

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

Центр перепідготовки та післядипломної освіти  
(повна назва факультету)  
Кафедра будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

## Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проектування висотної будівлі центру ділової активності в Одесі з дослідженням  
напружено-деформівного стану каркасу

Виконав: студент 2 курсу, групи МБд-2  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(шифр і назва спеціальності)

Студент \_\_\_\_\_ Кедик Т.С.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник \_\_\_\_\_ Гудь М.І.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент \_\_\_\_\_ Бобик М.П.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Тернопіль  
2022

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти  
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Кедику Тарасу Станіславовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проектування висотної будівлі центру ділової активності в Одесі з дослідженням - напружено-деформівного стану каркасу.

Керівник роботи Гудь М.І., к.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «14» листопада 2022 року № 4/7-907

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

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

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
8-12 листів формату А1



## ЗМІСТ

|   |    |
|---|----|
| ВСТУП.....  | 5  |
| РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....  | 7  |
| 1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта, його просторової, планувальної та функціональної організації .....   | 7  |
| 1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень.....   | 10 |
| 1.2.1 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень в області забезпечення відповідності будівель, будов встановленою енергетичною ефективністю (за винятком будівель, будов, споруд, на які вимоги енергетичної ефективності не розповсюджуються) ..... | 11 |
| 1.2.2 Перелік заходів з забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень .....  | 12 |
| 1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва .....   | 12 |
| 1.4 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей .....   | 13 |
| 1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу .....   | 13 |
| 1.6 Опис рішень за світлообгородженню об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден .....   | 14 |
| 1.7 Опис рішень з декоративно-художнього оздоблення інтер'єрів для об'єктів невиробничого призначення .....   | 14 |
| РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ .....  | 16 |
| 2.1 Варіантне проектування .....  | 16 |
| 2.1.1 Варіант 1 .....   | 16 |
| 2.1.2. Варіант 2.....   | 17 |
| 2.1.2. Варіант 3.....   | 17 |
| 2.1.4. Порівняльний аналіз варіантів.....   | 18 |
| 2.1.5 Визначення розходу сталі .....  | 18 |
| 2.1.6 Техніко-економічне порівняння .....   | 19 |

|  |    |
|--|----|
| 2.2 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проектування .....         | 19 |
| 2.3 Розрахунок навантажень, що діють на каркас будівлі .....                               | 21 |
| 2.3.1 Постійні навантаження .....  | 22 |
| 2.3.2 Тимчасові навантаження .....   | 23 |
| 2.3.3 Підбір перерізів .....   | 28 |
| 2.4 Розрахунок елементів каркаса і конструювання вузлів .....                              | 29 |
| 2.4.1 Розрахунок колони підземного поверху по осях Л/15 .....                              | 29 |
| 2.4.2 Розрахунок балки по осі 16 (відм. +81,600) .....                                     | 32 |
| 2.4.3 Конструювання вузла сполучення круглої колони з основною балкою (Вузол 2) .....      | 33 |
| 2.4.3 Конструювання вузла сполучення станової колони з балками і зв'язками (Вузол 9) ..... | 39 |
| РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний .....   | 43 |
| 3.1 Моделювання каркасу у ПК SCAD .....  | 43 |
| 3.2 Задання навантажень .....  | 45 |
| 3.3 Результат розрахунку .....   | 47 |
| 3.2.1 Зусилля в стрижневих елементах .....   | 49 |
| <b>РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ .....</b>                    |    |
| 4.1 Основні положення щодо охорони праці .....   | 52 |
| 4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці .....  | 52 |
| 4.1.2 Огородження території .....  | 54 |
| 4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику .....                          | 54 |
| 4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт .....                                | 55 |
| 4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт .....                                | 55 |
| 4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....   | 58 |
| 4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей .....                              | 58 |
| 4.2.2 Висновки за розділом .....   | 60 |
| ВИСНОВОК .....   | 61 |
| БІБЛІОГРАФІЯ .....   | 62 |

## ВСТУП

Проектований об'єкт - висотна будівля центру ділової активності з двох похилих башень, з'єднаних переходом. Будівля є унікальною, адже висота будівлі перевищує 100 метрів і виліт консолі перевищує 20 метрів.

**Актуальність теми.** У результаті розробки проекту було прийнято рішення виконати несучий каркас проектного будинку з металевих конструкцій замість застосування традиційного каркасу із залізобетону.

Каркас виготовлений із металу, володіє наступними перевагами швидкість будівництва, висока якість, використовуються деталі заводського виготовлення, універсальна сезонність будівництва, свобода і варіативність планувань, зменшення кількості робітників на будівельному майданчику в два рази, економія на фундаменті (до 30%) внаслідок меншої маси будівлі, ефективність при проведенні будівельних робіт в короткі терміни, велика сейсмостійкість і стійкість до вібрацій.

Виходячи з вищеперечислених даних, можна зробити висновок, що дана тема є актуальною і відповідає сучасним вимогам.

**Мета роботи:** Розробка проекту будівлі центру ділової активності з дослідженням напружено-деформівного стану каркасу будівлі.

**Об'єкт досліджень** –каркасно-просторові металеві конструкції висотних громадських будівель.

**Предмет дослідження** – просторові конструкції висотних громадських та житлових будівель в об'ємній постановці.

**Доцільність проведення досліджень** зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність та довговічність висотних громадських будівель при їх експлуатації.

**Завдання роботи:**

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення центру ділової активності;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій багатоповерхової будівлі центру;
- виконати статичний розрахунок металевого каркасу висотної

громадської будівлі в об'ємній постановці;

– розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

**Методи дослідження** – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету SCAD.

**Галузю застосування** результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих висотних багатоповерхових каркасних будівель.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання металевих каркасів у висотних громадських будівлях в об'ємній постановці.

**Практичне значення отриманих результатів.** Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції громадських висотних будівель в об'ємній постановці.

**Апробація результатів** магістерської роботи виконана роботи виконана на міжнародній науково-технічній конференції присвяченій 70 - річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича «Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 10-11 листопада 2022 року.).

**Публікація результатів магістерської роботи** здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** металевий каркас, висотна будівля, скінченні елементи.

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

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

Передбачане розподілення місця будівництва будинку бізнес-центру – м. Одеса.

Кліматичний район будівництва – ІВ.

Абсолютна мінімальна температура повітря – мінус 23°C. Абсолютна максимальна температура повітря – плюс 27 °C. Нормативна глибина промерзання – 1.2 м.

Сейсмічність району - 6 балів.

Відмітки +0,000 у проекті відповідає відмітка 151,33 в системі висот р. Крапноярська.

Проектована будівля являє собою дві башні з нахилом зовнішнього обгородження відносного вертикалі 5 градусів, з'єднаних на рівні землі прибудовою і консоллю на останніх поверхах будівлі.

Поверховість – 21.

Кількість поверхів - 22.

Кількість поверхів будови, що з'єднує башні - 5.

Кількість поверхів консолі, що з'єднує башні - 4.

Висота 1-го поверху - 3,6.

Висота 1-21-го поверхів - 4,8 м.

Поверхи на відм. +0,000 і вище є надземними. У підземній частині будівлі розташовані приміщення технічного призначення.

У відповідності з нормативною документацією будівля ідентифікується за наступними ознаками:

1. Функціональне призначення будівлі - адміністративна офісна будівля.
2. На цій території відсутні небезпечні природні процеси і явища і техногенні впливи.
3. Об'єкт не відноситься до небезпечних об'єктів.



4. Рівень відповідальності будівлі - підвищений;

- Ступінь вогнестійкості будівлі - I;
- Клас конструктивної пожежної небезпеки будівлі - C0;
- Клас пожежної небезпеки будівельних конструкцій – K0;
- Функціональна пожежна небезпека будівлі - Ф4.3.

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- Несучі елементи будівлі - R 180;
- перекриття міжповерхові (у тому числі горищні) - REI 180;
- шахти ліфтів і стіни ліхтарних кліток - REI 180.

У будівлі передбачена пожежна сигналізація.

На шляхах евакуації при оздобленні приміщень застосовано важкозгоральні матеріали.

Проектом передбачено будову будівлі Г-подібної форми в плані з габаритними розмірами 120,785x120,785 м на рівні землі. Форма в плані башень квадратна з габаритними розмірами 56,785x48,850 м. Форма будівна на рівні консолі також Г-подібна, з габаритними розмірами 103,145x103,145 м. Відмітка покрівлі має значення +101,27 м, відмітка покрівлі прибудови +24, 47.

У підземній частині будівлі розташовані технічні приміщення для розміщення інженерного обладнання, допоміжні приміщення, а також приміщення побутового значення.

На першому поверсі розташовані тамбури, центральний пункт управління служби безпеки, центральний пункт управління системою протипожежного захисту, ліфтові холи, сходові клітки, санвузли, кімнати інвентаря для прибирання, офіси.

Поверхи 2-9 і 11-21 в складі приміщень містять ліфтові холи, сходові клітки, санвузли, кімнати інвентаря для прибирання, офіси.

На десятому поверсі розташовані додаткові технічні приміщення для розміщення інженерного обладнання та допоміжні приміщення.

Для з'єднання поверхів у будівлі передбачені ліфти (12 ліфтів у башнях (по 6 ліфтів у кожній) і 6 ліфтів у прибудові, що з'єднує башні. На кожному з башень і на прибудову передбачено по 4 ліфта (двоє з яких призначені для

перевезення пожежних підрозділів) з розмірами шахти 3000x2500 мм, розмірами кабіни 2350x1600 мм, вантажопідйомністю 1800 кг і по 2 ліфта з розмірами шахти 2700x2500 мм, розмірами кабіни 2100x1600 і вантажопідйомністю 1600 кг. Всі ліфти забезпечують можливість повного розгортання крісла-коляски в кабіні для доступу МГН.

Також для сполучення поверхів у будівлі передбачено лікарняні клітки типу Н2 з підпором повітря при пожежі, використовувані для евакуації (по дві на кожну башню і дві прибудови, що з'єднують башні). Ширина маршів і площадок становить 1800 мм, зазор між маршами - 100 мм. Розміри сходів 150x300 мм. Передбачено огороження з поручнями сходових маршів і площадок висотою 1200 мм.

У складі проекту передбачені заходи, що забезпечують повноцінну життєдіяльність інвалідів і маломобільних груп.

Висота огороження покрівлі становить 1200 мм.

Конструкція покрівлі плоска з мінімальним нахилом, водостік внутрішній, організований. Покриття покрівлі - м'яке рулонне:

- внутрішній шар покрівельного килиму Техноеласт ЕКП - 4,2 мм;
- нижній шар покрівельного килиму Техноеласт ЕПП - 4 мм;
- Праймер бітумний Техноніколь №01;
- армована стяжка - 50 мм;
- нахилоутворюючий шар з керамзиту (1,5%), мінімальна товщина 20 мм;
- теплоізоляція Техноніколь XPS CARBON SOLID в 2 шари по 70 мм;
- пароізоляція Бікрост ХПП.

Для покриття під транспортно-рятувальні кабіни використовуються напилювальне металізаційне фрикційне металічне покриття, яке надає шершавість поверхні і забезпечує їй протиковзаючий ефект.

Зовнішнє оздоблення вище рівня землі виконано у вигляді вітражного фасаду, що складається з алюмінієвого профілю з наповнювачем двокамерним склопакетом 4М1-8Ar -4М1-8Ar .

Зовнішня обробка нижче рівня землі складається з:

- монолітної залізобетонної стіни товщиною 500 мм;
- праймер бітумний Техноніколь №01;
- гідроізоляція Техноеласт ЕПП в 2 шари;
- поліуретановий клей для зовнішньої теплоізоляції;
- Утеплювач екструзійний пінополістирол товщиною 50 мм в 2 шари.

На цокольну частину фасаду укладається керамічна плитка. Конструкції внутрішніх перегородок:

- комплексна система КНАУФ. Перегородка з трьохшаровими обшивками з КНАУФ-суперлистів і сталевими листами на єдиному металічному каркасі;
- каркасні світлопрозорні перегородки NAYADA-Quadro.

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

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники

| Но. | Назва                                     | Од. вим.       | Кількість  |
|-----|---|----------------|------------|
| 1   | Площа забудови                            | м <sup>2</sup> | 10 493,00  |
|     | - в тому числі: веранд, приямків          | м <sup>2</sup> | 300,00     |
| 2   | Загальна площа будівлі                    | м <sup>2</sup> | 162 414,86 |
| 3   | Корисна площа будівлі                     | м <sup>2</sup> | 140 959,14 |
| 4   | Розрахована площа будівлі                 | м <sup>2</sup> | 107 106,56 |
| 5   | Будівельний об'єм                         | м <sup>2</sup> | 814 607,02 |
|     | - будівельний об'єм вище відмітки 0,000   | м <sup>2</sup> | 777 512,62 |
|     | - будівельний об'єм нижче відмітки 0,000  | м <sup>2</sup> | 37 094,40  |
| 6   | Поверховість будівлі вище відмітки 0,000  | шт             | 21         |
| 7   | Поверховість будівлі нижче відмітки 0,000 | шт             | 1          |

## 1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень

Об'ємно-планувальні рішення, будівельні розміри в плані і висота приміщень прийнято згідно з завданням проектування, вимогами

технологічного процесу і діючих нормативних документів.

Проектом передбачені конструктивні і об'ємно-планувальні рішення, що забезпечують пожежну безпеку будівлі і евакуацію людей в разі пожежі.

Також об'ємно-просторові рішення будівлі центру забезпечують потрібне природне освітлення. Для раціонального використання штучного світла і рівномірного освітлення офісних приміщень потрібно здійснити оздоблювальні роботи і використати фарбу, що створює матову поверхню з коефіцієнтом огороження: для стель – 0,7-0,9; для стін – 0,5-0,7; для підлоги – 0,4-0,5; меблів – 0,45.

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

### **1.2.1 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень в області забезпечення відповідності будівель, будов встановленою енергетичною ефективністю (за винятком будівель, будов, споруд, на які вимоги енергетичної ефективності не розповсюджуються)**

Для визначення енергетичної ефективності об'єкта необхідно провести технологічний розрахунок огорожувальних конструкцій. По [6] для району будівництва в місті Одеса, приймаємо наступні розрахункові параметри, подані в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Розрахункові параметри зовнішнього та внутрішнього середовища.

| Параметри  | Значення параметрів | Джерело      |
|--|---------------------|--------------|
| 1 Населений пункт  | м. Одеса            | -            |
| 2 Розрахункова температура зовнішнього повітря, $t_n$ , °C   | -27                 | [6, табл. 1] |
| 3 Середня температура опалювального періоду з середньою добовою температурою повітря нижче 8 °C, $t_{om}$ , °C | -6,7                | [6, табл. 1] |
| 4 Тривалість опалювального періоду з середньою добовою температурою повітря нижче 8 °C, $z_{om}$ , сум         | 183                 | [6, табл. 1] |
| 5 Розрахункова температура внутрішнього повітря, $t_v$ , °C, офісні приміщення                                 | 23                  | [22]         |

Продовження таблиці 1.2.

|  |       |               |
|--|-------|---------------|
| 6 Відносна вологість внутрішнього повітря, $\phi_{int}$ , %<br>- офісні приміщення                                   | 45    | [22]          |
| 7 Температура точки роси, $t_d$ , °C   | 10,43 |               |
| 8 Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні обгороджувальної конструкції, $\alpha_{int}$ , $W/m^2 \cdot ^\circ C$ | 8,7   | [8, табл.. 4] |
| 9 Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні обгороджувальної конструкції, $\alpha_{ext}$ , $W/m^2 \cdot ^\circ C$  | 23    | [8, табл.. 6] |
| 10 Вологість повітря в приміщенні - офісні приміщення  | Сухо  | [8, табл.. 1] |
| 11 Зона вологості території будівництва  | Суха  | [8, дод.В]    |
| 12 Умови експлуатації огороджувальних конструкцій - офісні приміщення  | A     | [8, табл.. 2] |

### 1.2.2 Перелік заходів з забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень

Для забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності, прийняті наступні архітектурні рішення:

- підвищений рівень теплозахисту обгороджувальних конструкцій відносно до параметрів норм;
- застосовані ефективні утеплювачі;
- застосовані вітражі з двокамерними склопакетами.

