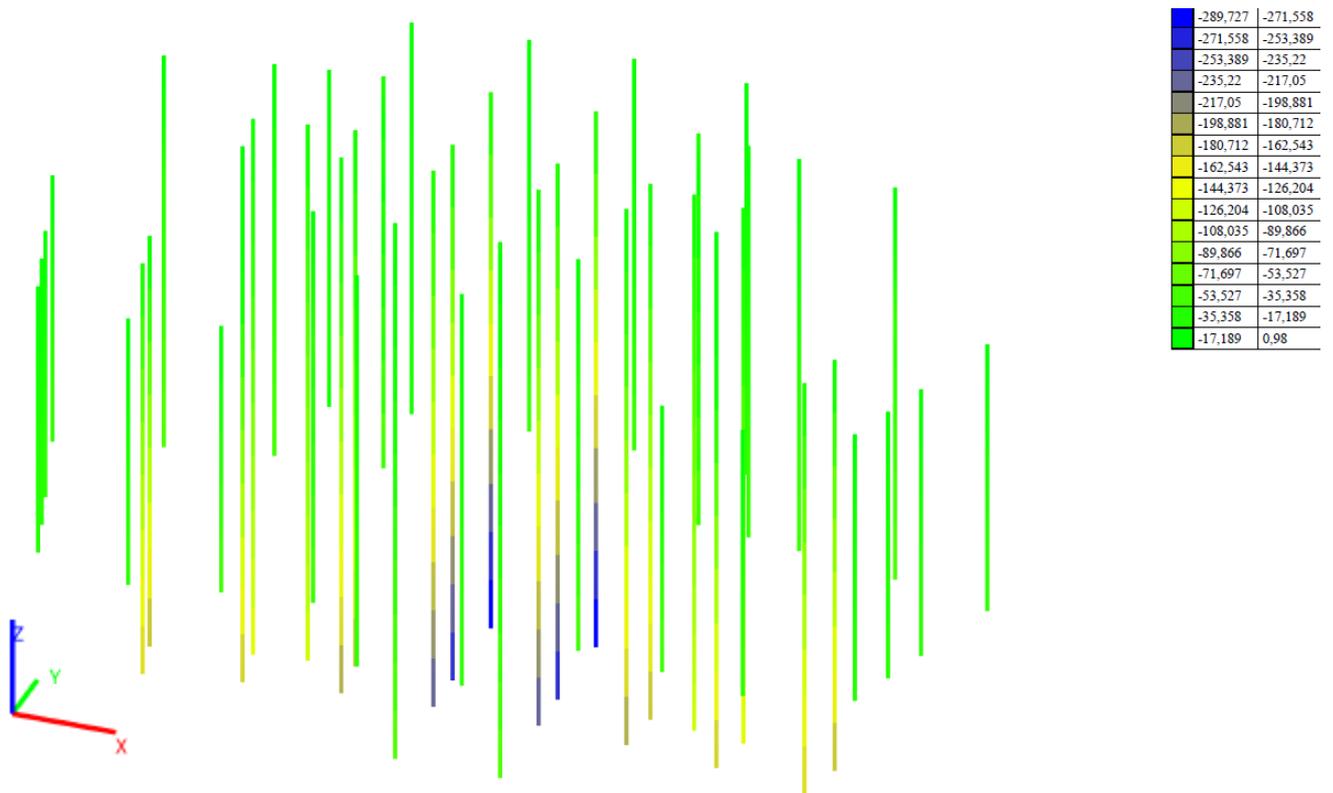


Рис. 4.23. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в елементах каркасу (Т)

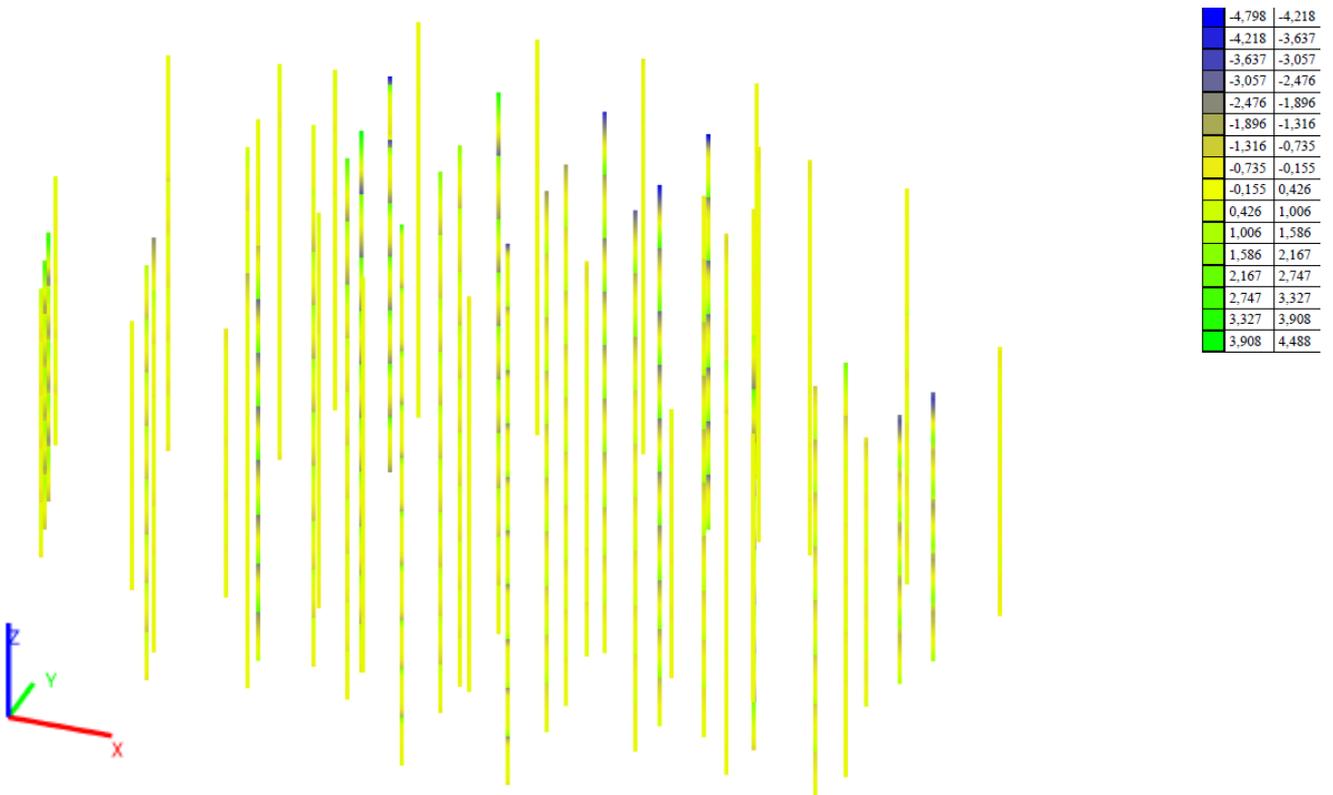


Рис. 4.24. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в елементах каркасу (Т\*М)

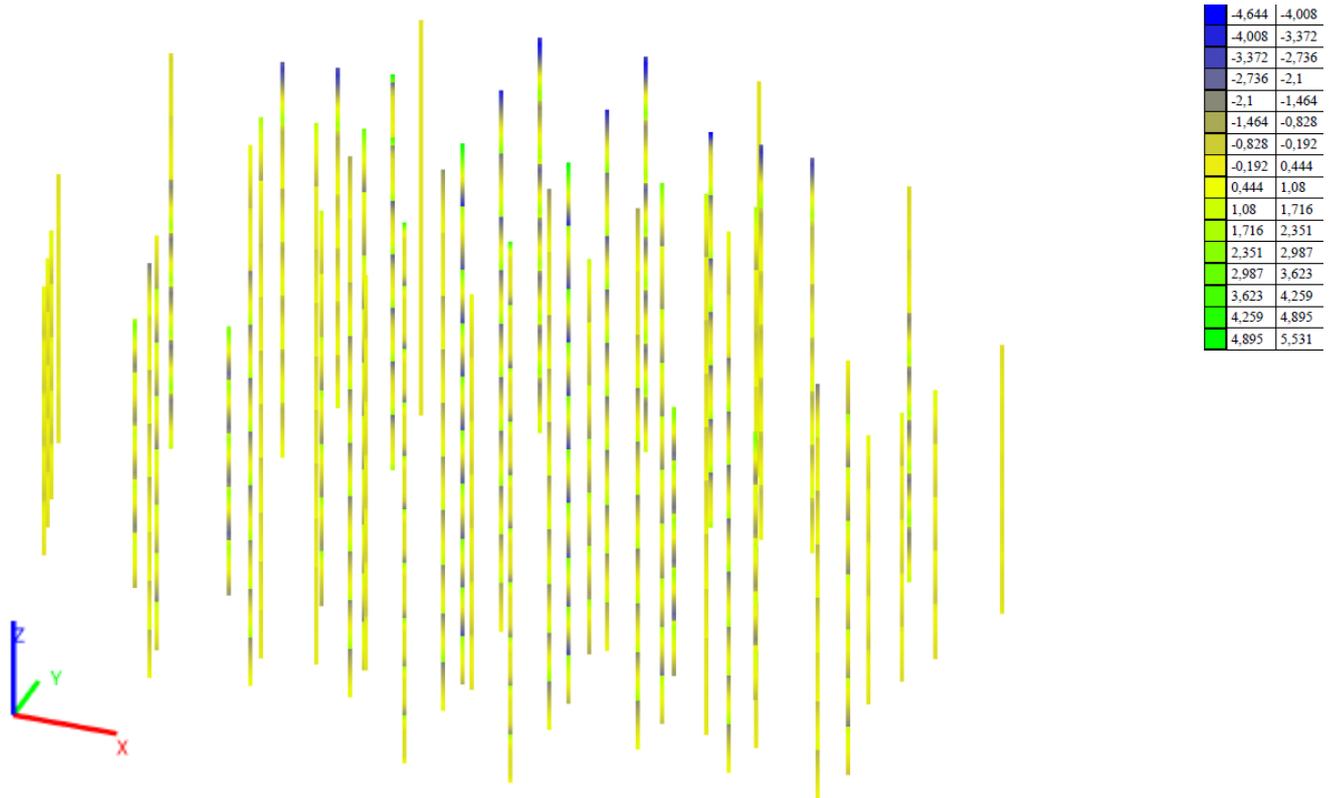


Рис. 4.25. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_z$  в елементах каркасу (Т\*м)

