

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

До захисту  
Допускається  
Завідувач кафедри  
Будівельних конструкцій  
\_\_\_\_\_ /Л.А.Циганенко/  
підпис  
« \_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2023 р.

## **КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

за другим рівнем вищої освіти

На тему: « Розширення виробничої будівлі фермерського господарства  
в м. Ніжин »

Виконав (ла)

\_\_\_\_\_

(підпис)

Горощенко Ю.В.

\_\_\_\_\_

(Прізвище, ініціали)

Група

ПЦБ 2204м

Керівник

\_\_\_\_\_

(підпис)

к.т.н., Луцьковський В.М.

\_\_\_\_\_

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

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

## ЗАВДАННЯ

### НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Горошенко Юрія Володимировича

**1. Тема роботи** Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин

*Затверджено наказом по університету №175-н від "26" січня 2023 р.*

*Строк здачі студентом закінченої роботи: "23" листопада 2023 р*

**2. Вихідні дані до роботи:**

Архітектурна частина робочого проекту будівлі

---

---

---

---

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

Розділ 1. Загальна характеристика роботи

Розділ 2. Дослідження напружено-деформованого стану та конструктивні розрахунки

---

---

---

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

*Лист 1.* Фасад 3-11 (після реконструкції), Фасад 11-3 (після реконструкції),  
Фасад А-Ж (після реконструкції), Фасад Ж-А (після реконструкції), Експлікація  
будівель та споруд, ТЕП генплану.

*Лист 2.* План на відм. 0,000, Експлікація приміщень, Вузол 2, Розріз 1-1  
(існуючий), Розріз 2-2 (існуючий), Фрагмент плану на відм. +2,700.

*Лист 3.* Розріз 2-2 (після реконструкції), Розріз 1-1 (після реконструкції), Вузол 5,  
6, 4, 1, 3.

*Лист 4.* Схема розташування колон на відм. 0.000. Геометричні характеристики  
перерізу до/після підсилення. Колона К1. Розрізи 1-1...5-5.

*Лист 5.* Схема колон до реконструкції. Схема колон після реконструкції.

*Лист 6.* Схема колон після реконструкції та підсилення.

*Лист 7.* Гістограма зусиль N, до, після реконструкції, після реконструкції та  
підсилення. Гістограма зусиль Mu до, після реконструкції, після реконструкції  
та підсилення. Гістограма зусиль Qz до, після реконструкції, після реконструкції  
та підсилення.

**Керівник:**

\_\_\_\_\_  
(підпис)

к.т.н., Луцьковський В.М.

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

**Консультант**

\_\_\_\_\_  
(підпис)

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

**Завдання прийняв до виконання:**

**Здобувач:**

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Горощенко Ю.В.

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

## АНОТАЦІЯ

**Горощенко Юрій Володимирович. Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.**

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

**В основній частині** наведено опис архітектурно-конструктивних рішень будівлі, включаючи матеріали та конструкції, які були використані при будівництві. Предметом дослідження є металеві колони каркасу, які були збільшені по висоті. У дослідження проведено аналізу напружень та деформацій у конструкціях, включаючи розрахунки, моделювання та підсилення.

**Результати досліджень** підкреслюють важливість аналізу та перевірки міцності існуючих конструкцій при зміні висоти будівлі. Розроблені рекомендації спрямовані на забезпечення надійності та стабільності будівельної конструкції у подібних ситуаціях.

**Аналіз публікацій та досліджень** встановив, що у існуючі перерізи колон каркасу не мають достатньої несучої спроможності по критерію стійкості елемента з площини дії моменту при позацентровому стиску, головним чином через збільшенні її гнучкості при збільшенні висоти колони. Для збільшення несучої здатності прийнято збільшити площу поперечного перерізу елемента шляхом кріплення двох кутиків до внутрішніх граней полук та стінки колони з двотавру

У **висновках** вказано, що після перевірочних розрахунків існуючі колони не мають достатньої несучої спроможності. Для підвищення несучої здатності колони було збільшено її площу поперечного перерізу. Це було досягнуто шляхом приварювання двох кутиків L63x5 до внутрішніх граней полук і стінки колони.