### 1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Архітектурно-художній образ будівлі зроблено в сучасному стилі. Архітектурна виразність досягається завдяки поєднанню навісної фасадної системи із вітража (структурного скління) в поєднанні з планками для кріплення фасаду, що йдуть по сітці зв'язків зовнішнього каркаса будівлі.

Дизайн інтер'єрів відповідає функціональному призначенню приміщень.

Всі прийняті будівельні і оздоблювальні матеріали запроектовані з наявністю санітарно-епідеміологічних висновків, сертифікатів відповідності, сертифікатів пожежної безпеки.

#### **1.4 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей**

Природне освітлення приміщень виконано з врахуванням вимог санітарних норм по інсоляції. Приміщення з постійним перекриттям людей мають природне освітлення через вікна в зовнішніх стінах.

Штучне освітлення мають наступні приміщення: технічні та сервісні приміщення, допоміжні приміщення, ліфтові холи, сходові клітки, санвузли, кімнати інвентаря для прибирання, приміщення архівів.

Для раціонального використання штучного освітлення і рівномірного освітлення офісних приміщень повинні бути прийняті оздоблювальні матеріали і фарби, що створюють матову поверхню з коефіцієнтом огороження: для стелі – 0,7-0,9; для стін – 0,5-0,7; для підлоги – 0,4-0,5; меблів – 0,45.

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

Відповідно [5] нормативному індексу ізоляції повітряного шуму стін і перегородок між офісами і кабінетами різних фірм повинна бути не менше 48 дБ.

У проекті запроектовані перегородки між приміщеннями системи КНАУФ. Для проекту прийнята перегородка С367 товщиною 150 мм, обшита КНАУФ-суперлист (ГВЛ) із заповненням мінеральною звукоізоляцією «Акустична перегородка». Індекс звукоізоляції такої перегородки становить 54 дБ. Для забезпечення захисту приміщень від шуму, вібрації і іншого впливу передбачено звукоізоляцію технічних приміщень з мінерал-ватного утеплювача ТЕХНОФАС товщиною 140 мм, з наступним штукатуренням і пофарбуванням в ізольованих приміщеннях. Також інженерне обладнання розміщується в ізольованих приміщеннях. Рівень звукового тиску від вентиляційних установок не перевищує нормативних значень, що забезпечує дотримання вимог [5].

Передбачена шумоізоляція підлоги приміщень. Отвори заповнені склопакетами з підвищеною звукоізоляцією.

## **1.6 Опис рішень за світлообгородженню об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден**

Висота проектного будинку відносно абсолютної відмітки землі становить 102,47 м. Також на місцевості відсутні більш високі будівлі, що затіняють об'єкт. Із цього випливає, що в проекті необхідно передбачити заходи з забезпечення безпеки польоту повітряних судів, адже об'єкт може виявитися в межах повітряних трас.

На будівлі необхідно встановити світлове огороження, яке повинно розташовуватися на верхніх краях і далі нижче з кроком 45 м. Тобто в нашому випадку буде два рівні огороження. Для того щоб в якому б напрямку вогонь не затінювався, у кожній площині необхідно встановити не менше двох вогнів. Також вони повинні бути розташовані так, щоби було видно видимі обриси об'єкта. У нашому випадку логічно поставити в кожен кут покриття по вогню, в проекції цих місць на кутах будівлі нижче на 45 м, а також на низ консолі будівлі.

В верхніх краях об'єктів повинні бути передбачені здвоєні загороджувальні вогні, що працюють одночасно або по одному при наявності пристрою для автоматичного включення резервного вогню при виході з ладу основного вогню.

Автомат для вмикання резервного вогню повинен працювати так, щоб в разі виходу його зі строю виявилися включеними обидва загороджувальні вогні.

Для будівлі вибрані вогні високої інтенсивності.

Всі заходи з світловідображення об'єкта, що забезпечують безпеку повітряних судів, необхідно погодити відповідно з профільним міністерством.

## **1.7 Опис рішень з декоративно-художнього оздоблення інтер'єрів для об'єктів невиробничого призначення**

Концепція інтер'єрів – це створення затишної робочої атмосфери за допомогою приємного поєднання спокійних, світлих відтінків холодних і

теплих тонів.

Рекомендовано застосування кольорів: для стель – білий; для меблів (шафи, столи) і дверей - колір натурального дерева або світло-коричневий.

Для стін приміщень, орієнтованих на південну сторону горизонту, застосовуються матеріали і фарби неясравих холодних тонів, з коефіцієнтом відображення 0,7-0,8 (світло-сірий, блідо-голубий, блідо-зелений) на східну сторону – теплі тони (жовтий, блідо-жовтий, кремовий, блідо-розовий) з коефіцієнтом відображення 0,6-0,7.



## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Варіантне проектування

У даному розділі було прийнято рішення розглядати три варіанти зовнішньої діафрагми жорсткості будівлі. Перший варіант реалізований з нахиленими елементами зовнішньої решітки з кроком 16 м, другий варіант – з кроком 8 метрів, третій варіант – комбінований. У всіх трьох варіантах використовуються уже підібрані елементи колон і балок. Балки представлені двотавровим перерізом 70Б. Колони – складовими перерізами 2х35К2 і 2х40К5.

Порівняння здійснюється за допомогою програмного комплексу SCAD. Головними параметрами буде виступати матеріаломісткість, вартість матеріалів і проведення робіт, трудоемність.

Розрахуємо конструкції в ПК SCAD і визначимо параметри порівняння для прийняття найвигіднішого і надійнішого варіанту.

##### 2.1.1 Варіант 1

Як написано раніше, в першому варіанті передбачено влаштування зовнішньої діафрагми жорсткості будівлі з кроком нахилених елементів решітки 16 м. По даному рахунку ПК SCAD для елементів було отримано переріз із квадратних труб 500\*500 мм з товщиною стінок 21 мм.

Геометрична схема зовнішньої діафрагми показана на малюнку 2.1.

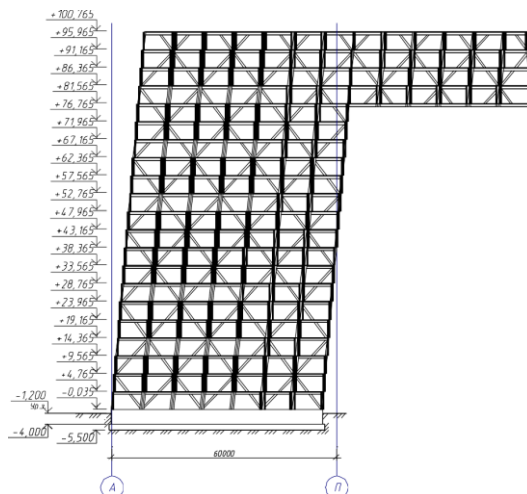


Рисунок 2.1 – Геометрична схема зовнішньої діафрагми будівлі варіанту 1

### 2.1.2. Варіант 2

В другому варіанті передбачено влаштування зовнішньої діафрагми жорсткості будівлі з кроком похилих елементів решітки 8 м. По даному рахунку ПК SCAD для елементів було отримано переріз із квадратних труб 500\*500 мм з товщиною стінок 13,5 мм.

Геометрична схема зовнішньої діафрагми показана на малюнку 2.2.

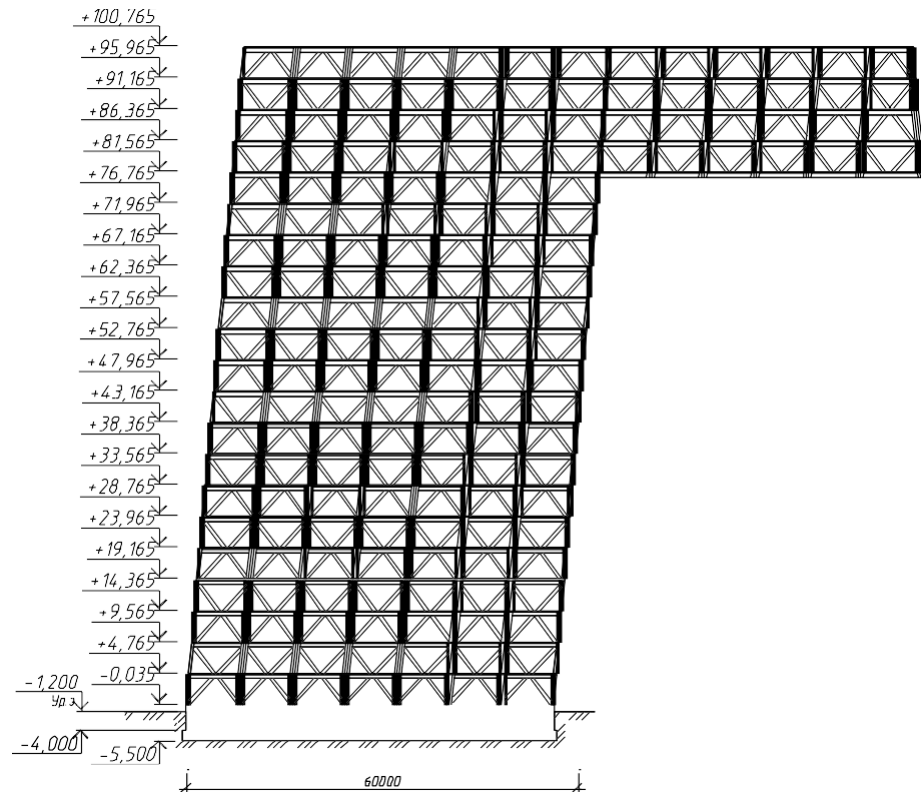


Рисунок 2.2 – Геометрична схема зовнішньої діафрагми будівлі варіанту 2

### 2.1.2. Варіант 3

У третьому варіанті були проаналізовані перший і другий варіанти схем і створений комбінований варіант влаштування зовнішньої діафрагми жорсткості будівлі з кроком нахилених елементів решітки 8 м. За даними розрахунками ПК SCAD для елементів було одержано переріз з прямокутних труб 350x250 мм з товщиною стінок 16 мм.

Геометрична схема зовнішньої діафрагми показана на малюнку 2.3.

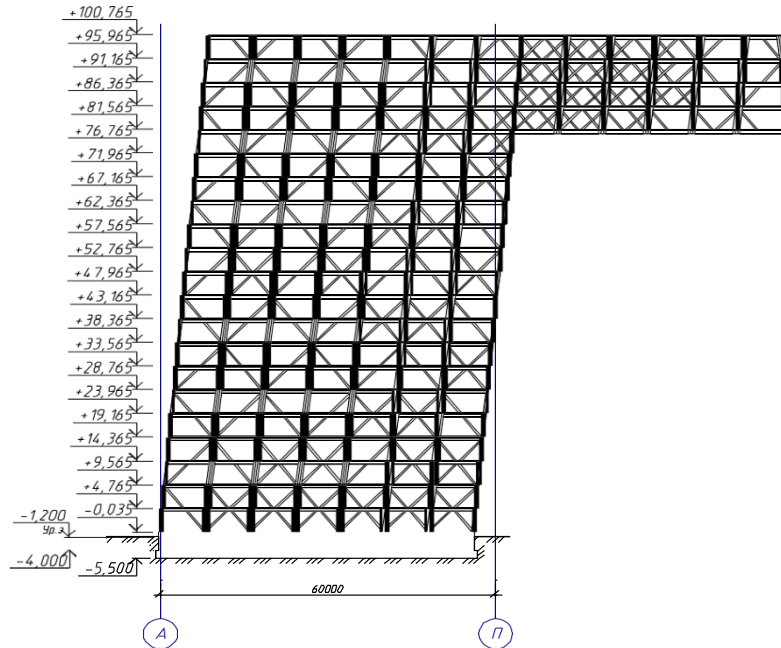


Рисунок 2.3 – Геометрична схема зовнішньої діафрагми будівлі варіанту 3

#### 2.1.4. Порівняльний аналіз варіантів

Порівняння варіантів виконаємо на основі вирахованих техніко-економічних показників. Для цього необхідно визначити об'єми матеріалу на несучі конструкції і трудозатрати на їх зведення.

#### 2.1.5 Визначення розходу сталі

Визначимо маси відправних елементів конструкції для всіх трьох варіантів. Розрахунки надані в таблиці 2.1

Таблиця 2.1 – Розрахункові об'єми похилих металевих елементів навантажної діафрагми будівлі для 3-х варіантів конструкції.

| Профіль                         | Маса 1 п. м.,<br>кг | Довжина<br>елемента, м | Маса одного<br>елемента, т | Кіль-ть, шт | Загальна<br>маса,<br>т |
|---------------------------------|---------------------|------------------------|----------------------------|-------------|------------------------|
| Варіант 1                       |                     |                        |                            |             |                        |
| □ 500x21                        | 300,99              | 6,54                   | 1,97                       | 564         | 1110,22                |
| □ 500x21                        | 300,99              | 6,00                   | 1,81                       | 568         | 1025,77                |
| <b>Підсумок для варіанта 1:</b> |                     |                        |                            |             | <b>2135,99</b>         |
| Варіант 2                       |                     |                        |                            |             |                        |
| □ 500x13,5                      | 200,09              | 6,54                   | 1,31                       | 1128        | 1476,09                |
| □ 500x13,5                      | 200,09              | 6,00                   | 1,20                       | 1136        | 1363,81                |
| <b>Підсумок для варіанта 2:</b> |                     |                        |                            |             | <b>2839,90</b>         |
| Варіант 3                       |                     |                        |                            |             |                        |
| □ 350x250x16                    | 134,06              | 6,54                   | 0,88                       | 808         | 708,42                 |
| □ 350x250x16                    | 134,06              | 6,00                   | 0,80                       | 848         | 682,10                 |

## Продовження таблиці 2.1

|                                 |        |      |      |    |                |
|---------------------------------|--------|------|------|----|----------------|
| □ 350x250x16                    | 134,06 | 3,27 | 0,44 | 84 | 36,82          |
| □ 350x250x16                    | 134,06 | 3,00 | 0,4  | 84 | 33,78          |
| <b>Підсумок для варіанта 3:</b> |        |      |      |    | <b>1461,12</b> |

**2.1.6 Техніко-економічне порівняння**

Для зручності порівняння техніко-економічних показників зведемо їх у таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Техніко-економічні показники варіантів

| № | Назва показника          | Од. вим.         | Значення показника |           |           | Процентне співвідношення показників, % |        |
|---|--------------------------|------------------|--------------------|-----------|-----------|--|--------|
|   |                          |                  | Варіант 1          | Варіант 2 | Варіант 3 | В3-В1                                  | В3-В2  |
| 1 | Кількість елементів      | <i>шт.</i>       | 1132               | 2264      | 1824      | 61,13                                  | -19,43 |
| 2 | Загальна маса сталі      | <i>т</i>         | 2135,99            | 2839,90   | 1461,12   | -31,60                                 | -48,55 |
| 3 | Трудовозатрати на монтаж | <i>Люд.-год.</i> | 1378,55            | 1969,47   | 1131,94   | -17,92                                 | -42,53 |

По таблиці 2.2 видно, що третій комбінований варіант вигідніший за всіма параметрами. Загальна маса сталі менша на 31,60% у порівнянні з першим варіантом і на 48,55% в порівнянні з другим, а трудовозатрати на монтаж менші на 17,92 % у порівнянні з першим варіантом і на 42,53 у порівнянні з другим. Дивлячись на таку значну розбіжність у показниках, ухвалюємо комбінований варіант похилих елементів зовнішньої діафрагми будівлі.

**2.2 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проектування**

Конструктивна система будівлі – сталевий каркас у вигляді рамно-зв'язкової системи зі сталевим ядром жорсткості і з залізобетонними монолітними перекриттями. Загалом у будівлі 22 поверхи (включаючи підвальний).

Проектоване приміщення запроектовано Г-подібної форми в плані з габаритними розмірами 120,78x120,78 м на рівні землі. Форма в плані башень – квадратна з габаритними розмірами 56,78x48,78 м. Форма будівлі на рівні консолі також Г-подібна, з габаритними розмірами покрівлі 103,98x103,98 м.

Відмітка покрівлі консолі має значення +101,27 м, кількість поверхів консолі – 4. Відмітка покрівлі прибудови +24,47 м, кількість поверхів прибудови - 5.