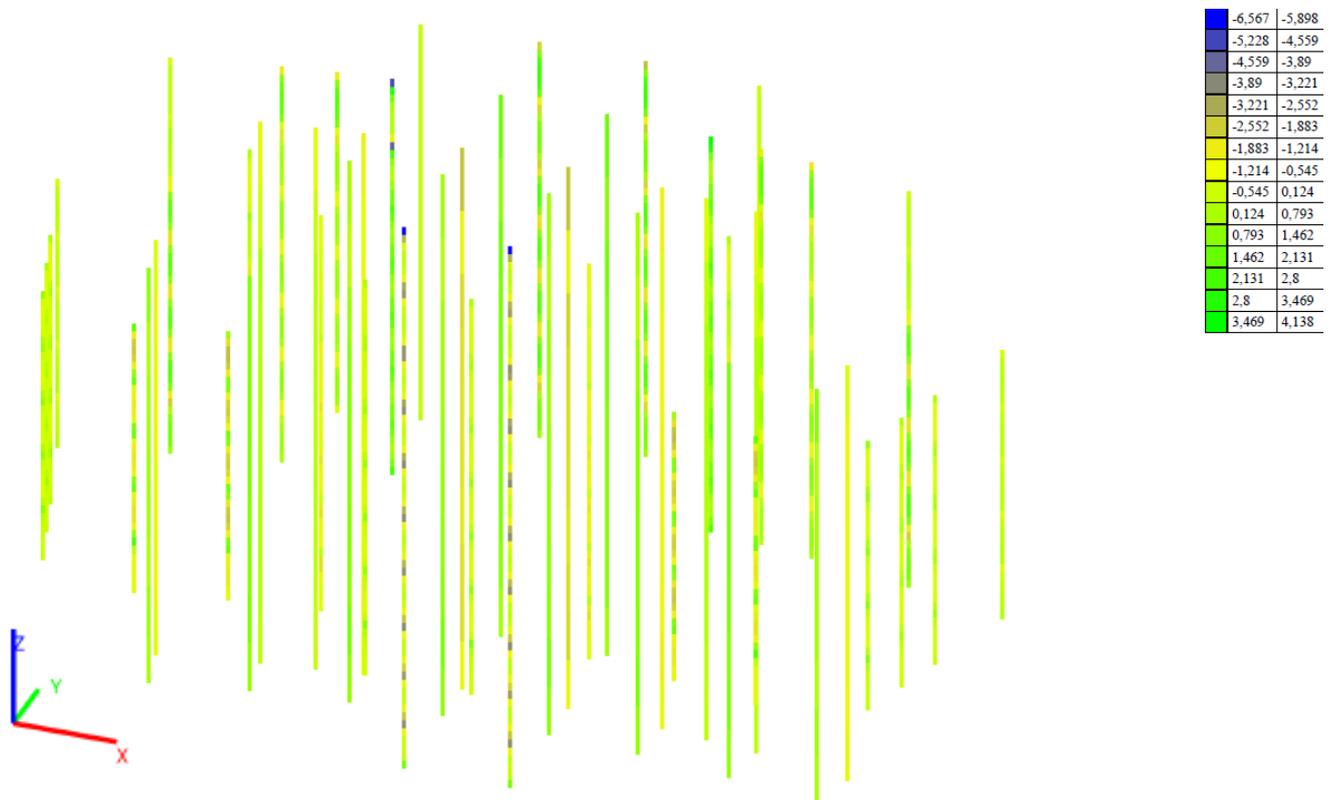


Рис. 4.26. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в елементах каркасу (Т)

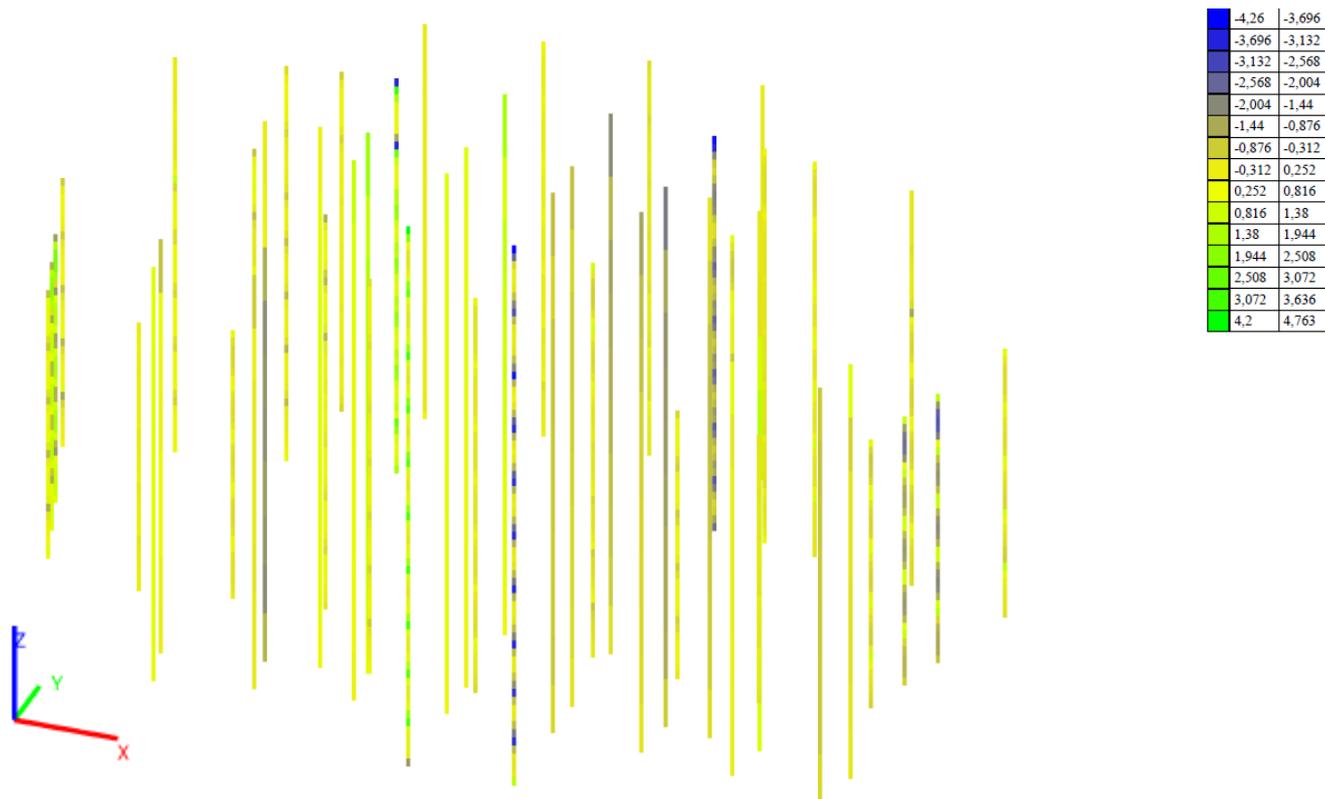


Рис. 4.27. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_z$  в елементах каркасу (Т)