**Ключові слова:** конструкції каркасу, колони, збільшення висоти, дослідження.

### **Список публікацій**

Результати дослідження опубліковано в матеріалах науково-практичної студентської конференції. // Горощенко Ю.В., Резніченко Є.А., Луцьковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ КОЛОН КАРКАСУ ПРИ ЗБІЛЬШЕННІ ВИСОТИ БУДІВЛІ // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

В **додатках** наведено: розрахунок снігового та вітрового навантажень.

### **Структура роботи**

Робота складається з основного тексту на 67 сторінках, у тому числі 12 таблиць, 40 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 2 розділи, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 12 використаних джерел, 3 додатків на 18 сторінках. Графічна частина складається з 4 аркушів креслень та 3 плакатів.

## ЗМІСТ

1. Загальна характеристика роботи.....	7
1.1. Актуальність теми .....	7
1.2. Мета і завдання дослідження.....	7
1.3. Об'єкт дослідження.....	7
1.4. Предмет дослідження .....	7
1.5. Методи дослідження.....	8
1.6. Практичне значення одержаних результатів .....	8
1.7. Апробація та публікація роботи.....	8
2. Дослідження напружено деформованого стану та конструктивні розрахунки .....	9
2.1. Коротка характеристика будівлі та предмету дослідження .....	9
2.1.1. Генеральний план .....	9
2.1.2. Об'ємно-планувальне рішення .....	10
2.1.3. Архітектурно-конструктивні рішення .....	11
2.1.3.1. Фундаменти.....	11
2.1.3.2. Колони .....	12
2.1.3.3. Вертикальні зв'язки каркасу .....	12
2.1.3.4. Фахверкові стійки.....	12
2.1.3.5. Кроквяні конструкції.....	13
2.1.3.6. Зовнішні огорожуючі конструкції .....	13
2.1.3.7. Сходи .....	14
2.1.3.8. Ворота, двері, вікна .....	14
2.1.3.9. Покрівля.....	15
2.1.3.10. Підлоги .....	15
2.2. Опис предмету дослідження.....	16
2.3. Методика дослідження.....	23
2.4. Результати дослідження.....	45
2.5. Висновок .....	47
Додаток А. Розрахунок снігового навантаження .....	49
Додаток Б. Розрахунок вітрового навантаження .....	55
Додаток В. Безпека праці при проведенні робіт .....	61
Список використаної літератури	

## **1. Загальна характеристика роботи**

### **1.1. Актуальність теми**

Розширення виробництва та оновлення обладнання є важливими факторами успіху бізнесу. Будівництво нових будівель є дорогим і тривалим процесом, який вимагає покупки або оренди земельної ділянки, отримання дозволів та вкладання коштів у несучі конструкції.

Для розширення виробництва та підвищення ефективності підприємство планує збільшити висоту цеху, не будуючи нову будівлю.

В дослідженні пропонується визначити вплив реконструкції на колони каркасу.

### **1.2. Мета і завдання дослідження**

Метою та завданням є перевірка вертикальних несучих конструкцій каркасу через збільшення довжини та збільшення горизонтального навантаження, отримання результатів розрахунку вертикальних конструкцій, виконання заходів щодо забезпечення несучої здатності. В результаті виконання цього завдання очікується забезпечення надійності та безпеки вертикальних несучих елементів.

### **1.3. Об'єкт дослідження**

Об'єктом дослідження в даній магістерській роботі є напружено-деформований стан вертикальних несучих конструкцій каркасу внаслідок збільшення висоти існуючого поверху виробничої будівлі. Дослідження спрямоване на розуміння впливу цього збільшення на міцність та стійкість конструкцій, що несуть вертикальне навантаження

### **1.4. Предмет дослідження**

Головним об'єктом цього дослідження є металеві вертикальні несучі елементи каркасу, котрі були збільшені по висоті. Цей процес, в свою чергу, призвів до збільшення горизонтального навантаження, що прикладається до

цих елементів. Наша мета – вивчення впливу збільшення довжини на стійкість та міцність несучих елементів при дії навантажень.