Таблиця 2.3 – Характеристика основних конструкцій будівлі

| Конструкції  | Характеристика   |
|--|--|
| Фундаменти   | Монолітні залізобетонні стовпчасті і стрічкові фундаменти з бетону класу В15 на палевій основі |
| Стіни  | Монолітні залізобетонні стіни з бетону класу В35, товщиною 300 мм.                             |
| Стіни підвального технічного поверху, розташовані по периметру будівлі | Монолітні залізобетонні стіни з бетону класу В35, товщиною 500 мм                              |
| Плити покриттів і перекриттів  | Сталезалізобетонні перекриття з бетону класу В30, товщиною 180 мм                              |
| Сходові марші  | Монолітні залізобетонні сходи з бетону класу В30, товщиною 160 мм                              |
| Колони ядра жорсткості башень  | Труби електрозварювальні прямошовні  |
| Балки ядра жорсткості башень   | Двотавр нормальний (Б)   |
| Вертикальні зв'язки ядра жорсткості башень                             | Прямокутні труби 200x150x5,0   |
| Основні колони башень  | Труби електрозварювальні прямошовні 920x7 та 1420x10   |
| Основні балки башень   | Двотавр нормальний (Б) 100Б1   |
| Вертикальні зв'язки технічних поверхів башень                          | Квадратні труби  |
| Колонні ядра жорсткості прибудови                                      | Труби електрозварювальні прямошовні 630x8  |
| Балки прибудови  | Двотавр нормальний (Б)   |
| Вертикальні зв'язки ядра жорсткості прибудови                          | Прямокутні труби 200x160x5,0   |
| Основні колони прибудови   | Труби електрозварювальні прямошовні  |
| Колони консолі   | Труби електрозварювальні прямошовні 1420x11, 1020x8 та 478x5,5                                 |
| Балки консолі  | Двотавр нормальний (Б)   |
| Вертикальні зв'язки консолі  | Квадратні труби 5, 500x11,5 і прямокутні труби 350x300x12,0                                    |
| Колони зовнішнього контуру будівлі                                     | Складовий переріз з двотаврів колонних (К) 2x35К2 та 2x45К5                                    |
| Балки овнішнього контуру будівлі                                       | Двотавр нормальний (Б)   |
| Вертикальні зв'язки зовнішнього контуру будівлі                        | Прямокутні труби 350x250x16,0  |
| З'єднувальні балки внутрішнього каркасу і зовнішнього контура          | Двотавр нормальний (Б) 55Б2  |
| Балки настилу  | Двотавр нормальний (Б) 23Б1  |

Будинок складається з двох башень, поєднаних між собою прибудовою з одного боку і консоллю з іншого (рисунок 2.4, 2.5). Зовнішній контур має кут нахилу по відношенню до вертикалі - 5 градусів. Усього горизонтальне

зміщення будівлі склало 8,82 м, в напрямку осі  $x$  або  $y$  в залежності від розташування зовнішньої межі будівлі. Максимальний виліт консолі має значення 49,72 м. Сітка колон має крок 8x8 м (4x4 м для ядер жорсткості башень). Розміри ядра жорсткості для башень в осях – 16x24 м, розміри ядра жорсткості для прибудови в осях 24x24 м. Розрахунок виконаний в SCAD.

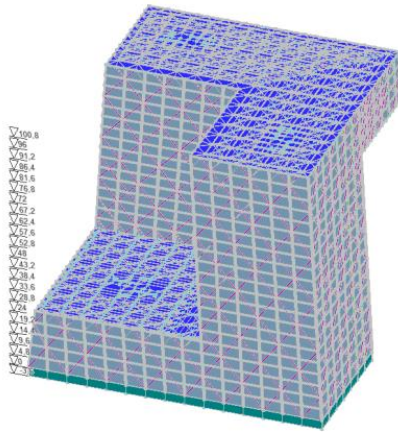


Рисунок 2.4 – 3D вигляд будівлі з ПК SCAD

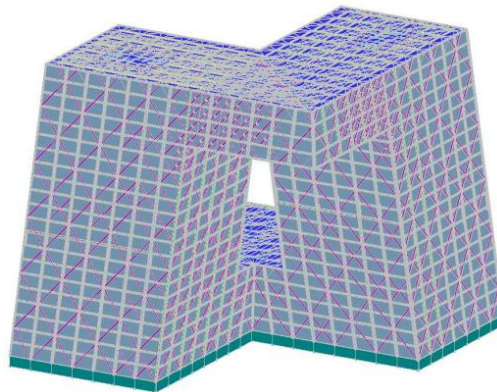


Рисунок 2.5 – 3D вигляд будівлі з ПК SCAD

### 2.3 Розрахунок навантажень, що діють на каркас будівлі

Розрахунок навантажень здійснюється в співвідношенні з [7].

Кліматичні умови району будівництва в місті Одеса по [6]:

- кліматичний район – ІВ;
- сніговий район - ІІІ;
- розрахункове значення ваги снігової покрівлі на 1 м<sup>2</sup>

горизонтальної поверхні землі - 1,5 кПа;

- вітровий район - III;
- нормативне значення вітрового тиску - 0,38 кПа;
- зона вологості - суха.

### 2.3.1 Постійні навантаження

Власна вага металевих конструкцій задається автоматично з коефіцієнтом надійності по навантаженні 1,05. Власна вага бетонних конструкцій задається автоматичним з коефіцієнтом надійності по навантаженні 1,3. Власна вага вітражного скління задається автоматично (адже пластинчасті елементи вітражного скління задані в розрахунковій схемі будівлі в ПК SCAD) з коефіцієнтом надійності по навантаженні 1, 2. Вага перегородок задана як розподілене навантаження, вирахована по вазі перегородок КНАУФ С367  $103 \text{ кг/м}^2 = 1,01 \text{ кН/м}^2$  з коефіцієнтом по надійності 1,2. Навантаженні від ваги підлогових покриттів і покрівлі зібрані в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 - Збір навантажень від підлогових покриттів і покрівлі

| № | Назва навантаження   | Нормативне значення навантаження, $\text{т/м}^2$ | $\gamma_\phi$ | Розрахункове значення навантаження, $\text{т/м}^2$ |
|---|--|--|---------------|--|
|   | Підлоги, $\text{т/м}^2$  |  |               |  |
|   | Підвал   |  |               |  |
|   | - ц. п. стяжка, $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ ; $\delta = 0,05 \text{ м}$<br>Перший поверх      | 0,09   | 1,3           | 0,117  |
|   | - ц. п. стяжка, $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ ; $\delta = 0,08 \text{ м}$                       | 0,144  | 1,3           | 0,190  |
|   | Типовий поверх   |  |               |  |
|   | - ц. п. стяжка, $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ ; $\delta = 0,06 \text{ м}$                       | 0,108  | 1,3           | 0,141  |
|   | Технічні приміщення<br>- ц. п. стяжка, $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ ; $\delta = 0,1 \text{ м}$ | 0,180  | 1,3           | 0,234  |
|   | Покрівля   | <b>0,179</b>                                     |               | <b>0,230</b>                                       |
|   | - утеплювач, $\gamma = 0,025 \text{ т/м}^3$ ; $\delta = 0,15 \text{ м}$ ;                      | 0,010  | 1,2           | 0,012  |
|   | керамзитний гравій, $\gamma = 0,8 \text{ т/м}^3$ ;<br>$\delta = 0,08 \text{ м}$ ;              | 0,064  | 1,3           | 0,083  |
|   | - ц. п. стяжка, $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ ; $\delta = 0,05 \text{ м}$ ;                     | 0,090  | 1,3           | 0,117  |
|   | гідроізоляційний коврик,<br>$p = 0,015 \text{ т/м}^2$ ;  | 0,016  | 1,3           | 0,019  |

Коефіцієнт тривалості для постійних навантажень приймається рівним 1.

### 2.3.2 Тимчасові навантаження

Тимчасові навантаження від людей і обладнання з коефіцієнтом за надійністю 1,2 і долею тривалістю 0,35 [7, 77]

Навантаження на перекриття від людей і обладнання  $\gamma = 2$  кПа:

- центральний пункт управління служби безпеки;
- центральний пункт управління системою протипожежного захисту;
- санвузли;
- кімнати інвентаря для прибирання;
- офісні приміщення.

Навантаження на перекриття від людей і обладнання  $\gamma = 3$  кПа:

- ліфтові холи.

Навантаження на перекриття від людей і обладнання  $\gamma = 4$  кПа:

- тамбури
- покрівля.

Навантаження на перекриття від людей і обладнання  $\gamma = 5$  кПа:

Сходові клітки.

Навантаження на перекриття від людей і обладнання  $\gamma = 10$  кПа:

- технічні поверхи та приміщення.

Навантаження від транспортно-рятувальної кабіни. Розміри розроблюваної площадки на покритті повинні бути не менше 5x5 м. Навантажування від транспортно-рятувальної кабіни приймаємо рівним 2500 кг. Навантаження необхідно прикладати як зосереджену на чотири опори по кутах кабіни. Тоді одержуємо, що навантаження на одну опору буде становити 625 кг (6,13 кН). Коефіцієнт по надійності приймаємо 1,2, долю тривалості навантаження - 0,35.

Снігове навантаження [7]

Розрахувати нормативне значення снігового навантаження  $S_0, \text{кН} / \text{м}^2$ , на горизонтальну поверхню можна за формулою 2.1

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_m \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.1)$$



Де  $c_e$ - коефіцієнт, що враховує зніс снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів, що приймається в відповідності з [7, пункт 10.7, 10.8];

$c_m$ - термічний коефіцієнт, що приймається в відповідності з [7, пункт 10.10];

$\mu$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що приймається в відповідності з [7, дод. Г];

$S_g$ - вага снігової покрівлі на 1 м<sup>2</sup> горизонтальній поверхні землі, що приймається в відповідності з [7, пункт 10.2, табл. 10.1].

Для покриття будівлі на відм. +100,08 приймаємо:  $c_e = 0,7$  – допускається для будівель висотою більше 75 м;  $c_t = 1$ ;  $\mu = 1$ ;  $S_g = 1,8$  кН/м<sup>2</sup>.

$$S_{01} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 0,882 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове снігове навантаження на горизонтальну поверхню  $S$ , кН/м<sup>2</sup>, розраховується за формулою

$$S = S_0 \cdot \gamma_\phi, \quad (2.2)$$

де  $S_0$  - те ж, що у формулі (2.1);

$\gamma_\phi$  - коефіцієнт надійності по сніговому навантаженні приймається по [4, пункт 10.12].

$$\text{Приймаємо: } S_0 = 0,882 \text{ кН / м}^2; \gamma = 1,4.$$

Підставляємо значення у формулі (2.2), одержуємо

$$S = 0,882 \cdot 1,4 = 1,235 \text{ кН/м}^2.$$

Для визначення розподіленого нормативного навантаження на покриття будинку на відм. +24,00 приймаємо:  $c_e = 1$ ;  $c_t = 1$ ;  $\mu = 1$ ;  $S_g = 1,8$  кН/м<sup>2</sup>. Тоді по формулі 2.1

$$S_{02} = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 1,26 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове навантаження буде мати значення

$$S_2 = 1,26 \cdot 1,4 = 1,764 \text{ кН/м}^2.$$

Для визначення вантажу від снігових мішків на покритті будівлі на відм. +24,00, розрахуємо значення коефіцієнта переходу від ваги снігової покрівлі землі до снігового навантаження на покриття  $\mu$  в відповідності. Г8] за

формулою 2.3

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l_1' + m_2 l_2'),$$

де  $h$  - висота перепаду, м, відраховується від карнизу верхнього покриття до покрівлі нижнього, яка не приймається більше 8 м;

$l_1', l_2'$  - довжини ділянки верхнього  $l_1'$  і нижнього  $l_2'$  покриттів, з яких переноситься сніг в зону перепаду висоти, м (для будівель без ліхтарів мають значення  $l_1' = l_1, l_2' = l_2$ ;

$m_1, m_2$  - частки снігу, перенесеного вітром до перепаду висоти ( $m_1$  - для верхнього;

$m_2$  - для нижнього; для плоскої покрівлі з нахилом менше 20 градусів приймаємо значення 0,4).

Поставимо значення у формулу 3.3 і визначимо

$$\mu = 1 + \frac{1}{8}(0,4 \cdot 102,36 + 0,4 \cdot 67,8) = 9,508.$$

Довжину зони збільшених сніговідкладень  $b$ , м, слід приймати рівній при

$$\mu = 9,508 > \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{1,26} = 12,7 \rightarrow b = 2h = 16 \text{ м},$$

але не більше 16-ти метрів.

Всі умови виконуються.

Також, коефіцієнт  $\mu$  не повинен перевищувати наступних значень

$$\frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 8}{1,26} = 12,7$$

2) 4 - якщо нижнє покриття є покриттям будівлі і  $l_1' + l_2' \leq 48$  м

(у нашому випадку  $l_1' + l_2' = 102,36 + 67,8 = 170,16$  м  $> 48$  м) – умови виконуються;

3) 6- якщо нижнє покриття є навісом або покриттям будівлі і  $l_1' + l_2' > 72$  м (у нашому випадку  $l_1' + l_2' = 102,36 + 67,8 = 170,16$  м  $> 72$  м) – умови не виконуються.

Остання умова не виконується, тому приймаємо значення коефіцієнта  $\mu = 6$ .

Значення коефіцієнта  $\mu_1$  слід приймати за формулою 2.4

$$\mu_1 = 1 - 2\mu_2, \quad (2.4)$$

Де  $m_2$  - те ж, що і у формулі 2.3.

Поставимо значення у формулу і вирахуємо значення коефіцієнта  $\mu_1$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot 0,4 = 0,2.$$

Розраховуємо значення нормативного снігового навантаження на покриття на відм. +24,28 з врахуванням снігових мішків за формулою 2.1, приймаючи значення:

$$c_e = 1; c_{t1} = 1; \mu = 6; \mu_1 = 0,2; S_g = 1,8 \text{ кН/м}^2.$$

$$S_{03} = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 1,8 = 7,56 \text{ кН/м}^2;$$

$$S_{03(1)} = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,8 = 0,252 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове навантаження буде мати значення

$$S_3 = 7,56 \cdot 1,4 = 10,584 \text{ кН/м}^2;$$

$$S_{3(1)} = 0,252 \cdot 1,4 = 0,353 \text{ кН/м}^2.$$

Прикладання нормативного навантаження снігового мішка до перекриття на відм. +24,00 показано на малюнку 2.6.

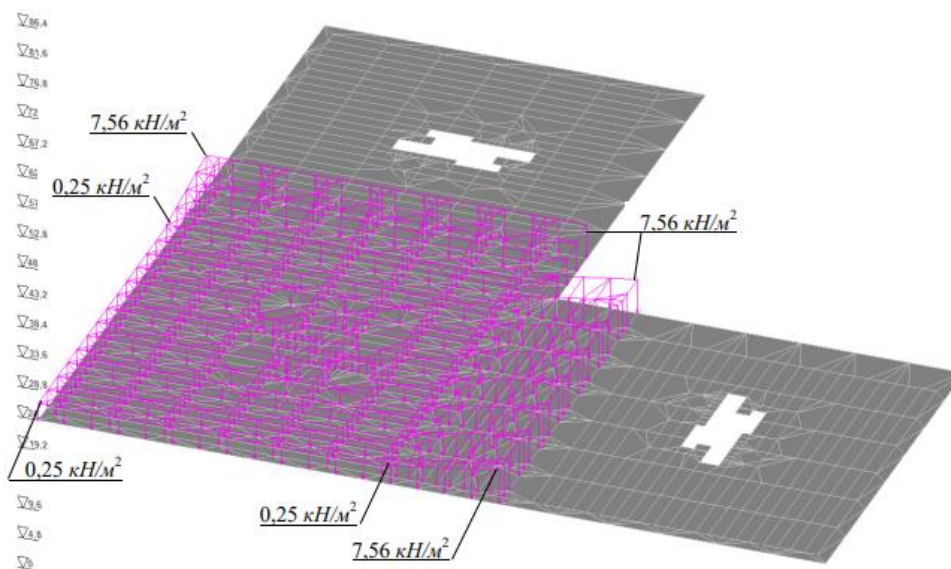


Рисунок 2.6 – Схема прикладання нормативного навантажування від снігових мішків

Вітрове навантаження [7]

Нормативне значення вітрового навантаження  $w$ ,  $\text{кН} / \text{м}^2$ , слід визначити як суму з складових: середній  $w_m$ ,  $\text{кН}/\text{м}^2$ , і пульсаційної  $w_p$ ,  $\text{кН}/\text{м}$

$$w = w_m + w_p. \quad (2.5)$$

Для визначення нормативного значення середньої складової вітрового навантаження  $w$ ,  $\text{кН}/\text{м}^2$ , у залежності від еквівалентної висоти  $z$ , м, над поверхнею землі слід використовувати формулу 2.6

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (2.6)$$

де  $w_0$  - нормативне значення вітрового тиску, що приймається за [7, п. 11.1.4, табл. 11.1];

$k(z_e)$  - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти  $z_e$  [7, п. 11.1.5 та 11.1.6];

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт [7, п. 11.1.7].