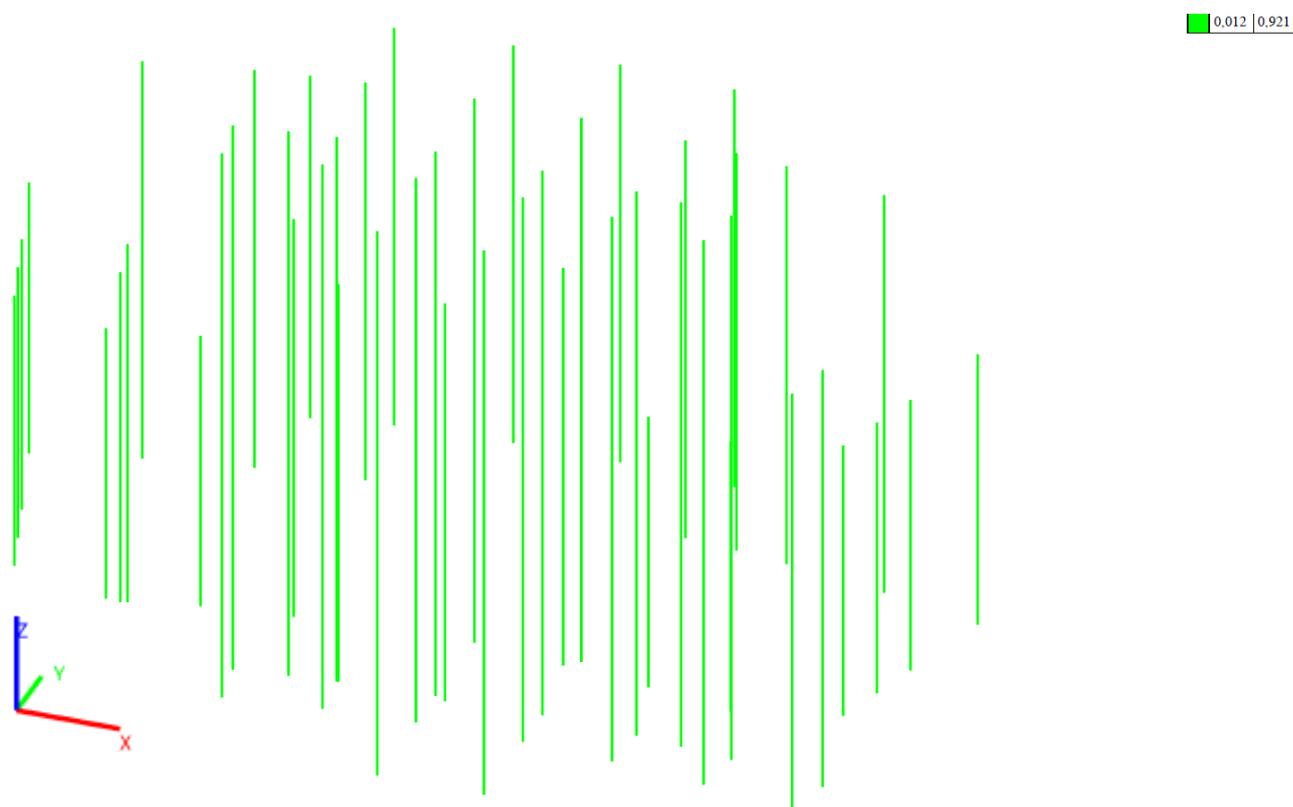


Рис. 4.28. Перевірка несучої здатності колон каркасу

Згідно рис. 4.23. – 4.28. максимальні внутрішні зусилля відмічені у колоні підвалу. Значення внутрішніх зусиль наступні:

$$N = -289,73 \text{ Т}$$

$$M_y = -0,26 \text{ Т*м}$$

$$M_z = -1,183 \text{ Т*м}$$

$$Q_z = 0,27 \text{ Т}$$

$$Q_y = 0,624 \text{ Т}$$

Згідно рис. 4.28. вертикальні елементи каркасу мають запас міцності, що становить 8%, максимальне значення коефіцієнта використання елементів становить 92%, при використанні того ж армування, яке було використано при розрахунку схеми до реконструкції.

## Результати дослідження

Результати проведеного дослідження зведено до таблиці 3.8.

Таблиця 3.8. – Порівняльна таблиця внутрішніх зусиль каркасу

Зусилля <sup>1)</sup>	Розрахункова схема до реконструкції	Розрахункова схема після реконструкції
N	-268,76 т	-289,73 т
M <sub>y</sub>	-0,25 т*м	-0,26 т*м
M <sub>z</sub>	-1,163 т*м	-1,183 т*м
Q <sub>y</sub>	0,26 т	0,27 т
Q <sub>z</sub>	0,607 т	0,624 т

<sup>1)</sup> - максимальні значення.

З результатів таблиці 3.8. видно, що зусилля вертикальних елементів після реконструкції збільшилися.

Зусилля N, при порівнянні зусиль до та після реконструкції, збільшилися на 7,5%.

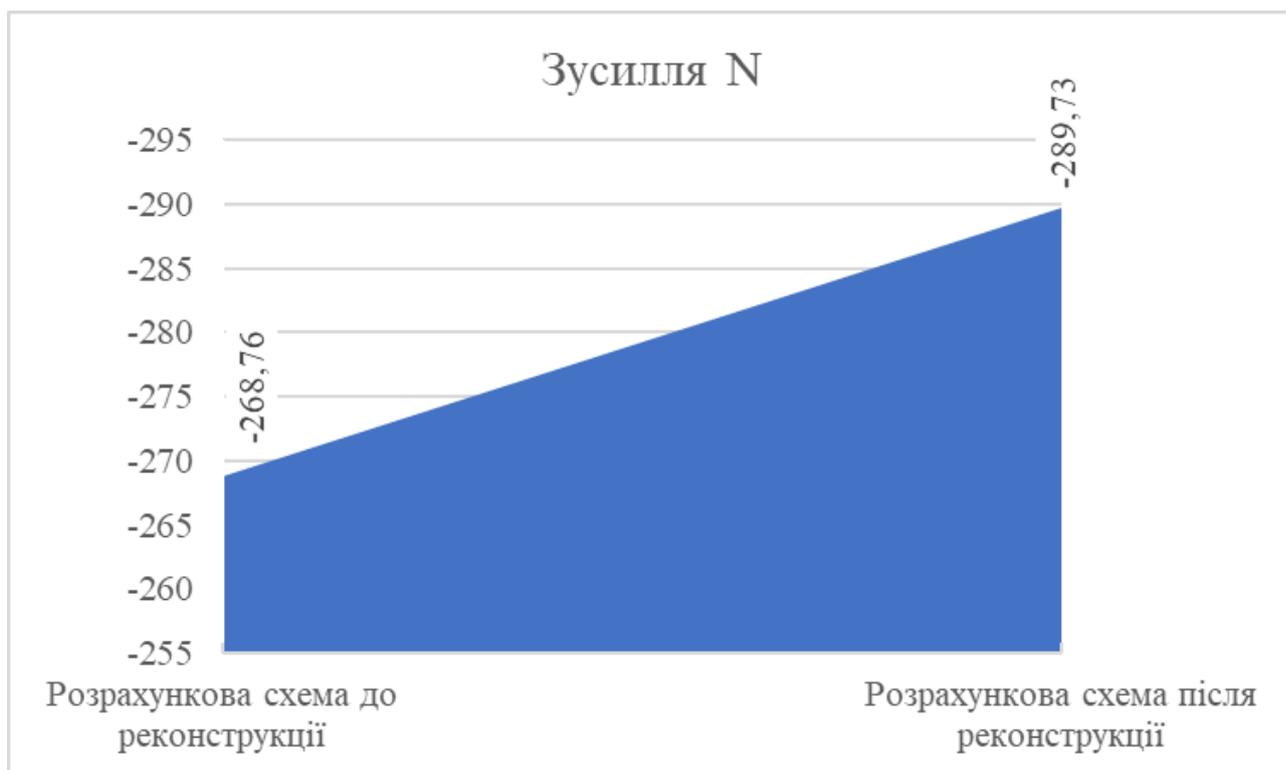
Зусилля M<sub>y</sub>, збільшилися на 3,9%.

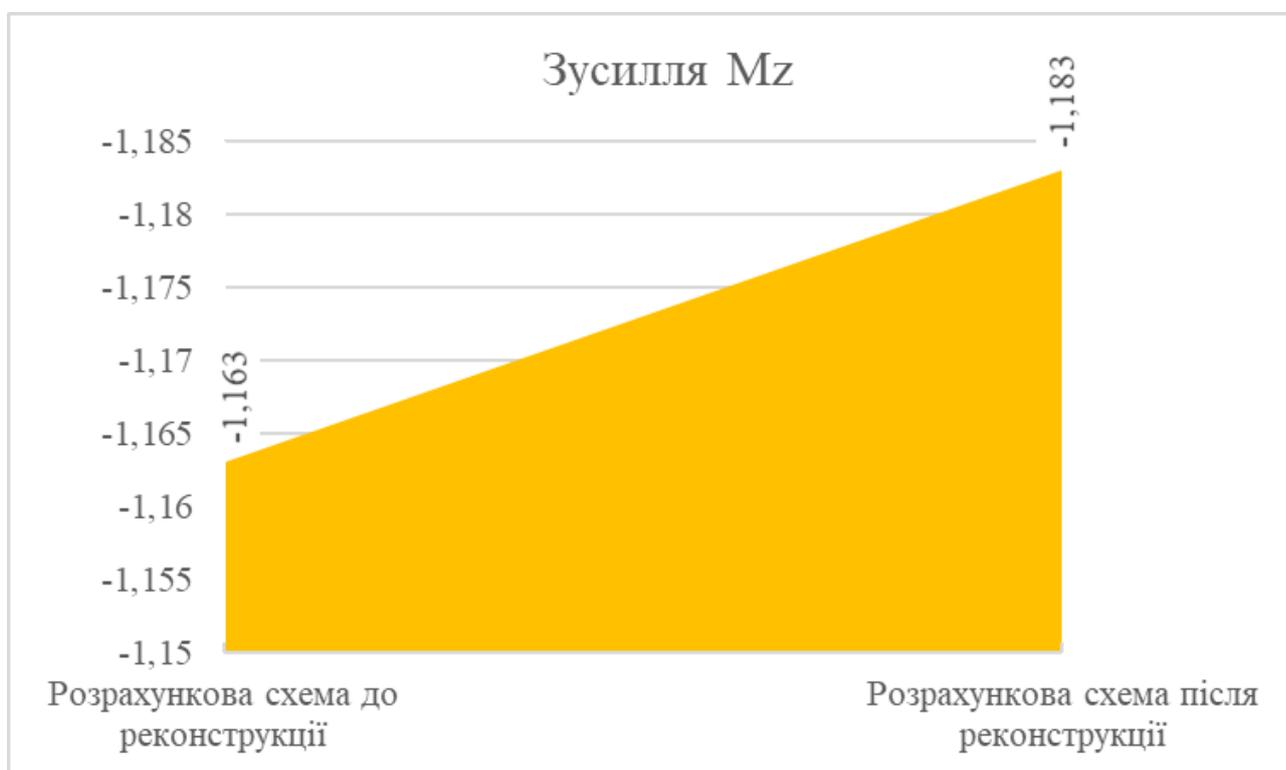
Зусилля M<sub>z</sub>, збільшилися на 1,7%.