### **1.5. Методи дослідження**

У даній роботі було використано такі методи дослідження як емпіричний та теоретичний на основі яких проведено аналіз НДС вертикальних конструкцій каркасу, виконання перевірки колон на можливість їх роботи в нових умовах експлуатації.

Було використано, для дослідження, програмний комплекс SKAD Office 23.

### **1.6. Практичне значення одержаних результатів**

Результати дослідження спрямовані на перевірку несучої спроможності існуючого перерізу колон при збільшенні їхньої довжини. У разі недостатньої несучої спроможності розробити підсилення. Такі дії спрямовані на забезпечення несучої здатності вертикальних конструкцій та нормальної експлуатації будівлі в цілому, при виконанні модернізації виробничих процесів.

### **1.7. Апробація та публікація роботи**

Результати дослідження опубліковано в матеріалах науково-практичної студентської конференції. // Горощенко Ю.В., Резніченко Є.А., Луцьковський В.М. ДОСЛІДЖЕННЯ КОЛОН КАРКАСУ ПРИ ЗБІЛЬШЕННІ ВИСОТИ БУДІВЛІ // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

## 2. Дослідження напружено деформованого стану та конструктивні розрахунки

### 2.1. Коротка характеристика будівлі та предмету дослідження

#### 2.1.1. Генеральний план

Генеральний план розроблений відповідно до [1].

Виробнича будівля знаходиться на території існуючого підприємства. Для пересування по території передбачено дороги та тротуари. Основними елементами озеленення є листяні та хвойні дерева, чагарники, газони.



Місце розташування об'єкту:

м. Ніжин, Чернігівська область

Рис. 2.1.1.1. Схема розташування об'єкту

Відомості про об'єкт відповідно до [2]:

Клас відповідальності – СС2.

Ступінь вогнестійкості – Ша

Характеристика району розміщення об'єкту розроблені відповідно до [3,4]:

1. Характеристичне значення ваги снігового покриття - 1690 Па;
2. Характеристичне значення вітрового напору - 370 Па;
3. Нормативна глибина промерзання - 1,2 м.

### 2.1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Виробнича будівля фермерського господарства є одноповерховою, однопрогінною, з сталевим каркасом. Вона має форму прямокутника в плані, з розмірами в осях 36х24 м, що відповідає площі 864 кв.м. Крок колон становить 6 м, що забезпечує оптимальну ширину прольоту для розміщення обладнання та транспортних засобів.

Висота будівлі до нижнього поясу ферми становить 8,4 м, що дозволяє розмістити обладнання висотою до 6 м. Висота до гребеня становить 12,78 м, що забезпечує достатню природну освітленість будівлі.

Для доступу до будівлі персоналу є чотири одноствулкові двері розмірами 2,1х1,0 м, що забезпечує зручне переміщення людей. Для установки обладнання та доступу до будівлі передбачені двоє ролетних воріт з розміром пройому 4,5х4,5 м. Евакуаційні виходи розташовані з кожного боку будівлі, що відповідає вимогам безпеки.

Водопостачання забезпечується з місцевої існуючої водопровідної мережі. Водопровідна система забезпечує подачу води для господарських потреб та для пожежогасіння. Це забезпечує надійне та безперебійне водопостачання будівлі. Для протипожежних цілей використовується існуюча система протипожежних гідрантів, розташованих по периметру ділянки. Це дозволяє швидко та ефективно локалізувати пожежу.

Каналізація виробнича, підключена до існуючої зовнішньої мережі. Це забезпечує екологічно безпечну утилізацію стічних вод.

Опалення - повітряне, електричне. Це дозволяє регулювати температуру в будівлі відповідно до потреб.

Вентиляція – припливно-витяжка з механічним спонуканням. Це забезпечує ефективне видалення шкідливих газів і пилу з будівлі.