Розрахунок середньої складової вітрового навантаження в залежності від еквівалентної висоти зведено в таблицю 2.5.

Таблиця 2.5 - Розрахунок нормативного значення середньої складової вітрового навантаження

| Поверх | Висота $z_e$ , м | $k(\zeta_e)$ | $ce(+)$ | $ce(-)$ | $w_m(+)$ , $\text{кН}/\text{м}^2$ | $w_m(-)$ , $\text{кН}/\text{м}^2$ | Висота дії навантаження, м | Лінійне навантаження на перекриття, $\text{кН}/\text{м}$ |       |
|--------|------------------|--------------|---------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|--|-------|
|        |                  |              |         |         |                                   |                                   |                            | (+)  | (-)   |
| 1      | 0,0              | 0,40         | 0,8     | -0,5    | 0,12                              | -0,08                             | 3,6                        | 0,30   | -0,18 |
| 2      | 4,8              | 0,40         | 0,8     | -0,5    | 0,12                              | -0,08                             | 4,8                        | 0,59   | -0,36 |
| 3      | 9,6              | 0,40         | 0,8     | -0,5    | 0,12                              | -0,08                             | 4,8                        | 0,59   | -0,36 |
| 4      | 14,4             | 0,47         | 0,8     | -0,5    | 0,14                              | -0,09                             | 4,8                        | 0,68   | -0,42 |
| 5      | 19,2             | 0,54         | 0,8     | -0,5    | 0,16                              | -0,10                             | 4,8                        | 0,79   | -0,49 |
| 6      | 24,0             | 0,60         | 0,8     | -0,5    | 0,18                              | -0,11                             | 4,8                        | 0,88   | -0,54 |
| 7      | 28,8             | 0,66         | 0,8     | -0,5    | 0,20                              | -0,13                             | 4,8                        | 0,97   | -0,60 |
| 8      | 33,6             | 0,72         | 0,8     | -0,5    | 0,22                              | -0,14                             | 4,8                        | 1,06   | -0,65 |
| 9      | 38,4             | 0,78         | 0,8     | -0,5    | 0,24                              | -0,15                             | 4,8                        | 1,14   | -0,71 |
| 10     | 43,2             | 0,83         | 0,8     | -0,5    | 0,25                              | -0,16                             | 4,8                        | 1,22   | -0,75 |
| 11     | 48,0             | 0,88         | 0,8     | -0,5    | 0,27                              | -0,17                             | 4,8                        | 1,29   | -0,80 |
| 12     | 52,8             | 0,93         | 0,8     | -0,5    | 0,28                              | -0,18                             | 4,8                        | 1,36   | -0,84 |
| 13     | 57,6             | 0,98         | 0,8     | -0,5    | 0,30                              | -0,19                             | 4,8                        | 1,43   | -0,89 |
| 14     | 62,4             | 1,02         | 0,8     | -0,5    | 0,31                              | -0,19                             | 4,8                        | 1,49   | -0,92 |
| 15     | 67,2             | 1,05         | 0,8     | -0,5    | 0,32                              | -0,20                             | 4,8                        | 1,54   | -0,96 |

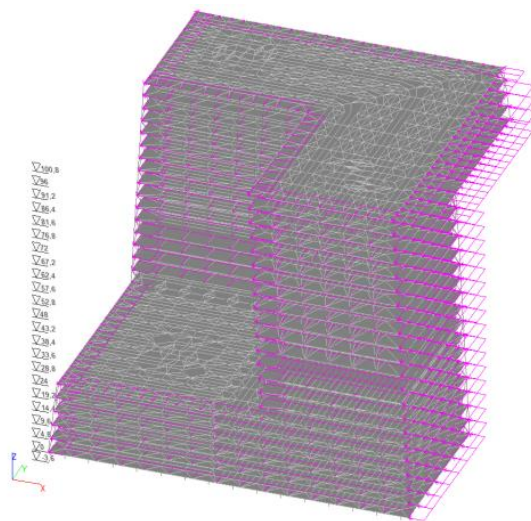
## Продовження таблиці 2.5

|          |       |      |     |      |      |       |     |      |       |
|----------|-------|------|-----|------|------|-------|-----|------|-------|
| 16       | 72,0  | 1,09 | 0,8 | -0,5 | 0,33 | -0,21 | 4,8 | 1,60 | -0,99 |
| 17       | 76,8  | 1,13 | 0,8 | -0,5 | 0,34 | -0,21 | 4,8 | 1,65 | -1,02 |
| 18       | 81,6  | 1,16 | 0,8 | -0,5 | 0,35 | -0,22 | 4,8 | 1,69 | -1,05 |
| 19       | 86,4  | 1,18 | 0,8 | -0,5 | 0,36 | -0,22 | 4,8 | 1,73 | -1,07 |
| 20       | 91,2  | 1,21 | 0,8 | -0,5 | 0,37 | -0,23 | 4,8 | 1,76 | -1,09 |
| 21       | 96,0  | 1,23 | 0,8 | -0,5 | 0,37 | -0,23 | 4,8 | 1,80 | -1,12 |
| Покрівля | 100,8 | 1,25 | 0,8 | -0,5 | 0,38 | -0,24 | 2,4 | 0,92 | -0,57 |

На рисунку 2.8 показано середню складову вітрового навантаження в напрямку «-X» місцевих координаційних очей ПК SCAD. Аналогічним шляхом навантаження накладено ще в трьох напрямках «+Y», «-Y», "+X".

Пульсаційна складова нормативного значення вітрового тиску задана за допомогою функцій ПК SCAD. Навантаження задано аналогічно середній складовій - у всіх чотирьох напрямках місцевих координаційних очей ПК SCAD.

Навантаження від вітрового тиску задається з коефіцієнтом надійності по навантаженні 1,4. Частка тривалості навантаження - 0.



Таблиця 2.6 – Перерізи металевих конструкцій, підібрані в ПК SCAD

| Конструктивна група елементів                                 | Результат підбору перерізів  |
|---|--|
| Колони ядер жорсткості башень                                 | Труби електрозварні прямошовні 1220x10                             |
| Балки ядра жорсткості башень                                  | Двотавр нормативний (Б) 80Б1                                       |
| Вертикальні зв'язки ядер жорсткості башень                    | Прямокутні труби 200x150x5,0                                       |
| Основні колони башень   | Труби електрозварні прямошовні 91 920x7 та 1420x10                 |
| Основні балки башень  | Двотавр нормативний (Б) 100Б1                                      |
| Вертикальні зв'язки технічних поверхів башень                 | Квадратні труби 400x6,0,400x8,5                                    |
| Колони ядер жорсткості прибудови                              | Труби електрозварні прямошовні 630x8                               |
| Балки прибудови   | Двотавр нормативний (Б) 55Б2                                       |
| Вертикальні зв'язки ядер жорсткості прибудови                 | Прямокутні труби 200x160x5,0                                       |
| Основні колони прибудови                                      | Труби електрозварні прямошовні 720x8                               |
| Колони консолі  | Труби електрозварні прямошовні 1420x11, 1020x8 та 478x5,5          |
| Балки консолі   | Двотавр нормативний (Б) 55Б2                                       |
| Вертикальні зв'язки консолі                                   | Квадратні труби 500x15,5, 500x11,5 і прямокутні труби 350x300x12,0 |
| Колони зовнішнього контуру будівлі                            | Складовий переріз з двотаврових колонних (К) 2x35К2 та 2x45К5      |
| Балки зовнішнього контура будівлі                             | Двотавр нормативний (Б) 70Б1                                       |
| Вертикальні зв'язки зовнішнього контура будівлі               | Прямокутні труби 350x250x16,0                                      |
| З'єднувальні балки внутрішнього каркаса і зовнішнього контура | Двотавр нормативний (Б) 55Б2                                       |
| Балки настила   | Двотавр нормативний (Б) 23Б1                                       |

## 2.4 Розрахунок елементів каркаса і конструювання вузлів

### 2.4.1 Розрахунок колони підземного поверху по осях Л/15

Тип перерізу колони - труби електрозварні прямошовні 1420x10.

Матеріал колони - сталь 09Г2С, клас міцності 345: група конструкцій 3.

Розрахункові характеристики сталі  $R_y = 345 \text{ Н/мм}^2$  [9, дод. В, табл. В 5];

$$R = 355 \text{ Н/мм}^2; R = 490 \text{ Н/мм}^2; R = 0,58 \cdot P = 200,1 \text{ Н/мм}^2.$$

З розрахунку в програмному комплекті SCAD максимальне навантаження на колону становить:  $N = 13043,86 \text{ кН}; M_y = 316,57 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q_y = 160,96 \text{ кН}.$

Геометричні довжини колони:  $l_x = 300,2 \text{ см}; l_y = 300,2 \text{ см}.$

Розрахункові довжини колони:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot \lambda_x = 0,5 \cdot 300,2 = 150,1 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot \lambda_y = 0,5 \cdot 300,2 = 150,1 \text{ см}.$$

Основні характеристики перерізу колони (труба електрозварна прямошовна 1420x10):

$$-h= 142 \text{ см};$$

$$-b= 142 \text{ см};$$

$$-t= 1 \text{ см};$$

$$-A= 442,95 \text{ см}^2;$$

$$-m= 347,72 \text{ кг/м};$$

$$-I_x = I_y = 1100877,68 \text{ см}^4;$$

$$-W_{x1} = W_{x2} = W_{y1} = W_{y2} = 15505,32 \text{ см}^3;$$

$$-S_x = 9940,67 \text{ см}^3.$$

Перевірні розрахунки

1. Розрахунок на міцність внутрішньо-стислих елементів зі сталі з нормативним опором  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н / мм}^2$  (в нашому випадку це значення становить  $355 \text{ Н/мм}^2$ ), що не підлягають безпосередньому впливу динамічних навантажень, при значеннях напружень, що виконують умови 2.9 і 2.10, слід визначати за формою 2.11.

$$\tau < 0,5R_s;$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y;$$

$$\left( \frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_y}{c_x \cdot W_{yn,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

Де  $c_x$ ,  $n$  - коефіцієнти для розрахунку елемента конструкції з врахуванням розвитку пластичних деформацій, приймаємо по [9, табл. Е1];

$W_{yn,\min}$  - вигин в одній з головних площин.

Приймаємо наступні значення:  $c_x = 1,26$ ;  $n = 1,5$ ;

$$W_{yn,\min} = \min(W_{y1}; W_{y2}) = 15505,32 \text{ см}^3.$$

Перевіримо умови 2.9 і 2.10 розрахунку

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot t} = \frac{160,96 \cdot 10^3 \cdot 9940,67}{1100877,68 \cdot 1 \cdot 10^2} = 14,53 \text{ Н / мм}^2 < 0,5R_s = 0,5 \cdot 200,1 = 100,05 \text{ Н / мм}^2;$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{13043,86 \cdot 10^3}{442,95 \cdot 10^2} = 294,47 \text{ Н / мм}^2 > 0,1R_y = 0,1 \cdot 345 = 34,5 \text{ Н / мм}^2.$$

Проведемо розрахунок на міцність за формулою 2.11

$$\left( \frac{13043,86 \cdot 10^3}{442,95 \cdot 10^2 \cdot 345 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{316,57 \cdot 10^6}{1,26 \cdot 15505,32 \cdot 10^3 \cdot 345 \cdot 0,95} = 0,901 \leq 1.$$

Умова виконується.

2 Розрахунки на стійкість внутрішньо-стислих елементів постійного січення в площині дії моменту, що співпадає з площиною симетрії, проводиться за формулою 2.12

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

Де  $\varphi_e$  - коефіцієнт стійкості при центральному стисненні, розподіляємо по [9, табл.Д3] в залежності від  $\lambda$  і приведенного відносного ексцентрисета.

$$I_x = I_y = 1100877,68 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1100877,68}{442,95}} = 49,85 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{150,1}{49,85} = 3,01;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3,01 \sqrt{\frac{345}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,123.$$

Приведений відносний коефіцієнт  $m_{ef}$  визначається за формою 2.13

$$m_{ef} = \eta m, \quad (2.13)$$

де  $\eta$  - коефіцієнт впливу форми перерізу, визначається за [9, табл. Д 2];

$m = e_A / W_c = 2,47 \cdot 442,95 / 15505,32 = 0,0706$  - відносний ексцентриситет (тут  $e = M/N \cdot 316,57 / 13043,86 \cdot 0,02427m = 2,427$  см);

$W_c$ - Момент опору перерізу, вирахований для найбільш стисненого волокна.



$$M_{ef} = 1,34 \cdot 0,1 = 0,134.$$

Звідси  $\varphi_e = 0,967$ .

Проведемо розрахунок на стійкість за формулою 2.12

$$\sigma = \frac{13043,86 \cdot 10^3}{0,967 \cdot 442,95 \cdot 10^2} = 304,53 \text{ Н / мм}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 345 \cdot 0,95 = 327,75 \text{ Н / мм}^2$$

Умова виконується.

Перевірка по умові граничної гнучкості стислих елементів виробником за формулою 2.13

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13043,86 \cdot 10^3}{0,967 \cdot 442,95 \cdot 10^2 \cdot 345 \cdot 0,95} = 0,929 < 1.$$

Приймаємо гнучкість для перевірки граничної гнучкості  $\lambda = \lambda_\xi = 3,01$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,929 = 120,929,$$

$$\lambda_{\text{с}} = 3,01 < [\lambda] = 120,929 - \text{Умова виконується.}$$

#### 2.4.2 Розрахунок балки по осі 16 (відм. +81,600)

Тип січення балки - двотавр нормальний (Б) 100Б1.

Матеріал колони - сталь С390.

Розрахункові характеристики сталі  $R_y = 360 \text{ Н/мм}^2$  [9, дод. В, табл. В 5];

$$R = 370 \text{ Н/мм}^2; R = 490 \text{ Н/мм}^2; R = 0,58 \cdot P = 208,8 \text{ Н/мм}^2.$$

З розрахунку в програмному комплекті SCAD максимальне навантаження на колону становить :  $N = 674,2 \text{ кН}; M_y = 2625,65 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q_y = 1102,38 \text{ кН}.$

Основні характеристики перерізу балки з двотавра нормального (Б) 100Б1:

$$-A = 293,82 \text{ см}^2;$$

$$-I_x = 446000 \text{ см}^4;$$

$$-I_y = 11520 \text{ см}^4;$$

$$-W_{x1} = W_{x2} = 9011 \text{ см}^3;$$

$$-W_{y1} = W_{y2} = 719,9 \text{ см}^3;$$

$$-S_x = 5234 \text{ см}^3.$$

Перевірні розрахунки

Розрахунок на міцність балок при дії моменту в одній з головних площин

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{xn}} = \frac{2625,65 \cdot 10^2 \cdot 10}{9011} = 291,38 \text{ H / мм}^2 \leq R_y \gamma_c = 360 \cdot 0,95 = 342 \text{ H / мм}^2.$$

Перевірка дотичних напружень

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{1102,38 \cdot 5234 \cdot 10}{446000 \cdot 2,1} = 61,60 \text{ H / мм}^2 \leq R_s \gamma_c = 208,8 \cdot 0,95 = 198,36 \text{ H / мм}^2.$$

1. Перевірка жорсткості балки. Перевіримо вигин балки

$$f_{\max} = \left( \frac{5}{48} \cdot M_{n0, \max} \right) \frac{l_{zл.б.}^2}{EI_x} = \left( \frac{5}{48} \cdot 2625,65 \cdot 10^2 \right) \cdot \frac{8^2 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 446000} = 1,91 \text{ см.}$$

Граничний вигин має значення  $f_u = \lambda_{sz.б.} / 200 = 800 / 200 \square 4 \text{ см.}$

Розрахований вигин балки не перевищує граничний.