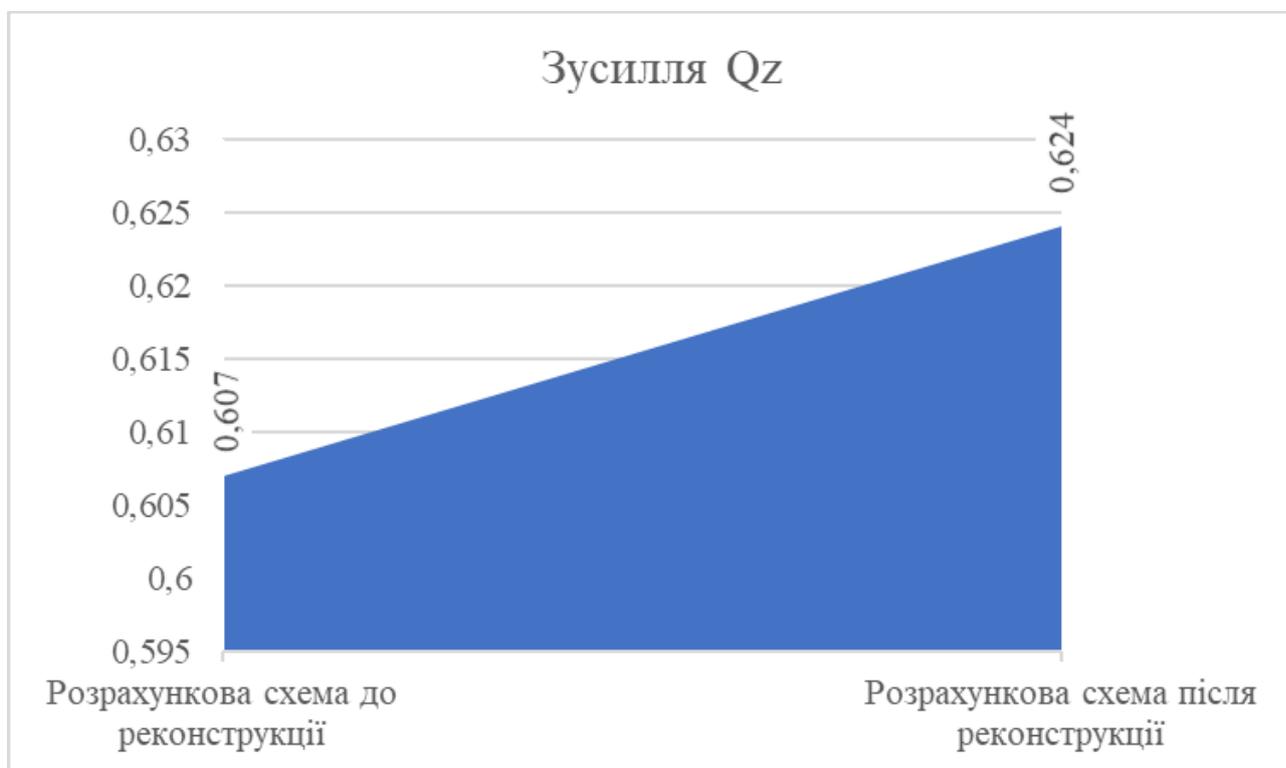
Зусилля Q<sub>y</sub>, збільшилися на 3,8%.

Зусилля Q<sub>z</sub>, збільшилися на 2,8%.

Порівняльні графіки внутрішніх зусиль наведено нижче:







## ВИСНОВОК

У сучасному будівництві все більше уваги приділяється питанням реновації та адаптації існуючих будівель до нових функціональних потреб. Одним із найпоширеніших методів збільшення корисної площі споруди є надбудова додаткових поверхів. Такий підхід дозволяє ефективно використовувати вже наявну інфраструктуру та значно зменшити витрати порівняно з будівництвом нових об'єктів.

Однак надбудова додаткових поверхів є складним інженерним завданням, яке вимагає глибокого аналізу технічного стану існуючих конструкцій та їх здатності витримувати додаткові навантаження. Основні проблеми полягають у зміні напружено-деформованого стану будівлі, впливі на її стійкість, жорсткість та динамічну поведінку під час експлуатації.

У зв'язку з цим актуальність даного дослідження полягає в оцінці впливу надбудови на несучу здатність каркасних конструкцій. Особлива увага приділяється питанням забезпечення безпеки експлуатації будівель, врахуванню сучасних нормативних вимог.

Для дослідження було взято за приклад громадську будівлю, що виконана з монолітного залізобетону. Будівля шестиповерхова. Висота – 21,2м. Конструктивна схема будівлі – каркас. Жорсткість забезпечена за рахунок замкнених монолітних стінок сходових кліток і ліфтових шахт.

Перші п'ять поверхів будівлі займають офісні приміщення, тоді як на шостому поверсі розміщені буфет і кабінети для обслуговуючого персоналу. Технічний поверх на позначці -3.000 призначений для розміщення каналізаційних, водопровідних та інших побутових комунікацій. Під будівлею розташовані два підземні рівні для паркування легкових автомобілів: перший — на позначці -6.000, другий — на позначці -9.000.

Метою дослідження є визначення змін у роботі каркасу будівлі внаслідок надбудови додаткового поверху. Для досягнення цієї мети проведено теоретичний аналіз, виконано моделювання та розрахунків конструктивних елементів.

За результатами розрахунку встановлено що внутрішні зусилля при реконструюванні будівлі збільшилися на 1,7 – 7,5%. При цьому необхідності збільшення площі армування для забезпечення несучої здатності колон відсутнє.

Реконструкція будівлі шляхом виконання надбудови можлива. Так як за результатами розрахунку колони каркасу забезпечені достатньою несучою здатністю. Необхідності у проведенні робіт з виконання підсилення немає.

## Список використаної літератури

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи.
2. ДБН В.2.2-41:2019 Загальні положення щодо забезпечення надійності та безпеки будівель і споруд.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
4. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
5. Методичні вказівки до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

Розрахунок снігового навантаження

До тимчасових навантажень відноситься вага снігового покриву, який визначається згідно [2] п.8. Необхідно обчислити граничне та експлуатаційне розрахункові значення.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на плоску покрівлю обчислювали за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  за табл. А.1.

Таблиця А.1

$T$ , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

В нашому випадку  $\gamma_{fm}=1,04$

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1) або за додатком Е [2].

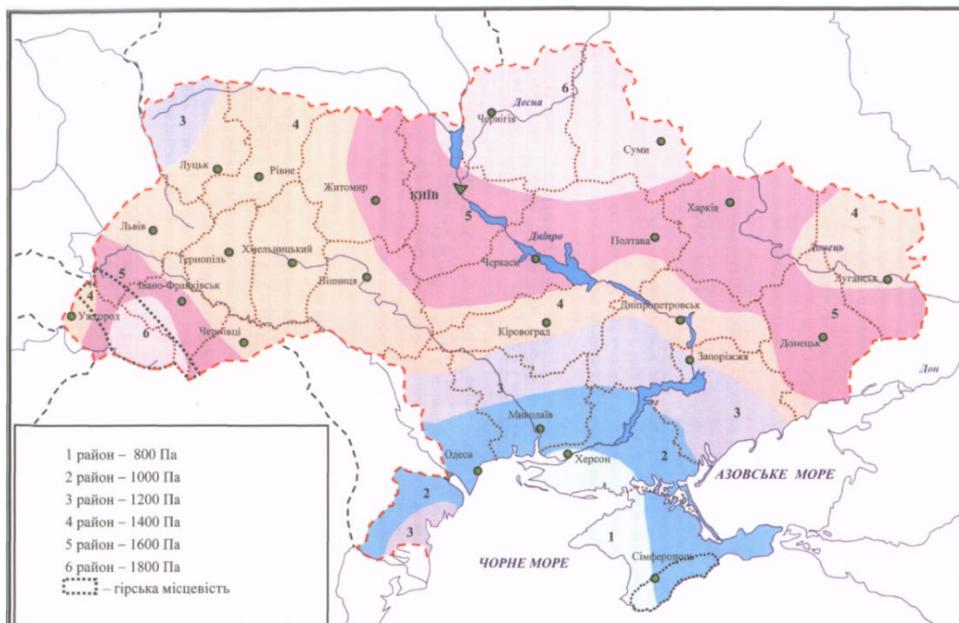


Рисунок А.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку  $S_0 = 1510\text{Па}$  для м. Фастів, Київської області згідно [2], у розрахунку приймаємо  $151\text{кгс/м}^2$ .

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [2] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [2] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

$C_{alt}$  – коефіцієнт, що враховує висоту  $H$  (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається  $C_{alt} = 1$ .