Електропостачання - основне від центральної трансформаторної підстанції. Це забезпечує надійний та безперебійне електропостачання будівлі.

### **2.1.3. Архітектурно-конструктивні рішення**

Каркасно-рамна будівля складається з каркаса, який забезпечує її просторову жорсткість. Каркас складається з вертикальних і горизонтальних елементів, які працюють разом, щоб протистояти горизонтальним і вертикальним навантаженням. Просторова жорсткість забезпечується роботою самого каркаса, включаючи рами, які призначені для прийняття та передачі як горизонтальних, так і вертикальних навантажень.

Фундаменти під колони каркасу – монолітні залізобетонні стовпчастого типу.

Фундаменти під фахверкові колони – монолітні залізобетонні стовпчастого типу.

Колони – прокатні двотаври з паралельними полицями 30Ш1.

Зв'язки – гарячекатані кутики.

Фахверкові стійки – із прокатного металевий квадратного профілю 160x5.

Зовнішні огорожуючі конструкції виконані із сандвіч-панелей з утеплювачем із мінераловатних плит.

Сходи – металеві із прокатних профілів, шириною 1,0 м.

Кроквяні конструкції – металеві ферми індивідуального виготовлення.

Покрівля – покрівельні сандвіч панелі.

Вікна – гнуті сталеві профілі, із двокамерним склінням.

Двері зовнішні – металеві, протипожежні.

Ворота – ролетні підйомні

Підлоги – залізобетонні монолітні.

#### **2.1.3.1. Фундаменти**

Фундаменти під колони основного каркаса будівлі ФМ-1 – монолітні залізобетонні, стовпчастого типу. Подошва висотою 400 мм. Основа подошви має розміри 1,2x1,8 м, підколонник – 0,6x0,9 м. Під фундаменти виконано бетонну підготовку висотою 100 мм. Низ подошви фундаментів на позначці -1,45 м., обріз фундаментів на позначці -0,175 м.

Фундаменти під фахверкові колони ФМ-2 монолітні залізобетонні, стовпчастого типу. Основа підшви з розмірами 1,2x1,8 м., підколонник 0,4x0,7 м., бетонна підготовка висотою 100 мм. Низ підшви фундаментів на позначці – 1,45 м., обріз фундаментів на позначці – 0,175 м.

### **2.1.3.2. Колони**

Колони каркасу встановлені з кроком 6 м, прив'язка колон – нульова. Колони прийняті постійного перерізу по висоті, за [5]. Перерізи колон виконані з широкополочних двотаврів із паралельними гранями полиць 30Ш1, виконані із сталі С245. Відмітка верху фундаменту для встановлення колон прийнята –0,175 м. Поверхні металоконструкцій заґрунтовані в один шар ґрунтовкою ГФ-021 і захищені від корозії двома шарами емалі ПФ-115.

### **2.1.3.3. Вертикальні зв'язки каркасу**

По осі А та Ж в осях 7-8 для забезпечення жорсткості і незмінності каркасу будівлі в поздовжньому напрямку від дії поздовжнього вітрового навантаження встановлені вертикальні зв'язки. Вертикальні зв'язки виконані у вигляді хрестової системи ґраток. Елементи хрестової ґратки працюють на розтяг при будь-якому напрямку сил. Елементи вертикальних зв'язків виконані із спарених прокатних гарячекатаних кутиків  $\angle 100 \times 8$ .

Кутики прийняті по [7].

### **2.1.3.4. Фахверкові стійки**

Фахверкові стійки прийняті по [6].

Фахверкові стійки – це вертикальні елементи каркасу, які встановлюються з бокової частини корпусу будівлі. Вони служать для кріплення стінових панелей і забезпечення просторової жорсткості будівлі. Фахверкові стійки виготовлені з профільованої труби квадратного перерізу розміром 160x160x5 мм. Цей переріз забезпечує достатню міцність і жорсткість стійок. Для захисту від корозії стійки оброблені лакофарбовим покриттям, яке також надає їм естетичний вигляд.