### 2.4.3 Конструювання вузла сполучення круглої колони з основною балкою (Вузол 2)

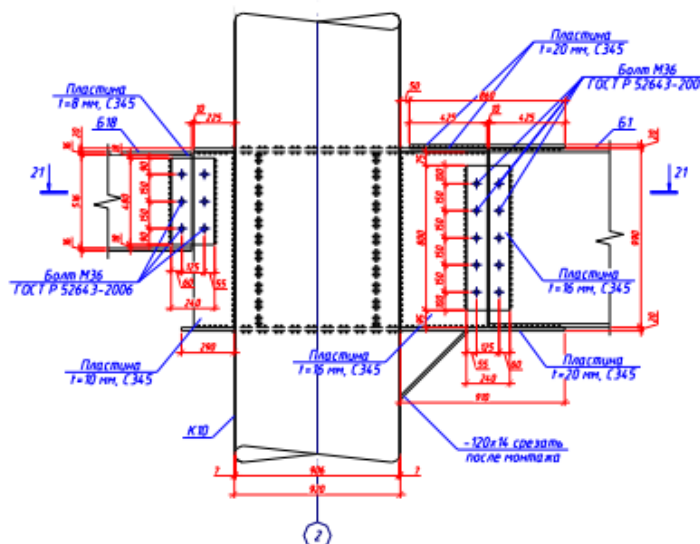


Рисунок 2.8 – Вузол сполучення круглої колони з основною балкою

Розрахунок зварних швів. Прийемо товщину накладки  $t_n = 20 \text{ мм}$ . Сталь накладки С345.

Умовна поперечна сила по ПК SCAD має значення  $Q_{fic} = 529,56$  кН.

Згинальний момент кріплення в площині,  $M_{nz}$ , кН · м, визначається за формулою 2.17

$$M_{nz} = \frac{Q_s \cdot l}{2},$$

де  $l$  - довжина планки, м, яку приймаємо 0,9 м.

Розрахуємо момент по формулі 2.18

$$M_{nz} = \frac{529,56 \cdot 0,9}{2} = 238,3 \text{ кН}.$$

Катет шва  $k_p$ , мм, що кріпить планку до віток колони, приймається по найбільшому значенні, розрахованому за формулами 2.18 і 2.19

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{nz}^2 + Q_{fic}^2}}{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c},$$

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{nz}^2 + F_{wz}^2 l^2}}{\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c},$$

де  $M_{nz}$  - те ж, що у формулі 2.10;

$Q_{fic}$  - те ж, що у формулі 2.10;

$\beta_f$  і  $\beta_z$  - коефіцієнти, які враховують глибину плавлення шва і межі сплавлення в залежності від умов зварювання, таблиця 39 [9];

$R_{wf}$  - Розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) по металу шва, Н/мм<sup>2</sup>;

$R_{wz}$  - Розрахунковий опору кутових швів зрізу (умовному) за металом межі сплавлення, Н / мм<sup>2</sup>;

$\gamma_{wf}$  і  $\gamma_{wz}$  - коефіцієнти умови роботи шва, прийняті в даному розрахунку рівними одиниці;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи елементів конструкції.

Розраховуємо катети швів за формулами 2.18 і 2.19

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36 \cdot 238,3^2 + 529,56^2}}{0,7 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,95} = 10,92 \text{ мм},$$

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36 \cdot 238,3^2 + 529,56^2}}{1 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,95} = 7,64 \text{ мм}.$$

Остаточно приймаємо катет шва наступним значенням : $k_f = 16$  мм.

Визначимо найширші розміри накладки:

$$h_{\text{он}} = 998 \text{ мм}; k_f = 16 \text{ мм}; t_f = 20 \text{ мм};$$

$$l_{\text{max}} = h_{\text{он}} - 2 \cdot (t_f + 2r) = 998 - 2 \cdot (20 + 2 \cdot 25) = 874 \text{ мм}.$$

Приймаємо довжину накладки 860 мм.

Далі необхідно перевірити зварні шви за двома перерізами. У першу чергу засобом перевірки по металу шва за допомогою наступних формул

$$\tau_{wf} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{R_{BH}}{A_{wf}}\right)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

$$W_{wf} = \frac{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}{6},$$

$$l_w = l - 1 \text{ см}.$$

Як спосіб зварювання приймаємо ручну зварку. Електроди при цьому приймаємо грубообмазочні. Тип електродів Е50 для сталі С345.

$$W_{wf} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot (86 - 1)^2}{6} = 1854,42 \text{ см}^3,$$

$$A_{wf} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot (86 - 1) = 130,9 \text{ см}^2,$$

$$\tau_{wf} = \sqrt{\left(\frac{238,3}{1854,42}\right)^2 + \left(\frac{529,56}{130,9}\right)^2} \leq 210 \cdot 1 \cdot 0,95 \rightarrow$$

$$\rightarrow 4,05 \text{ кН / см}^2 < 19,95 \text{ кН / см}^2.$$

Як бачимо, прийняті розміри пластини пройшли перевірку по металу шва.

Далі проводимо перевірку по металу межі за формулами

$$\tau_{wz} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{wz}}\right)^2 + \left(\frac{R_{BH}}{A_{wz}}\right)^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

$$W_{wz} = \frac{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}{6},$$

$$l_w = l - 1 \text{ см}.$$

Тоді отримаємо наступні значення

$$W_{wz} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot (86 - 1)^2}{6} = 2649,17 \text{ см}^3,$$

$$A_{wf} = 2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot (86 - 1) = 187 \text{ см}^2,$$

$$\tau_{wf} = \sqrt{\left(\frac{238,3}{2649,17}\right)^2 + \left(\frac{529,56}{187}\right)^2} \leq 21 \cdot 1 \cdot 0,95 \rightarrow$$

$$\rightarrow 2,83 \text{ кН / см}^2 < 19,95 \text{ кН / см}^2.$$

Перевірка по металу межі пройдена успішно.

Приведемо перевірку перерізу накладки, а саме перевірку накладки на зріз за наступними формулами

$$\tau = \frac{R_{\text{шн}}}{A^n} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

$$A^n = (l - n) \cdot t_n.$$

Значення розрахункового опору сталі здвигу  $R$ , кН/см<sup>2</sup>, визначимо наступним чином

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 31 = 17,98 \text{ кН / см}^2.$$

Тоді отримаємо

$$\tau = \frac{529,56}{(86 - 1) \cdot 1,1} = 5,66 \text{ кН / см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 17,98 \cdot 0,95 = 17,00 \text{ кН / см}^2.$$

Міцність накладки забезпечена.

Товщину пластини призначають  $m_{pl} = 20$  мм. Визначимо товщину швів, що поєднують пластину і балку за розрахунком, наданим далі.

$$N = \frac{M}{l} = \frac{2416,78}{0,5} = 1208,39 \text{ кН}$$

Потрібна довжина зварних швів, через які розподіляється зусилля, визначається далі:

- при розрахунку за металом шва за формулою

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1208,39}{0,7 \cdot 0,011 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,95} = 786,64 \text{ мм},$$

- при розрахунку за металом на межі сплавлення

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1208,39}{1 \cdot 0,011 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,95} = 550,64 \text{ мм}.$$

Довжину вертикальних швів приймаємо 800 мм.

Визначимо товщину швів, що з'єднують пластину і балку за розрахунком, наданим далі.

$$N = \frac{M}{l} = \frac{34,1}{0,5} = 68,2 \text{ кН}$$

Необхідна довжина зварних швів, через які передається зусилля:

- при розрахунку за металом шва за формулою 2.28

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{68,2}{0,7 \cdot 0,011 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,95} = 144,4 \text{ мм,}$$

- при розрахунку за металом межі сплавлення за формулою

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{68,2}{1 \cdot 0,011 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,95} = 131,08 \text{ мм.}$$

Приймаємо довжину шва 150 мм.

Розрахунок болтового з'єднання. Клас міцності болтів при роботі на розтягнення або зріз приймемо 8,8. Марка сталі Ст3пс2. Болти приймемо М20 для з'єднання деталей товщиною не більше 60 мм. Приймемо заздалегідь кількість болтів рівно 16 з умови міцності на зріз.

Тоді приймаємо наступні значення:  $R = 450 \text{ Н/мм}^2$ ;

$$R = 350 \text{ Н/мм}^2; R = 580 \text{ Н/мм}^2; A = 2,45 \text{ см}^2; A = 3,14 \text{ см}^2; n = 1.$$

Розрахунок болтового з'єднання на розтягнення за наступною формулою

$$N_{em} = R_{em} A_{em} \gamma_c, \quad (2.31)$$

Де  $N_{em}$  - несуча здатність одного болта на розтягнення, кН;

$R$  - розрахунок опору болта на розтягнення, кН/см<sup>2</sup>;

$A$  - Площа поперечного перерізу нетто, см<sup>2</sup>, прийняте по таблиці Г.9 [9];

$\gamma_c$  - коефіцієнт умови роботи, що приймається відповідно до таблиці 1 [9].

Розрахуємо болтове з'єднання на розтягнення

$$N_{em} = 450000 \cdot 2,45 \cdot 10^{-4} \cdot 1 = 110,25 \text{ кН.}$$

Розрахунок болтового з'єднання на зріз. Якщо з'єднання працює на зріз, то необхідно перевірити наступні дві умови 2.32 і 2.33.

$$\text{Розрахунок на зріз } N_{es} = R_{es} A_e n_s \gamma_e \gamma_c, \quad (2.32)$$

Де  $N_{es}$  - несуча здатність одного болта на зріз, кН;

$R_{es}$  - розрахунковий опору на зріз, кН/см<sup>2</sup>;

$A$ - Площа перерізу болта брутто,  $\text{см}^2$ , що приймається відповідно до таблиці Г.9 додатку Г [9];

$n_s$ - Число зрізів одного болта (якщо болт з'єднує дві пластини, то чисельність відрізків дорівнює 1, якщо три - 2 і т.д.);

$\gamma_s$ - Коефіцієнт умови роботи болтового з'єднання, прийнятий в у відповідності зі таблицею номер 41 [9];

$\gamma_c$ - те ж, що у формулі (2.31).

Розрахуємо значення несучої здатності одного болта на зріз по наданій формулі

$$N_{em} = 350000 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 109,9 \text{ кН} .$$

Розрахунок на зминання  $N_{ep} = R_{ep} d_s \sum m \cdot \gamma_s \gamma_c$ , (2.33)

де  $N_{ep}$ - несуча здатність одного болта на зминання, кН;

$R_{ep}$  - розрахунковий опору болта на зминання,  $\text{кН}/\text{см}^2$ ;

$d_s$ - зовнішній діаметр стрижня болта, мм;

$\sum m$ - найменша сумарна товщина комбінованих елементів, що знімаються

в одному напрямку (якщо болт з'єднує дві пластини, то приймається товщина найтоншої з пластин, а якщо болт з'єднує три пластини, то обраховується сума двох товщин пластини, які приймають і передають навантаження в одному і тому ж напрямку і порівнюються з товщиною пластини, що передає навантаження в іншому напрямку, і приймається найменше значення з цих двох);

$\gamma_s$ - те ж, що у формулі (2.32);

$\gamma_c$ - те ж, що у формулі (2.31).

Виконаємо розрахунок на зминання

$$N_{ep} = 580000 \cdot 18 \cdot 10^{-2} \cdot 0,04 \cdot 1 \cdot 1 = 417,6 \text{ кН} .$$

Перевірка з'єднання, що працює на зріз і розтягнення

$$\sqrt{\left(\frac{N_s}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{bt}}\right)^2} \leq 1,$$

де  $N_s$  і  $N_m$ - зусилля, що діють на болт, зрізуючі і розтягуючі відповідно, кН;

$N_{es}$  і  $N_{em}$  - розрахункові зусилля, визначені в відповідності з пунктом 2.2.9 [9].

Здійснимо перевірку

$$\sqrt{\left(\frac{99,77}{109,9}\right)^2 + \left(\frac{42,15}{110,25}\right)^2} = 0,99 < 1.$$

Перевірка виконана.

### 2.4.3 Конструювання вузла сполучення станової колони з балками і зв'язками (Вузол 9)

В даному вузлі сполучаються 9 елементів: дві балки зовнішнього контура будівлі Б 6 і балки під кутом Б18 і Б1, що з'єднують зовнішній і внутрішній каркаси, жорстко сполучуються з колоною через фасонки, приварених до колон і балок.

На малюнку 2.9 поданий вузол у двох проекціях.

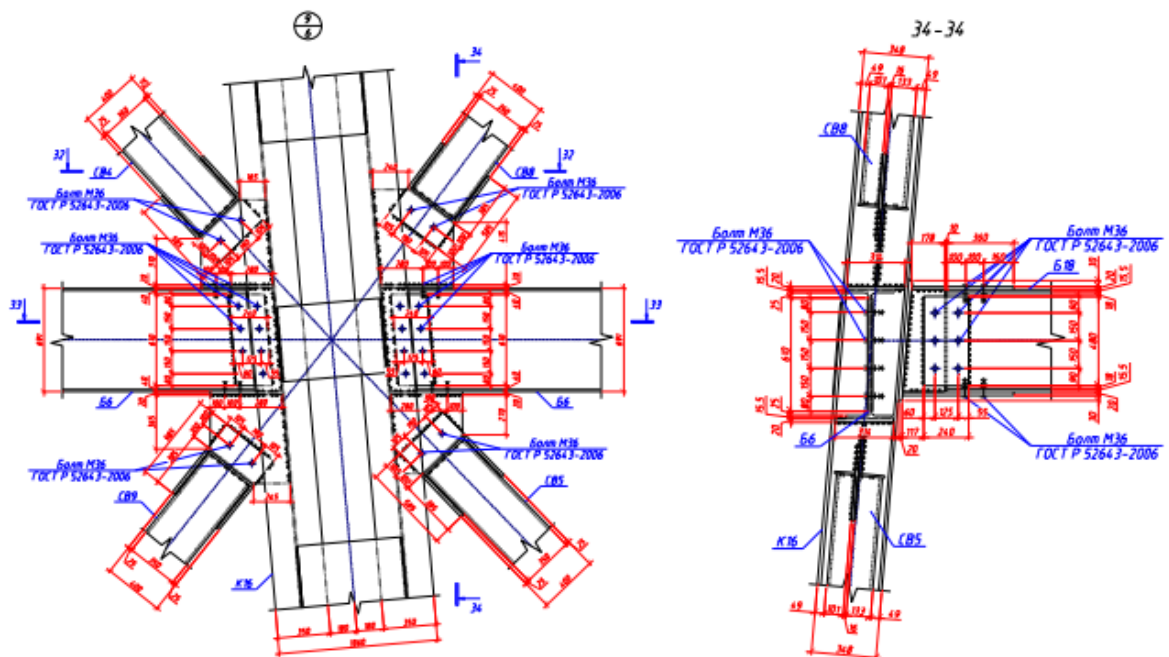


Рисунок 2.9 - Вузол з'єднання складеної колони з балками і зв'язками (Проекція 1 і 2)

Балки Б6 з'єднуються з колоною за допомогою дванадцяти з'єднувальних планок, приварених у стику балок і колон і болтів d36. Зв'язки спрощуються з колонною за допомогою з'єднувальної планки, привареної до колони і балки і



болтів d36.

Далі виконуємо розрахунок, перевірку пластин, болтів і зварних швів. Товщину пластин приймаємо  $t_1 = 20$  мм, ширину  $b_1 = 314$  мм (що відповідає внутрішній ширині двотавра 80Б1). Довжину пластини приймаємо  $c_1 = 480$  мм. Однакові пластини кріпляться зверху і знизу балки. Сталь пластин С345.

Перевіримо умову

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \geq 1,$$

же  $\beta_\phi$ - те ж, що у формулі (2.18);

$\beta_z$ - те ж, що у формулі (2.19);

$R_{wf}$ - те ж, що у формулі (2.18);

$R_{wz}$  - те ж, що у формулі (2.19).

Приймаємо:  $\beta_\phi = 0,9$ ;  $\beta_z = 1,05$ ;  $R_{wf} = 215$  МПа;  $R_{wz} = 207$  МПа.

Підставимо значення у формулу (2.35), отримаємо

$$\frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 207} = 0,89 < 1,$$

розрахунок ведеться по металу шва.

Довжину зварного шва зі сторони з'єднувальної пластини  $l_{w1}$ , мм, визначаємо за формулою

$$l_{wz} = \frac{2/3 \cdot R_a}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c},$$

де  $R_a$ - опорна реакція балки, кН;

$\beta_\phi$ - те ж, що у формулі (2.18);

$k_f$ - те ж, що у формулі (2.18);

$R_{wf}$ - те ж, що у формулі (2.18);

$\gamma_c$ - те ж, що у формулі (2.18).