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

$$C = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = 1,04 \times 151 \times 1 = 157,04 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначається за табл. А.3 залежно від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця А.3

$\eta$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\gamma_{fe}$	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fe}$  слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення  $\eta$  приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ .

В нашому випадку  $\gamma_{fe} = 0,49$ .

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1.) або за додатком Е [2].

В нашому випадку  $S_0 = 1510$  Па для м. Фастів, Київської області згідно [2], у розрахунку приймаємо  $151 \text{ кгс/м}^2$ .

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [2] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [2] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

$C_{alt}$  – коефіцієнт, що враховує висоту  $H$  (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається  $C_{alt} = 1$ .

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

$$C = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

З урахуванням вище вказаного, обчислюємо експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

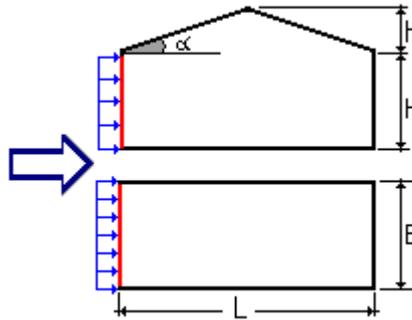
$$S_e = 0,49 \times 151 \times 1 = 73,99 \text{ кгс/м}^2$$

Розрахунок вітрового навантаження

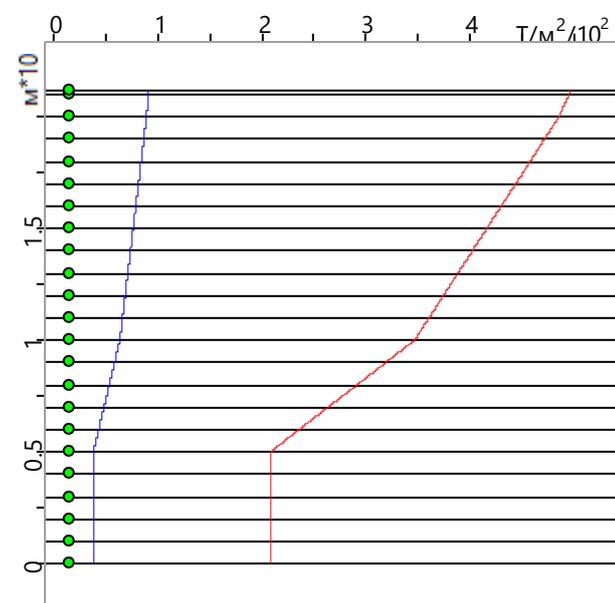
## Розрахунок вітрового навантаження за коротшою стороною

Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,038 Т/м <sup>2</sup>
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Однопрогінні будівлі без ліхтарів
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0,199 км



Параметри		
Поверхня	Ліва стіна	
Крок сканування	1 м	
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням $g_{fm}$	1,14	
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням $g_{fe}$	0,21	
H	21,2	М
B	27	М
h	0	М
L	54	М

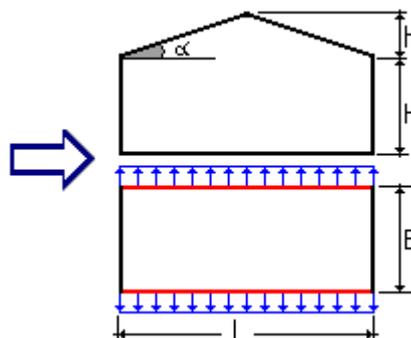


Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м <sup>2</sup> )	Граничне значення (Т/м <sup>2</sup> )
0	0,004	0,021
1	0,004	0,021
2	0,004	0,021
3	0,004	0,021
4	0,004	0,021
5	0,004	0,021
6	0,004	0,024
7	0,005	0,026
8	0,005	0,029
9	0,006	0,032
10	0,006	0,035
11	0,007	0,036
12	0,007	0,037
13	0,007	0,039
14	0,007	0,04
15	0,008	0,042
16	0,008	0,043
17	0,008	0,044
18	0,008	0,046
19	0,009	0,047
20	0,009	0,049
21	0,009	0,049
21,2	0,009	0,05

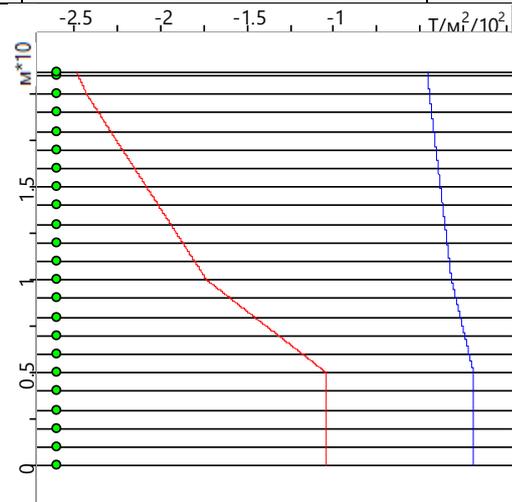
### Розрахунок вітрового навантаження за довшою стороною

Розрахунок виконано за ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною №1,2

Вхідні дані	
Характеристичне значення вітрового тиску	0,038 Т/м <sup>2</sup>
Тип місцевості	IV - міські площі, на яких, принаймні, 15% поверхні зайнято будівлями, які мають середню висоту, що перевищує 15 м
Тип споруди	Однопрогінні будівлі без ліхтарів
Висота розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря	0,199 км



Параметри		
Поверхня	Бічні стіни	
Крок сканування	1 м	
Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням $g_{fm}$	1,14	
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням $g_{fe}$	0,21	
H	21,2	М
B	27	М
h	0	М
L	54	М



Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м <sup>2</sup> )	Граничне значення (Т/м <sup>2</sup> )
0	-0,002	-0,01
1	-0,002	-0,01
2	-0,002	-0,01
3	-0,002	-0,01
4	-0,002	-0,01
5	-0,002	-0,01
6	-0,002	-0,012
7	-0,002	-0,013
8	-0,003	-0,015
9	-0,003	-0,016
10	-0,003	-0,017
11	-0,003	-0,018
12	-0,003	-0,019
13	-0,004	-0,019
14	-0,004	-0,02
15	-0,004	-0,021
16	-0,004	-0,021
17	-0,004	-0,022
18	-0,004	-0,023
19	-0,004	-0,024
20	-0,004	-0,024
21	-0,005	-0,025
21,2	-0,005	-0,025

Матеріали конференції

**SCI-CONF.COM.UA**

# **FUTURE OF SCIENCE: INNOVATIONS AND PERSPECTIVES**



**PROCEEDINGS OF I INTERNATIONAL  
SCIENTIFIC AND PRACTICAL CONFERENCE  
NOVEMBER 25-27, 2024**

**STOCKHOLM  
2024**

# ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ НАДБУДОВИ НА КАРКАС АДМІНІСТРАТИВНО-ОФІСНОЇ БУДІВЛІ

**Роговий Станіслав Іванович,**

д.т.н., викладач

**Павленко Артем Вікторович**

студент

Сумський Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

[sirogov555@gmail.com](mailto:sirogov555@gmail.com)

[0668629924as@gmail.com](mailto:0668629924as@gmail.com)

**Анотація:** проведено дослідження впливу надбудови на напружено-деформований стан вертикальних елементів каркасу будівлі.

**Ключові слова:** надбудова, реконструкція, каркасна будівля, залізобетонний каркас

Будівлі громадського призначення зазвичай характеризуються складною архітектурою та високими вимогами до просторової організації, що передбачає наявність великих відкритих площ без значного поділу внутрішнього простору. Дослідження на прикладі такої споруди дає можливість моделювати умови, за яких монолітні залізобетонні колони з армуванням витримують підвищені навантаження.

Для дослідження було обрано громадську будівлі з полігональною формою у плані. Максимальні розміри будівлі в плані становлять 54,0 x 27,0 метрів.

Конструктивна схема — монолітний залізобетонний каркас із несучими колонами. Просторова жорсткість забезпечується завдяки замкнутим монолітним стінкам сходових кліток і ліфтових шахт.

Будівля має шість поверхів із загальною висотою 21,2 м, включаючи технічний поверх нижче нульової позначки та два підземні рівні, що використовуються для автостоянки.

Висота поверхів розподілена таким чином:

1-й поверх – 3,0 м,

2-й по 5-й поверхи – по 3,0 м кожен,

6-й поверх – 3,6 м (обумовлено конструктивними особливостями ліфтів),

технічний поверх – 3,0 м,

підземні автостоянки – по 3,0 м кожна.

На першому-п'ятому поверхах розташовані офісні приміщення. Шостий поверх використовується для буфету та кабінетів обслуговуючого персоналу.

Технічний поверх (відм. -3,000) служить для розміщення каналізаційних, водопровідних та інших інженерних мереж. Два підземних рівні для паркування легкового транспорту знаходяться на відмітках: -6,000 і -9,000 відповідно.