Приймаємо:  $R_a = 720,26$  кН;  $\beta_\phi = 0,9$ ;  $k_f = 16$  мм;  $R_{wf} = 215$  МПа;  $\gamma_c = 1$ .

$$l_{wz} = \frac{2/3 \cdot 720,26}{0,9 \cdot 0,016 \cdot 215 \cdot 1000 \cdot 1} = 0,15 \text{ м.}$$

Кріплення з'єднувальних пластин на полиці балки виконуємо на міцних

болтах діаметром 36 мм (М36). Клас точності В, клас міцності 8.8. Діаметр отвору під болти - 38 мм.

Перевірка на розтягнення за формулою 2.31. Приймаємо:  $R_{em} = 652,8$  МПа;

$$A = 8,16 \text{ см}^2; \gamma_{\beta} = 1.$$

$$N_{em} = 652,8 \cdot 8,16 \cdot 1 \cdot 532,69 \text{ кН.}$$

Таким чином, при розрахунковому зусиллі в сполученні  $N = 1415,1$  кН, необхідно встановити 16 болтів М36. Встановлюємо по 4 болти у сполучні пластини, що прилягають до полиць, і 8 в сполучні пластини, що прилягають до стійки двотавра.

Балки Б18 і Б19 спрощуються аналогічно через фасонки.

Товщину пластин приймаємо  $t_1 = 20$  мм, ширину  $b_1 = 270$  мм (що відповідає внутрішній ширині двотавра 80Б1). Довжину пластини приймаємо  $s_1 = 400$  мм. Однакові пластини кріпляться зверху і знизу балки. Сталь пластин С345.

Умова 2.35 має те ж значення, що і в попередньому розрахунку. Тому розрахунок ведемо по металу шва.

Довжину зварного шва розраховуємо за формою 2.36. Приймаємо:

$$R_a = 114,56 \text{ кН}; \beta f = 0,9; k_f = 16 \text{ мм}; R_{wf} = 215 \text{ МПа}; \gamma_c = 1.$$

$$l_{wz} = \frac{2/3 \cdot 114,56}{0,9 \cdot 0,016 \cdot 215 \cdot 1000 \cdot 1} = 0,247 \text{ м.}$$

Кріплення з'єднувальних пластин на полиці балки виконуємо на болтах високої міцності діаметром 36 мм (М36). Клас точності В, клас міцності 8.8. Діаметр отвору під болти - 38 мм.

Перевірка на розтягнення за формулою 3.31. Приймаємо:  $R_{em} = 652,8$  МПа;

$$A = 8,16 \text{ см}^2; \gamma_{\beta} = 1.$$

$$N_{em} = 652,8 \cdot 8,16 \cdot 1 = 532,69 \text{ кН.}$$

Таким чином, при розрахунковому зусиллі в сполученні  $N = 174,39$  кН, необхідно встановити 14 болтів М36. Встановлюємо по 4 болти у сполучні пластини, що прилягають до полиць, і 6 в сполучні пластини, що прилягають до стійки двотавра.

Зв'язки з'єднуються з фасонкою колони К16 за допомогою болтового

з'єднання. Розрахункове зусилля, що сприймається одним болтом при роботі на зріз, визначається за формулою 2.32. Приймаємо болти М36 (клас точності В, клас міцності 8.8).

Зробимо перевірку на зразок. Приймаємо:  $R = 332 \text{ Н/мм}^2$ ;  $n = 1$ ;

$A = 10,17 \text{ см}^2$ ;  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_B = 1$ .

$N_{gs} = 332 \cdot 10,17 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 337,64 \text{ кН}$ .

Таким чином, при розрахунковому зусиллі в сполученнях зв'язків  $N = 565,12 \text{ кН}$ , необхідно встановити 2 болти М36, класу точності 8.8.

## РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний

### 3.1 Моделювання каркасу у ПК SCAD

Розрахунок напружено-деформівного стану несучих конструкцій будівлі виконаний в розрахунковому комплексі SCAD з використанням методу скінченних елементів.

Розрахунок виконаний комплексно, в просторовій постановці задачі, з урахуванням сумісної роботи частин будівлі. При розрахунку розглядалася просторова робота системи будівлі (6 ступенів осі: X, Y, Z, ZX, XY, YZ), при впливі основних поєднань навантажень.

Просторова скінченно-елементна модель складається з несучих елементів будівлі: стін, колон, плит, балок, зв'язків, прогонів.

Загальна розрахункова схема будівлі показана на рисунку 3.1, 3.2. Металевий каркас будівлі показаний на малюнку 3.7, ядра жорсткості - на малюнку 3.8.

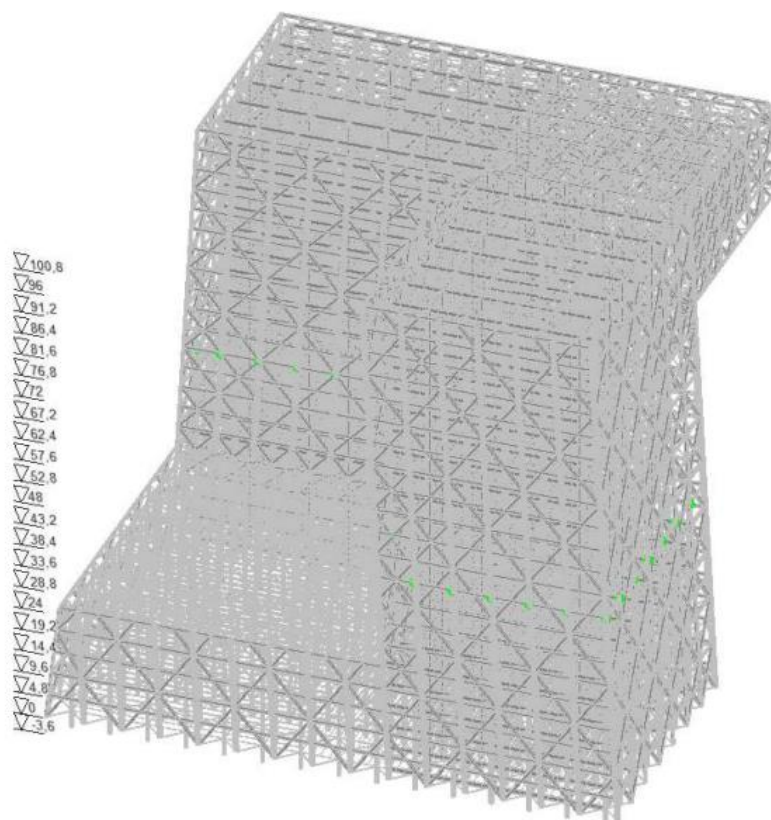


Рисунок 3.1 – Схема металевого каркасу будівлі ПК SCAD

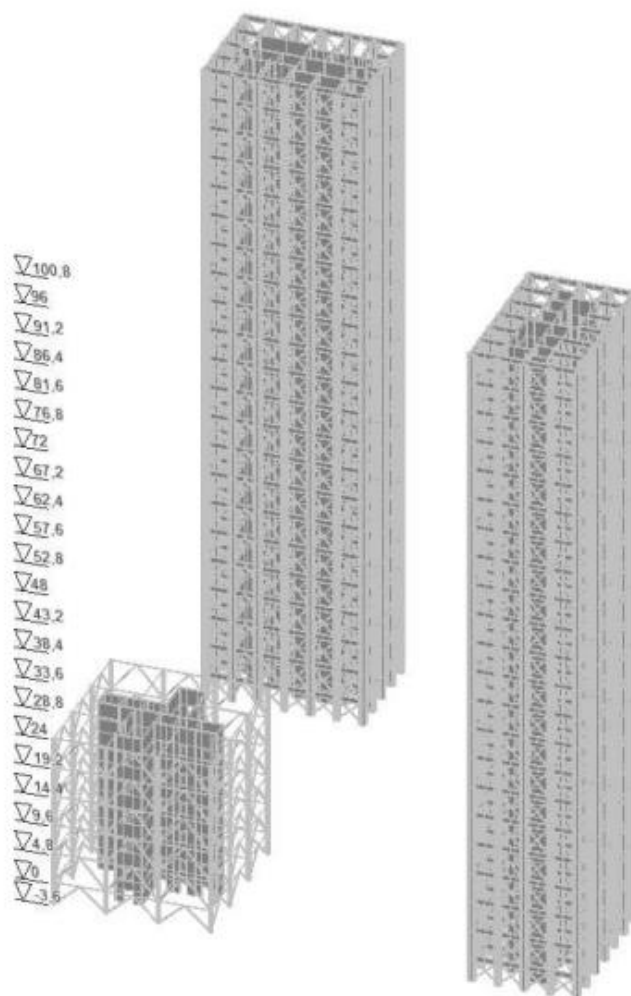


Рисунок 3.2 – Ядра жорсткості будівлі ПК SCAD

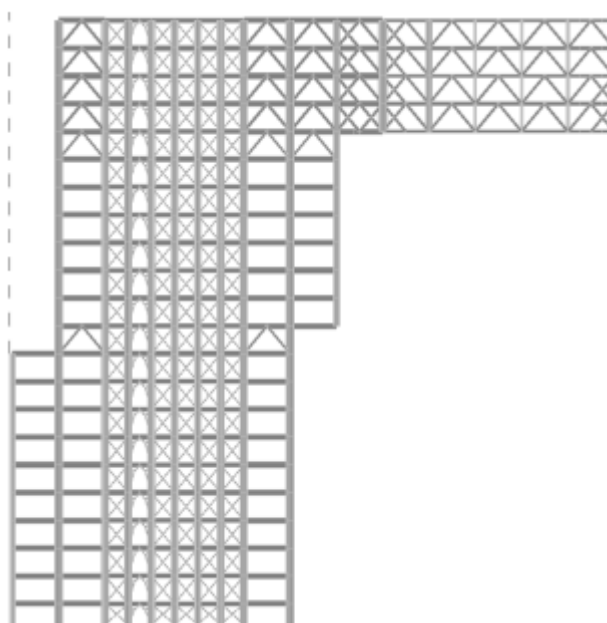


Рисунок 3.3 – Переріз розрахункової схеми будівлі по ядру жорсткості і консолі ПК SCAD

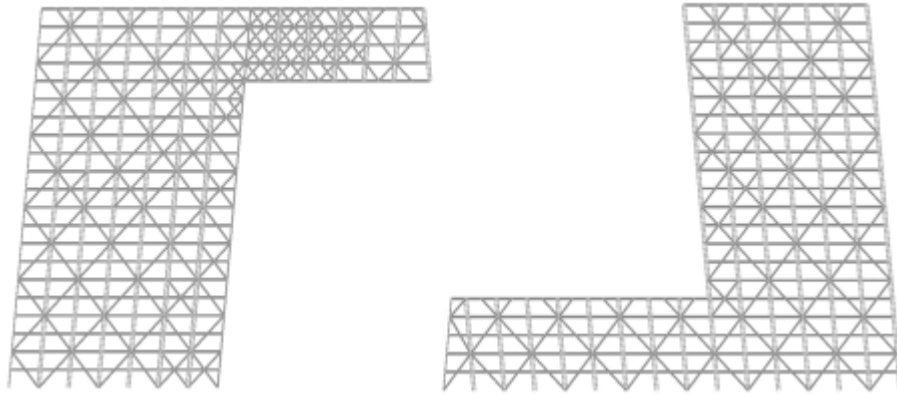


Рисунок 3.4 – Переріз розрахункової схеми будівлі по зовнішньому контуру будівлі ПК SCAD

### 3.2 Задання навантажень

Повний список завантажень являє собою:

1. Власну вагу металевих конструкцій;
2. Власну вагу бетонних конструкцій;
3. Власну вагу вітражу;
4. Вагу перегородок (розділена);
5. Вагу підлоги та покрівлі;
6. Люди і обладнання – 2 кПа;
7. Люди і обладнання – 3 кПа;
8. Люди і обладнання – 4 кПа;
9. Люди і обладнання – 5 кПа;
10. Люди і обладнання – 10 кПа;
11. Навантаження від вертольотної кабіни;
12. Снігове суцільне навантаження;
13. Снігові мішки;
14. Вітер +У;
15. Вітер-У;
16. Вітер +Х;
17. Вітер-Х;
18. Пульсація +У;

19. Пульсація +У;

20. Пульсація +У;

21. Пульсація +У.

Комбінації завантажень зведені в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 – Комбінації завантажень

| № комбінації | Склад комбінації  |
|--------------|---|
| 1            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L12)*1+(L14)*1$                            |
| 2            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L12)*1+(L15)*1$                            |
| 3            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L12)*1+(L16)*1$                            |
| 4            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L12)*1+(L17)*1$                            |
| 5            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L13)*1+(L14)*1$                            |
| 6            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L13)*1+(L15)*1$                            |
| 7            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L13)*1+(L16)*1$                            |
| 8            | $(L1)*1+(L2)*1+(L3)*1+(L4)*1+(L5)*1+(L6)*1+(L7)*1+(L8)*1+(L9)*1+(L10)*1+(L11)*1+(L13)*1+(L17)*1$                            |
| 9            | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L12)*1.4+(L14)*1.4$ |
| 10           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L12)*1.4+(L15)*1.4$ |
| 11           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L12)*1.4+(L16)*1.4$ |
| 12           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L12)*1.4+(L17)*1.4$ |
| 13           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L13)*1.4+(L14)*1.4$ |
| 14           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L13)*1.4+(L15)*1.4$ |
| 15           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L13)*1.4+(L16)*1.4$ |
| 16           | $(L1)*1.05+(L2)*1.1+(L3)*1.2+(L4)*1.2+(L5)*1.2+(L6)*1.2+(L7)*1.2+(L8)*1.2+(L9)*1.2+(L10)*1.2+(L11)*1.2+(L13)*1.4+(L17)*1.4$ |

### 3.3 Результат розрахунку

Найбільші значення переміщень вираховані в комбінації №9.

Схеми переміщень будівлі показані на рисунках 3.5 – 3.7.

У результаті виконання розрахунків отримані наступні максимальні значення переміщень:

- горизонтальні по осі X: 38,00 мм;
- горизонтальні по осі Y: 42,96мм;
- вертикальних по осі Z: 203,59 мм.

Додаткові значення деформацій по [7]:

- горизонтальні  $f_s$ , мм, визначаються за формулою 3.7  
 $f_s = h / 500 = 104125 / 500 = 208,25$  мм, (3.7)

де  $h$  – висота будівлі від верху фундаменту до осі ригеля покриття, мм.

Значення переміщень розрахункової схеми менше, ніж допустимі, з чого випливає, що умова виконується.

- вертикальні  $f_v$ , мм, визначаються за формою 3.8:

$f_v = l / 300 = 99400 / 300 = 331,47$  мм, (3.8)

де  $l$  - для консолі приймається як подвоєний її виліт ( $49,72 \cdot 2 = 99,44$  м), мм.

Значення вертикальних переміщень розраховуваної схеми (224,14 мм) менше, ніж допустимі, з чого випливає, що умова виконується.

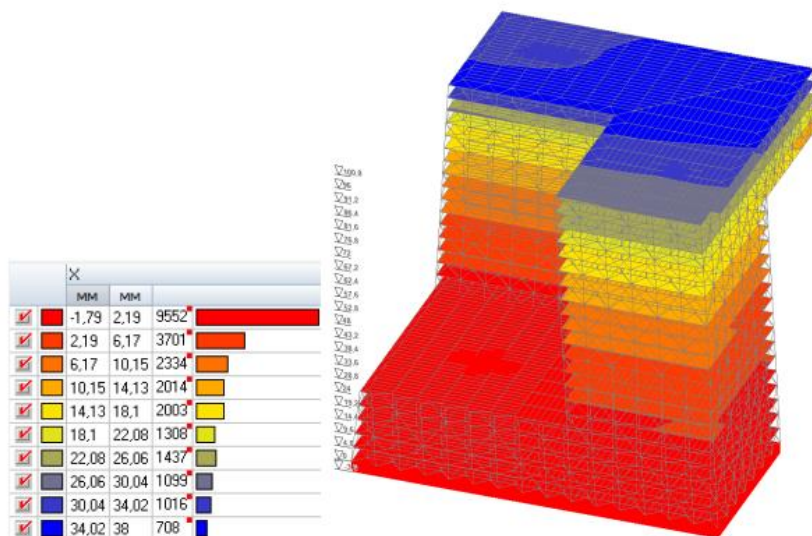


Рисунок 3.5 – Переміщення каркасу будівлі по осі X, мм



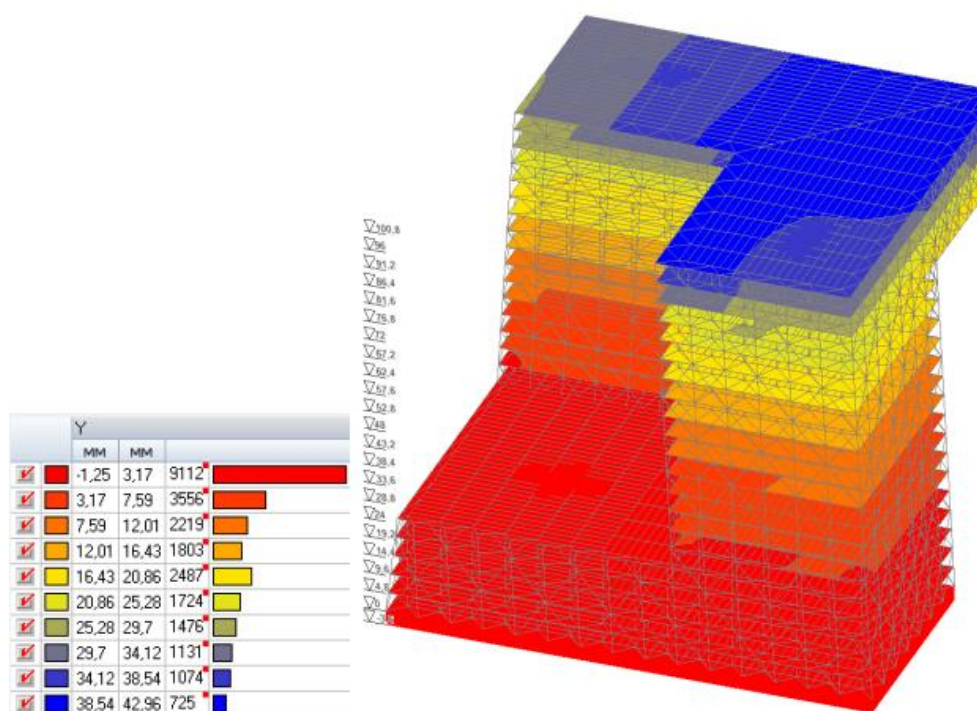


Рисунок 3.6 – Переміщення каркасу будівлі по осі Y, мм

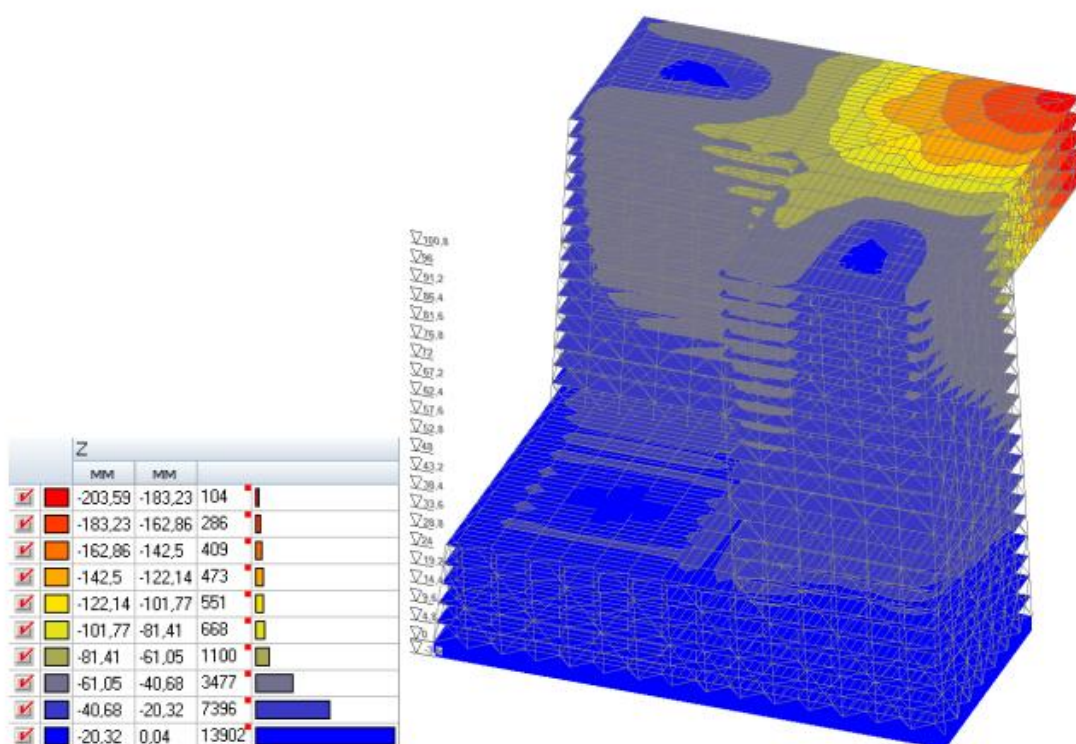


Рисунок 3.7 – Переміщення каркасу будівлі по осі Z, мм

### 3.2.1 Зусилля в стрижневих елементах

Зведемо значення максимальних і мінімальних зусиль у стрижневих елементах в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Вибірка величин зусиль від комбінацій

| Група елементів                               | Назва зусилля  | Максимальні значення |         |          |            | Мінімальні значення |         |          |            |
|---|----------------|----------------------|---------|----------|------------|---------------------|---------|----------|------------|
|   |                | Значення             | Елемент | Перері з | Комбінація | Значення            | Елемент | Перері з | Комбінація |
| 1. Колони ядер жорсткості башень              | $N$ , кН       | 456,687              | 31820   | 3        | 11         | -6894,793           | 32      | 1        | 15         |
|   | $M_k$ , кН · м | 39,819               | 16969   | 1        | 16         | -39,597             | 22755   | 1        | 14         |
|   | $M_y$ , кН · м | 2583,41              | 31839   | 1        | 15         | -3322,636           | 31839   | 3        | 15         |
|   | $Q_z$ , кН     | 946,265              | 22281   | 1        | 16         | -1230,425           | 31839   | 1        | 15         |
|   | $M_z$ , кН · м | 2442,52              | 31821   | 1        | 13         | -3118,668           | 31821   | 3        | 13         |
|   | $Q_y$ , кН     | 1158,58              | 31821   | 1        | 13         | -937,447            | 16507   | 1        | 14         |
| 2 Балки ядер Жорсткості башень-               | $N$ , кН       | 1076,691             | 31931   | 1        | 16         | -920,416            | 22862   | 1        | 16         |
|   | $M_k$ , кН · м | 0,312                | 31672   | 1        | 13         | -0,295              | 31669   | 1        | 13         |
|   | $M_y$ , кН · м | 1858,59              | 21948   | 1        | 16         | -2098,483           | 30458   | 3        | 15         |
|   | $Q_z$ , кН     | 729,201              | 30911   | 1        | 15         | -910,027            | 30809   | 3        | 15         |
|   | $M_z$ , кН · м | 18,851               | 32234   | 3        | 16         | -29,303             | 31489   | 3        | 15         |
|   | $Q_y$ , кН     | 18,49                | 31489   | 1        | 15         | -11,825             | 32234   | 1        | 16         |
| 3. Вертикальні зв'язки ядер жорсткості башень | $N$ , кН       | 755,817              | 30661   | 3        | 15         | -783,83             | 29072   | 3        | 14         |
|   | $M_y$ , кН · м | 0,916                | 1823    | 1        | 9          | -1,182              | 1798    | 3        | 14         |
|   | $Q_z$ , кН     | 0,639                | 1797    | 1        | 11         | -0,673              | 1798    | 3        | 14         |
|   | $M_z$ , кН · м | 4,059                | 32019   | 3        | 13         | -3,36               | 32022   | 3        | 13         |
|   | $Q_y$ , кН     | 1,56                 | 32022   | 1        | 13         | -1,812              | 32019   | 1        | 13         |
| 4 Основні колони башень                       | $N$ , кН       | 1945,16              | 22751   | 3        | 9          | -13044,18           | 115     | 1        | 16         |
|   | $M_k$ , кН · м | 55,433               | 28105   | 1        | 13         | -55,449             | 28132   | 1        | 15         |
|   | $M_y$ , кН · м | 2042,96              | 27183   | 1        | 15         | -2497,292           | 31348   | 3        | 15         |
|   | $Q_z$ , кН     | 499,072              | 19938   | 1        | 16         | -914,495            | 31348   | 1        | 15         |
|   | $M_z$ , кН · м | 2070,94              | 27664   | 1        | 13         | -2544,295           | 31828   | 3        | 13         |
|   | $Q_y$ , кН     | 932,175              | 31828   | 1        | 13         | -498,126            | 14162   | 1        | 14         |
| 5. Основні балки башень                       | $N$ , кН       | 1366,601             | 32299   | 1        | 13         | -1118,595           | 52276   | 1        | 16         |
|   | $M_k$ , кН · м | 1,689                | 54604   | 1        | 11         | -2,714              | 54614   | 1        | 9          |
|   | $M_y$ , кН · м | 3255,004             | 54590   | 3        | 11         | -2544,545           | 28230   | 1        | 11         |
|   | $Q_z$ , кН     | 1149,82              | 54590   | 1        | 11         | -1204,162           | 54604   | 3        | 11         |
|   | $M_z$ , кН · м | 34,387               | 28120   | 3        | 13         | -34,182             | 28184   | 3        | 15         |
|   | $Q_y$ , кН     | 27,107               | 54630   | 1        | 13         | -38,633             | 54606   | 1        | 15         |

Продовження таблиці 3.2

| Група елементів                                | Назва зусилля  | Максимальні значення |         |          |             | Мінімальні значення |         |          |            |
|--|----------------|----------------------|---------|----------|-------------|---------------------|---------|----------|------------|
|  |                | Значення             | Елемент | Перері з | Комбінаці я | Значення            | Елемент | Перері з | Комбінація |
| 6 Вертикальні звязки технічних поверхів башень | $N$ , кН       | 2377,013             | 52302   | 3        | 13          | -2833,379           | 52293   | 3        | 13         |
|  | $M_k$ , кН · м | 0,997                | 54574   | 1        | 14          | -0,677              | 54580   | 1        | 14         |
|  | $M_y$ , кН · м | 29,648               | 54580   | 1        | 16          | -5,433              | 54580   | 3        | 16         |
|  | $Q_z$ , кН     | 1,59                 | 52292   | 1        | 9           | -7,204              | 54580   | 3        | 16         |
|  | $M_z$ , кН · м | 37,217               | 52243   | 1        | 13          | -39,32              | 52164   | 1        | 15         |
|  | $Q_y$ , кН     | 11,708               | 52243   | 1        | 13          | -11,726             | 52164   | 1        | 15         |
| 7 Колони ядра жорсткості башень-               | $N$ , кН       | -91,717              | 9400    | 3        | 8           | -3838,345           | 67      | 1        | 9          |
|  | $M_k$ , кН · м | 4,458                | 83      | 1        | 9           | -2,978              | 81      | 1        | 9          |
|  | $M_y$ , кН · м | 577,561              | 9400    | 3        | 12          | -646,896            | 9394    | 3        | 11         |
|  | $Q_z$ , кН     | 214,235              | 9400    | 1        | 12          | -241,04             | 9394    | 1        | 11         |
|  | $M_z$ , кН · м | 392,988              | 9389    | 3        | 10          | -421,063            | 9405    | 3        | 9          |
|  | $Q_y$ , кН     | 156,296              | 9405    | 1        | 9           | -146,982            | 9389    | 1        | 10         |
| 8 Балки прибудови                              | $N$ , кН       | 11,389               | 33772   | 1        | 13          | -6,124              | 33762   | 1        | 14         |
|  | $M_k$ , кН · м | 0,003                | 10737   | 1        | 14          | -0,003              | 10493   | 1        | 16         |
|  | $M_y$ , кН · м | 1,894                | 8010    | 1        | 12          | -2,538              | 10362   | 1        | 16         |
|  | $Q_z$ , кН     | 1,954                | 10366   | 1        | 12          | -1,872              | 8010    | 3        | 12         |
|  | $M_z$ , кН · м | 0,174                | 23289   | 3        | 14          | -0,348              | 23289   | 1        | 14         |
|  | $Q_y$ , кН     | 0,121                | 23276   | 1        | 16          | -0,275              | 23289   | 1        | 14         |
| 9 Вертикальні звязки ядер жорсткості башень    | $N$ , кН       | 254,096              | 10021   | 3        | 13          | -581,848            | 10035   | 1        | 9          |
|  | $M_y$ , кН · м | 0,911                | 8202    | 2        | 9           | 0                   | 820     | 1        | 1          |
|  | $Q_z$ , кН     | 0,583                | 8191    | 1        | 9           | -0,583              | 10016   | 3        | 9          |
|  | $M_z$ , кН · м | 6,198                | 10022   | 3        | 11          | -9,989              | 10016   | 1        | 9          |
|  | $Q_y$ , кН     | 2,409                | 10015   | 1        | 9           | -2,586              | 10016   | 1        | 9          |
| 10 Основні колони прибудови-                   | $N$ , кН       | -60,357              | 9416    | 3        | 8           | -5073,556           | 52      | 1        | 14         |
|  | $M_k$ , кН · м | 5,927                | 1955    | 1        | 16          | -5,618              | 1897    | 1        | 14         |
|  | $M_y$ , кН · м | 758,951              | 9371    | 3        | 13          | -536,268            | 9371    | 1        | 13         |
|  | $Q_z$ , кН     | 269,837              | 9371    | 1        | 13          | -169,03             | 9377    | 1        | 15         |
|  | $M_z$ , кН · м | 770,252              | 9429    | 3        | 15          | -562,507            | 9429    | 1        | 14         |
|  | $Q_y$ , кН     | 182,691              | 9423    | 1        | 13          | -277,576            | 9429    | 1        | 14         |
| 11 Колони консолі                              | $N$ , кН       | 1377,671             | 31034   | 3        | 13          | -4423,677           | 29681   | 1        | 13         |
|  | $M_k$ , кН · м | 28,726               | 28195   | 1        | 13          | -9,986              | 28205   | 1        | 15         |
|  | $M_y$ , кН · м | 2722,101             | 28196   | 3        | 9           | -4722,815           | 28196   | 1        | 9          |
|  | $Q_z$ , кН     | 1551,024             | 28196   | 1        | 9           | -680,859            | 32389   | 1        | 15         |
|  | $M_z$ , кН · м | 2708,602             | 28211   | 3        | 11          | -4679,125           | 28211   | 1        | 11         |
|  | $Q_y$ , кН     | 685,824              | 32374   | 1        | 13          | -1539,11            | 28211   | 1        | 11         |