Рис. 29. Фасад будівлі до реконструкції

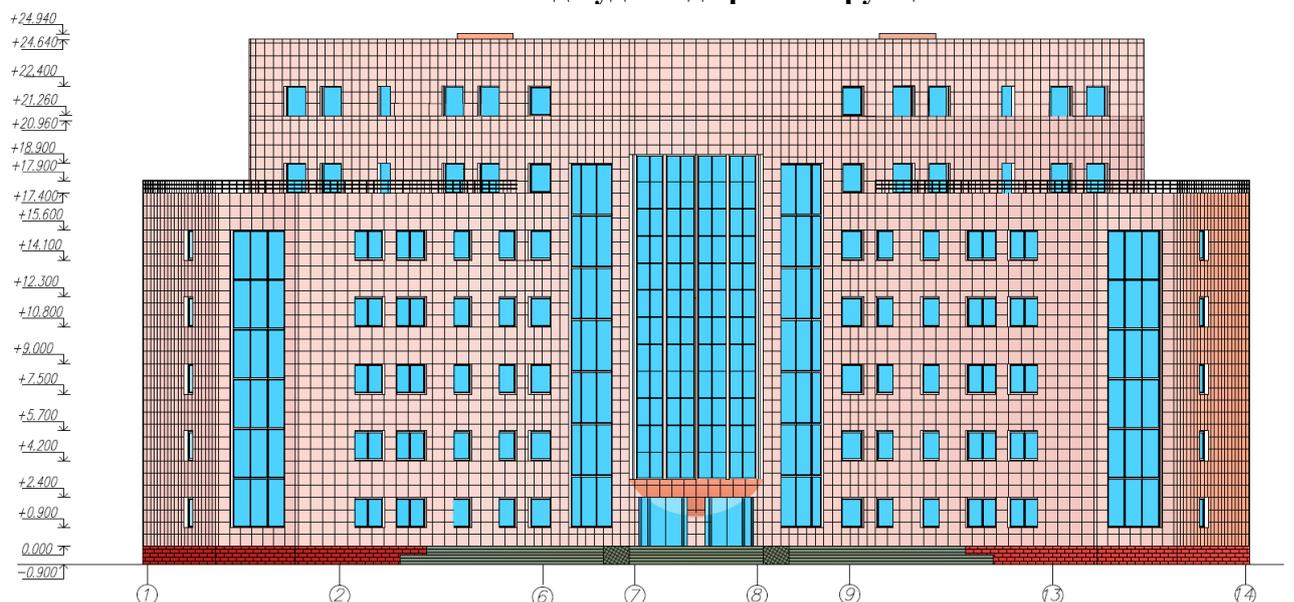


Рис. 30. Фасад будівлі після реконструкції

Для дослідження впливу надбудови було змодельовано розрахункову схему будівлі до надбудови та після надбудови для подальшого порівняння та аналізу результатів розрахунку, виконано розрахунок.

Після порівняння результатів розрахунку встановлено:

- максимальне значення зусилля  $N$ , при порівнянні зусиль до та після реконструкції, збільшилися на 7,5%.
- максимальне значення зусилля  $M_y$ , збільшилися на 3,9%.
- максимальне значення зусилля  $M_z$ , збільшилися на 1,7%.
- максимальне значення зусилля  $Q_y$ , збільшилися на 3,8%.
- максимальне значення зусилля  $Q_z$ , збільшилися на 2,8%.

**Таблиця 1**

**Порівняльна таблиця внутрішніх зусиль каркасу**

Зусилля <sup>1)</sup>	Розрахункова схема до реконструкції	Розрахункова схема після реконструкції
$N$	-268,76 т	-289,73 т
$M_y$	-0,25 т*м	-0,26 т*м
$M_z$	-1,163 т*м	-1,183 т*м
$Q_y$	0,26 т	0,27 т
$Q_z$	0,607 т	0,624 т

<sup>1)</sup> - максимальні значення.

Результати перевірки перерізів залізобетонних колон каркасу показали достатню їх несучу спроможність після надбудови поверху.

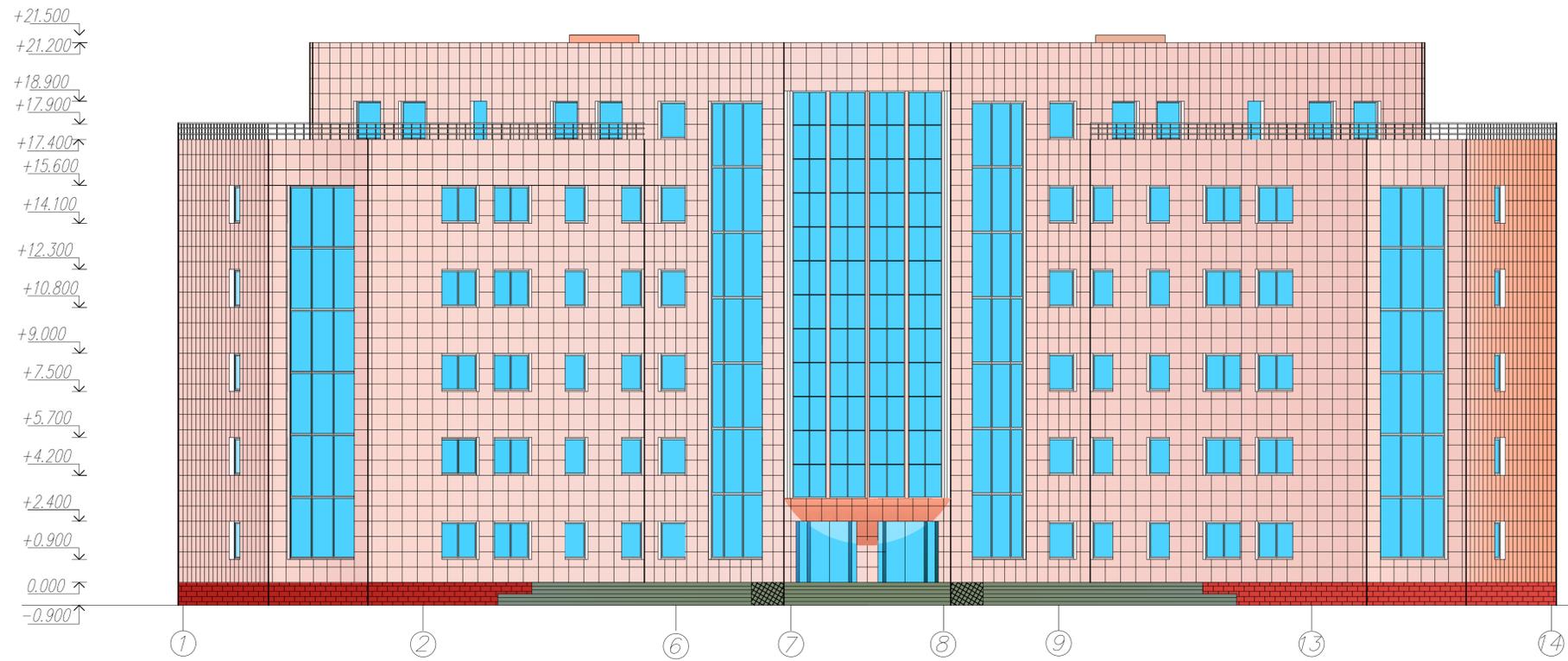
Реконструкція будівлі шляхом виконання надбудови можлива. Оскільки за результатами розрахунку колони каркасу забезпечені достатньою несучою здатністю. Необхідності у проведенні робіт з виконання підсилення немає.

### Список літератури

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи.
2. ДБН В.2.2-41:2019 Загальні положення щодо забезпечення надійності та безпеки будівель і споруд.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
4. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.

Креслення

Фасад 1-14 (Існуючий)



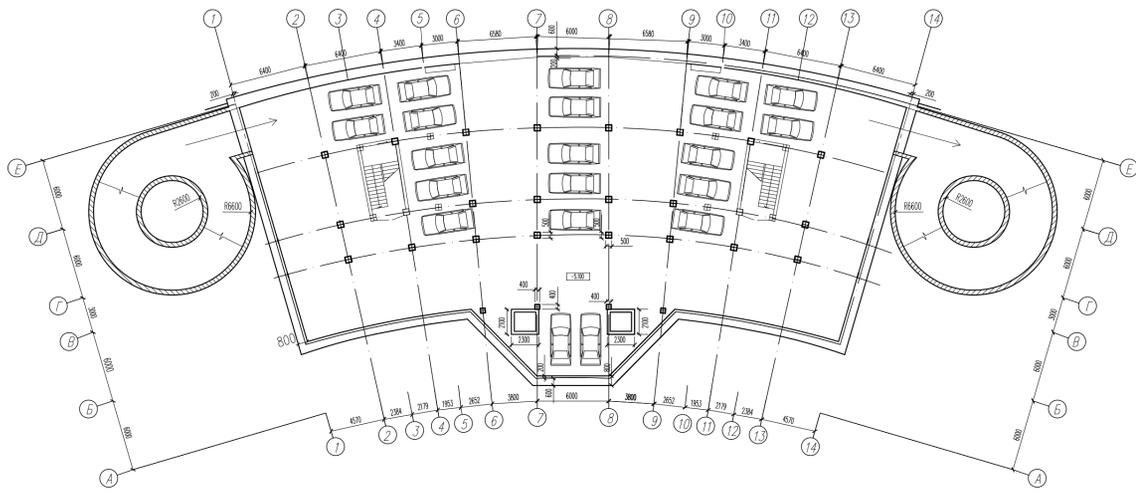
Фасад 1-14 (Після реконструкції)



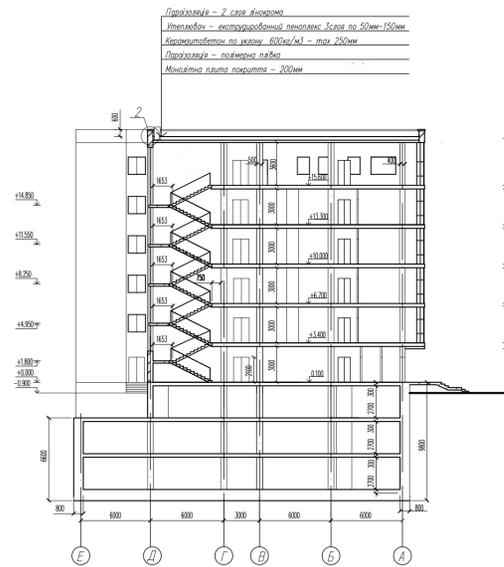
					МР 24.24. БК ДР			
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження впливу надбудови на каркас адміністративно-офісної будівлі	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Павленко					Н		
Керівник	Луцьковський					Аркуш 1	Аркциб	
Фасад 1-14 (існуючий), Фасад 1-14 (після реконструкції).						СНАУ гр. БУД 2301-1м		



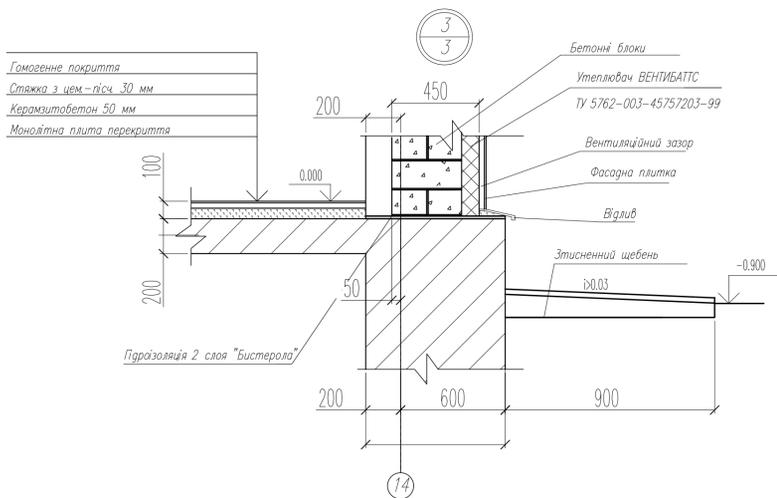
План типового поверху автостоянки



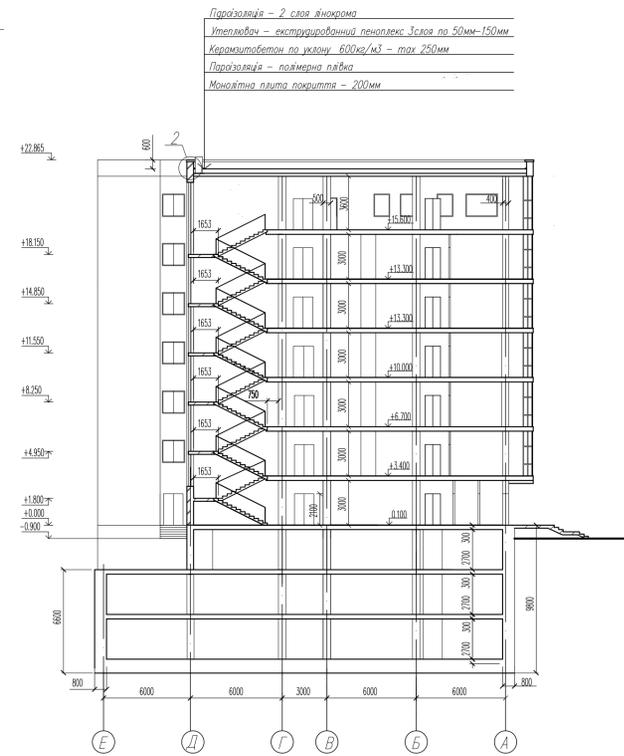
Розріз 1-1 Існуючий



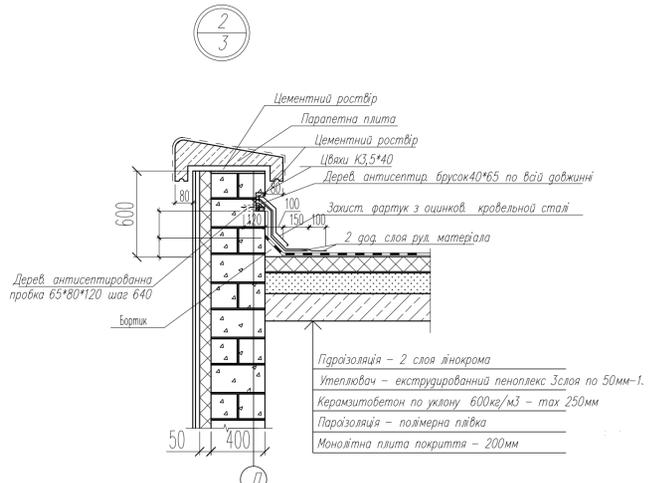
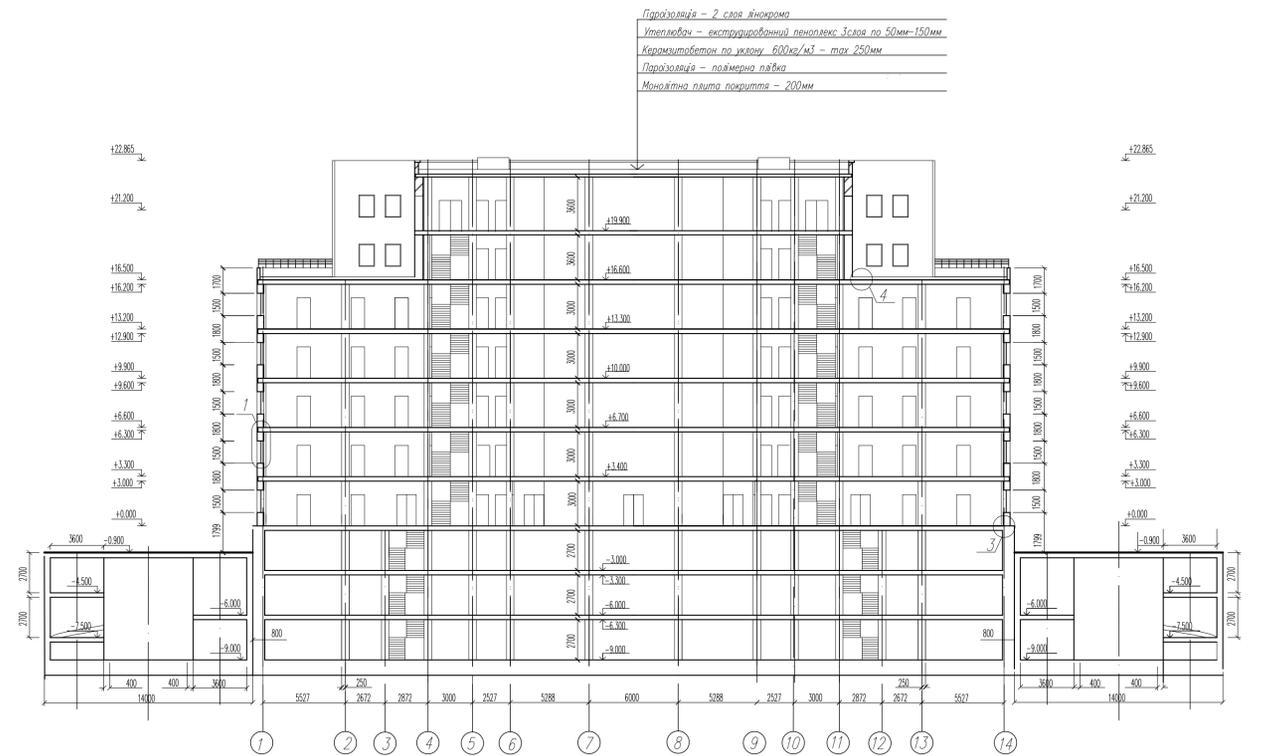
Розріз 2-2 Існуючий