Продовження таблиці 3.2

| Група елементів  | Назва зусилля  | Максимальне значення |         |         |            | Мінімальне значення |         |         |            |
|--|----------------|----------------------|---------|---------|------------|---------------------|---------|---------|------------|
|  |                | Значення             | Елемент | Переріз | Комбінація | Значення            | Елемент | Переріз | Комбінація |
| 12 Балки консолі   | $N$ , кН       | 327,824              | 32460   | 1       | 13         | -285,189            | 51731   | 1       | 12         |
|  | $M_k$ , кН · м | 0,109                | 26842   | 1       | 9          | -0,094              | 26821   | 1       | 15         |
|  | $M_y$ , кН · м | 435,58               | 28297   | 3       | 9          | -637,027            | 28396   | 3       | 15         |
|  | $Q_z$ , кН     | 306,538              | 26842   | 1       | 9          | -247,76             | 50024   | 3       | 11         |
|  | $M_z$ , кН · м | 12,843               | 27031   | 1       | 13         | -13,033             | 26991   | 1       | 15         |
|  | $Q_y$ , кН     | 8,84                 | 27031   | 1       | 13         | -8,956              | 26991   | 1       | 15         |
| 13 Вертикальні зв'язки консолі                                   | $N$ , кН       | 3671,539             | 54410   | 1       | 13         | -5802,551           | 54412   | 1       | 9          |
|  | $M_k$ , кН · м | 112,005              | 54698   | 1       | 11         | -93,631             | 54695   | 1       | 9          |
|  | $M_y$ , кН · м | 262,766              | 54698   | 3       | 11         | -403,541            | 54698   | 1       | 11         |
|  | $Q_z$ , кН     | 118,891              | 54698   | 1       | 11         | -52,509             | 54710   | 3       | 11         |
|  | $M_z$ , кН · м | 640,865              | 54694   | 1       | 13         | -741,945            | 54698   | 1       | 11         |
|  | $Q_y$ , кН     | 164,434              | 54694   | 1       | 13         | -188,415            | 54698   | 1       | 11         |
| 14 Колони зовнішнього контуру                                    | $N$ , кН       | 1536,13              | 32753   | 3       | 13         | -18938,77           | 11220   | 1       | 11         |
|  | $M_k$ , кН · м | 3,738                | 32815   | 1       | 13         | -3,597              | 32810   | 1       | 15         |
|  | $M_y$ , кН · м | 1115,02              | 32813   | 3       | 13         | -1109,781           | 32808   | 3       | 15         |
|  | $Q_z$ , кН     | 389,078              | 32813   | 3       | 13         | -386,59             | 32808   | 3       | 15         |
|  | $M_z$ , кН · м | 840,588              | 23275   | 1       | 13         | -946,444            | 27120   | 1       | 10         |
|  | $Q_y$ , кН     | 248,32               | 24642   | 1       | 15         | -355,898            | 27120   | 1       | 10         |
| 15 Балки зовнішнього контура будівлі                             | $N$ , кН       | 1520,313             | 54481   | 1       | 13         | -1232,604           | 54480   | 1       | 12         |
|  | $M_y$ , кН · м | 13,783               | 28508   | 2       | 14         | 0                   | 11378   | 1       | 1          |
|  | $Q_z$ , кН     | 6,209                | 28508   | 1       | 10         | -6,209              | 28509   | 3       | 10         |
|  | $M_z$ , кН · м | 61,19                | 33498   | 1       | 15         | -69,669             | 33580   | 3       | 13         |
|  | $Q_y$ , кН     | 97,764               | 54600   | 1       | 11         | -69,604             | 54612   | 1       | 9          |
| 16 З'єднувальні балки внутрішнього каркасу і зовнішнього контура | $N$ , кН       | 80,283               | 33123   | 1       | 13         | -60,395             | 33186   | 1       | 14         |
|  | $M_k$ , кН · м | 0,602                | 23980   | 1       | 10         | -0,746              | 23946   | 1       | 12         |
|  | $M_y$ , кН · м | 9,764                | 33028   | 3       | 13         | -10,828             | 33028   | 1       | 13         |
|  | $Q_z$ , кН     | 4,451                | 33028   | 1       | 13         | -4,399              | 33042   | 3       | 15         |
|  | $M_z$ , кН · м | 15,825               | 25339   | 3       | 13         | -15,79              | 25286   | 3       | 15         |
|  | $Q_y$ , кН     | 26,47                | 25286   | 1       | 15         | -26,524             | 25339   | 1       | 13         |
| 17 Балки настила   | $N$ , кН       | 33,302               | 32303   | 1       | 13         | -25,43              | 26847   | 1       | 12         |
|  | $M_y$ , кН · м | 0,61                 | 26958   | 2       | 9          | 0                   | 844     | 1       | 1          |
|  | $Q_z$ , кН     | 0,305                | 856     | 1       | 9          | -0,305              | 936     | 3       | 9          |
|  | $M_z$ , кН · м | 0,018                | 26957   | 1       | 13         | -0,02               | 27052   | 1       | 13         |
|  | $Q_y$ , кН     | 0,01                 | 27069   | 1       | 13         | -0,01               | 27054   | 1       | 15         |

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 4.1 Основні положення щодо охорони праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці.

Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Вирішення питань про охорону праці та здоров'я трудящих на будівельному майданчику є найважливішим завданням. При вирішенні завдань необхідно чітко представляти сутність процесів і відшукати способи (найбільш підходящі до кожного конкретного випадку), що усувають вплив на організм шкідливих і небезпечних факторів і унеможливають травматизм і професійні захворювання.

#### 4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог[6]. Чинна система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія та техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією та організацією виробництва. Відповідальність за безпеку робіт покладено у законодавчому порядку на технічних керівників будівель – головних інженерів та інженерів з охорони праці, виробників робіт та будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів з охорони

праці та протипожежної техніки та забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни. Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання та забезпечують нормальні санітарно-побутові умови – одне з найважливіших завдань, від успішного вирішення якого залежить подальше підвищення продуктивності праці на забудовах.

До обов'язків адміністрації будівельних організацій з охорони праці входять:

- дотримання правил охорони праці, здійснення заходів з техніки безпеки та виробничої санітарії;
- розробка перспективних планів та угод колективних договорів щодо покращення та оздоровлення умов праці;
- забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту;
- проведення інструктажів та навчання робочих правил техніки безпеки;
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, запобіжними написами тощо;
- організація навчання та щорічної перевірки знань, правил та норм охорони праці інженерно-технічного персоналу;
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах із підвищеною небезпекою та шкідливими умовами;
- розслідування всіх нещасних випадків та профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік та аналіз;
- ведення документації та перевірка встановленої звітності з охорони праці;
- видання наказів та розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки та виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників та головних інженерів) будівельних організацій.

### 4.1.2 Огородження території

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

- захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними та шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;
- захисними, призначеними лише запобігання доступу сторонніх осіб у ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними та шкідливими виробничими факторами.

Панелі огорож повинні бути прямокутними зі стандартною довжиною  $L=1,2; 1,6; 2,0$  м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей має бути 80...100 мм. Відстань між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

### 4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

При організації будівельного майданчика, розміщення ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Згідно [6] до зон небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- у смузі шириною до 2-х метрів по периметру від не захищених перепадів за висотою на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин та обладнання або їх робочих органів та відкритих частин, що рухаються або обертаються;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідіймальними кранами;
- поблизу від відкритих неізольованих струмопровідних частин електроустановок та ЛЕП;

- у місцях, де рівні шуму, вібрації чи забруднення повітря робочої зони перевищують гігієнічні норми:

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- монтажні зони - ділянки території поблизу будівлі або споруди, що будується;
- поверхи (яруси) будівель та споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

#### **4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт**

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватися наступних основних умов безпечного виконання робіт:

- Земляні роботи у зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть проводитися лише з письмового дозволу організацій, відповідальних їх експлуатацію.
- Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись із своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці.
- Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення та в зоні розвороту стріли екскаватора.
- Завантаження автомобілів екскаватором проводиться так, щоб ківш подавався збоку або ззаду кузова, а не через кабіну водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

#### **4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт**

Для забезпечення безпечних умов виконання бетонних робіт необхідно дотримуватися таких основних умов безпечного виконання робіт:

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти та застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженого у відповідному порядку.



- При встановленні елементів опалубки на кілька ярусів кожен наступний ярус слідє встановлювати лише після закріплення нижнього ярусу.
- При виробництві опалубних, арматурних, бетонних та розпалубних робіт необхідно стежити за кріпленням лісів та риштування, їх стійкістю, правильним улаштуванням настилів, сходів, поручнів та огорож.
- Щитову опалубку колон, ригелів, перекриттів і стін з пересувних драбин допускається встановлювати при висоті над рівнем землі або нижчим перекриттям не більше 5,5 м.
- Працювати на висоті від 5,5 до 8 м дозволяється тільки з пересувних риштування, що мають нагорі майданчик з огорожами.
- При зведенні залізобетонних стін для безпечної роботи будівельників-опалубників з обох боків необхідно встановити настили з огорожами через кожні 1,8 м за висотою.
- Стан зібраних панелей та блоків опалубки, робочих настилів, навісних майданчиків та сходів на захватках щодня перед початком робіт перевіряє особа, відповідальна за виконання робіт та робить відповідну запис у журналі охорони праці та протипожежної охорони.
- Усі робочі настили та перехідні сходи мають бути надійно закріплені відповідно до проекту.
- Роботи на незакріплених підмостках суворо заборонені.
- До монтажу не допускається опалубка з несправними замками, петлями, захватами, великими люфтами у шарнірах та замках. Виявлені несправності слід усувати негайно.
- До початку монтажу опалубки міцність нижчих несучих монолітних конструкцій повинна бути не нижче 70% проектної.
- Всі прорізи повинні бути закриті інвентарними щитами або захищені.
- До початку монтажу опалубки необхідно перевірити надійність з'єднання елементів опалубки, що входять до складу вузла, що піднімається, переконатися у відсутності незакріплених предметів на елемент опалубки, що переноситься.

- Підйом та переміщення до місця встановлення елементів опалубки необхідно виконувати плавно, без обертання, коригування положення елемента виконувати на відтяжки.
- Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою вітрильністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.
  - Розстроювання елементів опалубки проводити тільки після належного їх закріплення або установки, що виключає мимовільне переміщення.
  - Панелі та блоки піднімати лише після їх повного звільнення від кріпильних елементів та відриву від бетону. Окремі панелі, крім підкосів, повинні зміцнюватися ланцюговими відтяжками для запобігання перекиданню. Особливу увагу звернути на стропування та підйом блоків опалубки. Щоб уникнути заклинювання блоку при вилученні його з комірки, блок при підйомі має бути строго вертикальним.
  - Робочі місця мають бути огорожені інвентарними огорожами. Ву разі відсутності огорожі робітники повинні користуватися запобіжними поясами. Місця прикріплення поясів вказуються виробником робіт та яскраво забарвлюються.
    - При монтажі під елементами опалубки заборонено.
    - Під час грози та при вітрі силою 6 балів і більше (тобто при швидкості вітру понад 9,9 м/с) виконувати бетонні та залізобетонні роботи із зовнішніх лісів забороняється.
    - Арматурні вироби слід переміщувати та встановлювати лише у рукавицях. Армвані ділянки, які можуть бути під струмом, необхідно заземлити. Не дозволяється залишати без закріплення встановлену арматуру.

## 4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

### 4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей

Розрахунковий час евакуації людей з приміщень та будівель встановлюють з розрахунку часу руху одного чи кількох людських потоків через евакуаційні виходи від найвіддаленіших місць розміщення людей.

При розрахунку весь шлях руху людського потоку поділяється на ділянки.

При визначенні розрахункового часу довжина та ширина кожної ділянки шляху евакуації приймається за проектом.

Розрахунковий час евакуації людей визначається як сума часу руху людського потоку по окремих ділянках шляху:  $t_p = t_1 + t_2 + \dots + t_i$

Вихідні дані:

$$\text{Площа залу} = 316,18 \text{ м}^2$$

$$\text{Об'єм залу} = 1458 \text{ м}^3$$

Розрахунок часу руху людського потоку по I ділянці.

Щільність людського потоку першому ділянці:

$$D_1 = N_1 f / l_1 s = 12,1 \cdot 0,125 / 9,5 \cdot 1,5 = 0,09 \text{ м}^2/\text{м}^2$$

де  $N_1$  – кількість людей на першій ділянці, які перебувають у торговому залі, слід визначати виходячи з площі торгової зали на одну особу –  $2,5 \text{ м}^2$ );

$f$  – середня площа горизонтальної проекції людини;

$l, s$  – ширина та довжина розрахункової ділянки,

$$t_1 = l_1 / v_1 = 9,5 / 80 = 0,12 \text{ хв}$$

де  $v_1$  – швидкість руху людського потоку горизонтальним шляхом першої ділянки.

Розрахунок часу руху людського потоку по II ділянці.

При злитті на початку ділянки двох і більше людських потоків інтенсивність руху людей дорівнює:

$$q_2 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (7+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 8,4 \text{ м/хв}$$

$$v = 80 \text{ м/хв}$$

$$t_2 = l_2 / v_2 = 2,4 / 80 = 0,03 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку на III ділянці.

$$q_3 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (8,4+7) \cdot 1,5/2,5 = 9,24 \text{ м/хв}$$

$$v = 75 \text{ м/хв}$$

$$t_3 = l_3/v_3 = 2,4/75 = 0,032 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по IV ділянці.

$$q_4 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,24+7) \cdot 1,5/2,5 = 9,74 \text{ м/хв}$$

$$v = 72 \text{ м/хв}$$

$$t_4 = l_4/v_4 = 2,4/72 = 0,033 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку за V ділянкою.

$$q_5 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,74+7) \cdot 1,5/2,5 = 10,044 \text{ м/хв}$$

$$v = 70 \text{ м/хв}$$

$$t_5 = l_5/v_5 = 2,4/70 = 0,034 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VI ділянці.

$$q_6 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7) \cdot 1,5/2,5 = 10,22 \text{ м/хв}$$

$$v = 68 \text{ м/хв}$$

$$t_6 = l_6/v_6 = 2,4/70 = 0,035 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку VII ділянці.

$$q_7 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7+5) \cdot 1,5/2,5 = 13,32 \text{ м/хв}$$

$$v = 56 \text{ м/хв}$$

$$t_7 = l_7/v_7 = 16/56 = 0,29 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VIII ділянці.

$$q_8 = q_{i-1} s_{i-1} / s_i = 13,32 \cdot 2,5 / 1,5 = 22,2 \text{ м / хв}$$

$$v = 15 \text{ м/хв}, t_8 = l_8/v_8 = 12,7/15 = 0,84 \text{ хв}$$

Загальний розрахунковий час:

$$t_p = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5 + t_6 + t_7 + t_8 = 0,12 + 0,03 + 0,032 + 0,033 + 0,034 + 0,035 + 0,29 + 0,84 = 1,416 \text{ хв}$$

Потрібен час евакуації для торгових залів універсальних магазинів при об'ємі приміщення до  $5000 \text{ м}^3 = 1,5 \text{ хв}$ .

$$1,416 \text{ хв} < 1,5 \text{ хв}.$$

Розрахунковий час евакуації торгового залу відповідає вимогам.

#### 4.2.2 Висновки за розділом

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт. Виконання цих заходів дозволить усунути вплив на організм шкідливих та небезпечних факторів та виключить по можливості травматизм та виникнення професійних захворювань робітників на будівельному майданчику.

Як заходи протипожежного захисту будівлі у проекті передбачені такі заходи: організовані евакуаційні шляхи, що дозволяють людям безпечно та в короткий термін залишити приміщення та будівлю загалом у разі виникнення пожежі; забезпечення проїздів та під'їздів пожежних автомобілів до будівель та гідрантів.

Передбачено також низку заходів, спрямованих на забезпечення гасіння пожеж або сприяння гасіння. Будівля обладнана системою протипожежного захисту із встановленням датчиків у кожній квартирі. Будівля обладнується системами димовидалення та підпору повітря, що запобігають перетіканню диму поверхами, передбачена шахта димовидалення. Передбачено транспортування пожежних підрозділів за допомогою спеціалізованих ліфтів для пожежників

Усі заходи протипожежного захисту задовольняють вимогам чинних нормативних документів та дозволять звести до мінімуму ймовірність виникнення надзвичайних ситуацій та їх можливі наслідки.

## ВИСНОВОК

У цій випускній кваліфікаційній роботі розроблено проект центру ділової активності в Одесі із дослідженням напружено-деформівного стану каркасу.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** розроблено основні об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** виконано:

- розробку та аналіз результатів розрахунку розрахункової схеми у програмних комплексах SCAD;
- перевірку результатів розрахунку та конструювання несучих металевих конструкцій,
- конструювання основних вузлових з'єднань.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель металевого каркасу висотної будівлі. Досліджено напружено-деформівний стан та розподіл деформацій від дії експлуатаційних навантажень. Визначено найбільш критичне сполученні навантажень, при якому виникають найбільші внутрішні зусилля та деформації

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт. Розроблено заходи по захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

**БІБЛІОГРАФІЯ**

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2019 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2018.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2020.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
10. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

11. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)
12. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // *Вісник Тернопільського державного технічного університету*. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.
13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering*. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.
14. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // *ЛОГОС. Мистецтво наукової думки*, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).
15. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
16. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. *Scientific journal of the Ternopil national technical university*. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13
17. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // *Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020)*. – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.
18. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // *Наукові нотатки*. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.



19. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
20. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
21. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
22. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
23. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
24. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
25. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
26. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
27. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
28. Mykhailo Hud, Simulation of the stress-strain state of a cylindrical tank under the action of forced oscillations, Procedia Structural Integrity, Volume 36,2022,Pages 79-86,ISSN 2452-3216,<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.006>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000063>)
29. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.
30. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. *Procedia Structural Integrity*, 36, 87-91.