Розріз 1-1 Після реконструкції

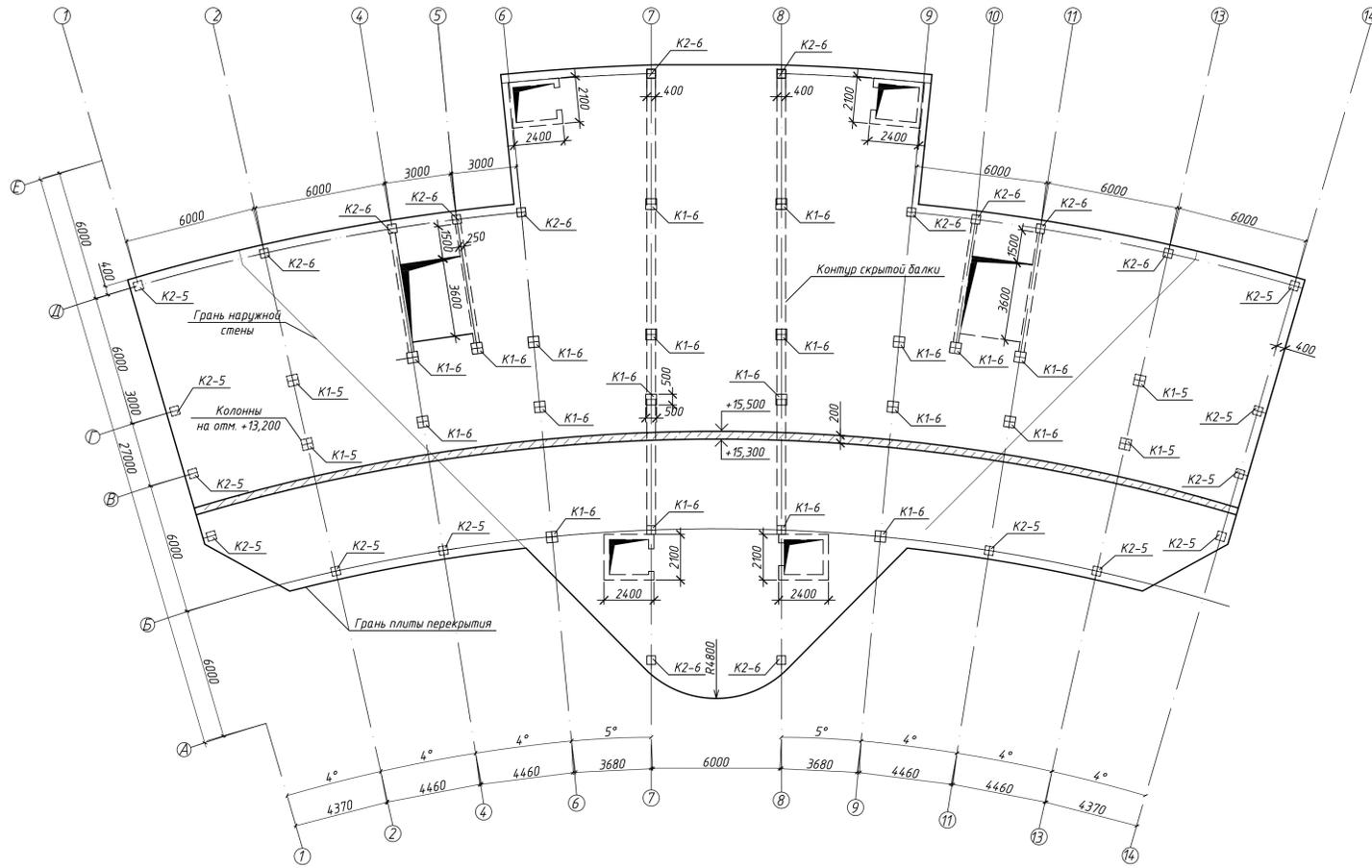


Розріз 2-2 Після реконструкції

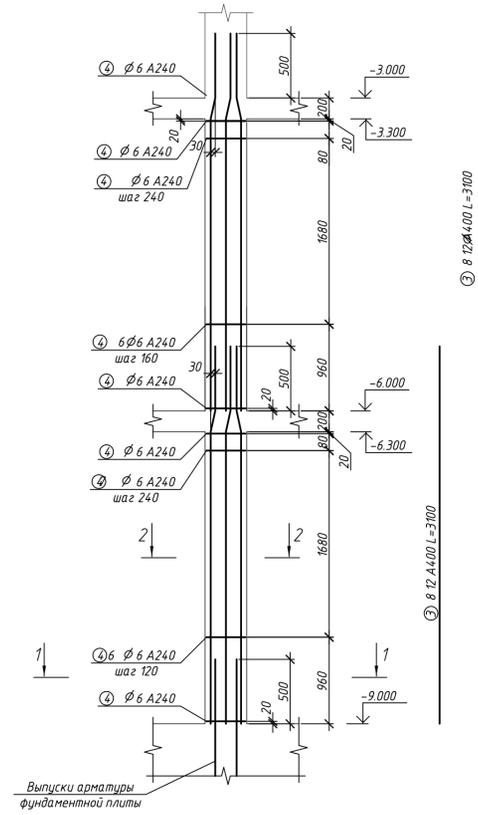


				МР 24.24. БК ДР				
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження впливу надбудови на каркас адміністративно-офісної будівлі	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Павленко					Н		
Керівник	Луцьковський					Аркш 3	Аркшів	
План типового поверху автостоянки. Розріз 1-1, 2-2. Вузел 2, 3						СНАУ зр. БУД 2301-1м		

План опалубки плити перекриття на відм. +15,500



Армування  
колонн К-1

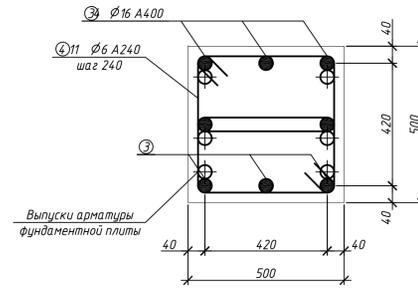
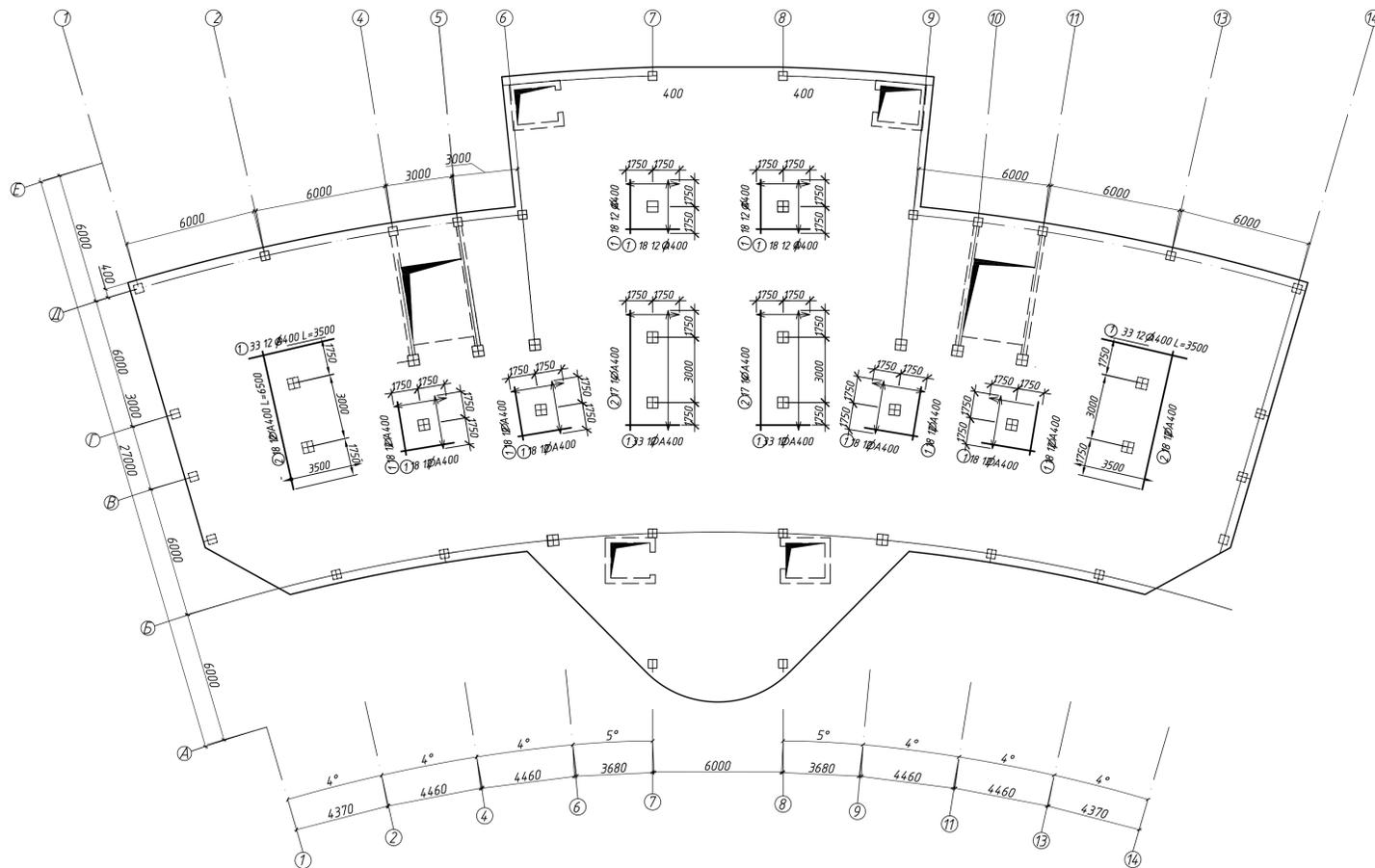


③ Ø 12 Ø 400 L=3100

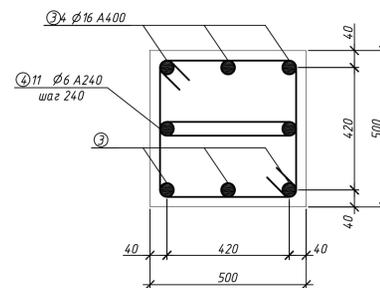
⑤ Ø 12 Ø 400 L=3100

1 - 1

Додаткове верхнє армування плити перекриття на відм. +15,500



2 - 2



MP 24.24. БК ДР					Статя	Маса	Масштаб
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Н	Аркуш 4	Аркушів
Виконав	Павленко						
Керівник	Луцьковський						
Дослідження впливу на будову на каркас адміністративно-офісної будівлі					СНАУ гр. БЧД 2301-1м		
План опалубки. Додаткове армування. Армування колони. Переріз 1-1, 2-2							