### **2.1.3.5. Кроквяні конструкції**

Кроквяні ферми даху будівлі мають ширину прольоту 24 метри. Вони виготовлені з сталі і мають трикутну форму. Ферми опираються на колони шарнірно. Елементи ферм виконані з парних кутиків. Висота ферми в приопорній частині становить 450 мм, а в коньковій - 3860 мм. Передача на колони або зв'язки по колонах вітрових навантажень зі стійок торцевого фахверка, прийнятого за [6], передбачена через горизонтальні хрестові зв'язки, розташовані по нижніх поясах кроквяних ферм. Верхні пояси ферм також розкріплені зв'язками по периметру будівлі на додачу до прогонів із гарячекатаних швелерів, що передають навантаження від покрівельних панелей.

Верхній пояс виконаний із спарених кутиків  $\angle 90 \times 6$ , нижній пояс – спарені  $\angle 75 \times 6$ , опорні розкоси – із спарених кутиків  $\angle 75 \times 5$ , елементи решітки виконані спарених кутиків  $\angle 50 \times 5$ .

Кутики прийняті по [7].

Відмітка низу конструкцій дорівнює +8,4 м.

По верхнім та нижнім поясам ферм влаштовані в'язі та розпорки.

### **2.1.3.6. Зовнішні огорожуючі конструкції**

Огороджувальні конструкції покриття будівлі виготовлені із збірних панелей типу "Сендвіч". Ці панелі мають стандартну ширину 1 метр і різну довжину, товщину 100 мм. Кріплення панелей здійснюється до стінових прогонів, виготовлених із гарячекатаного швелера №14, згідно [8]. за допомогою самонарізних гвинтів. Місця з'єднання панелей і стінових прогонів ущільнюються спеціальною ущільнюючою стрічкою.

Зовнішній шар сендвіч-панелей покритий полімерним покриттям, що забезпечує довговічність і захист від атмосферних умов. У внутрішньому шарі панелей розташований утеплювач з мінераловатних плит, що підвищує теплоізоляцію будівлі.

Для встановлення віконних та дверних блоків, а також воріт, у панелях робляться обрамлення прорізів.

#### **2.1.3.7. Сходи**

Для зручного доступу до приміщень в осях 4-5/В-Г, які розташовані на висоті +2,7 метра, встановлені металеві сходи. Косоури сходів виготовлені з гарячекатаних швелерів №16. Сходинок виконані із кутиків L50x5 та просічно-витяжної сталі, що додає додаткову міцність.

З метою забезпечення безпечного пересування на майданчику передбачено огороження, яке виготовлене за індивідуальним замовленням та відповідає функціональним вимогам.

Для входу в будівлю по периметру розташовані ганки.

#### **2.1.3.8. Ворота, двері, вікна**

По периметру будівлі розташовані глухі металеві двері, які виготовлені під індивідуальне замовлення з метою відповідності всім необхідним вимогам безпеки.

Важливим елементом є наявність підйомних ролетних воріт, розташованих по осі А від 9-го до 10-го вузла та по осі Ж від 3-го до 5-го вузла. Ці ворота також є результатом індивідуального замовлення, що враховує специфічні потреби та вимоги.

У місцях прилягання коробок дверей та воріт до конструкцій зовнішніх стін використовуються спінені синтетичні матеріали, для створення надійного ущільнення та ефективного заповнення проміжків. Усі двері та ворота комплектуються ущільнювальними прокладками, виготовленими з морозостійких матеріалів, для забезпечення максимальної герметизації. Глухі частини конструкцій додатково утеплені теплоізоляційними матеріалами, що забезпечує додаткову теплоізоляцію та комфорт усередині будівлі.

Віконні прорізи обладнані за допомогою гнутих сталевих профілів, в які вбудовані склопакети з подвійним склінням, забезпечуючи ефективну

теплоізоляцію та звукоізоляцію. Віконні блоки виготовлені відповідно до серії [9]. У вікнах реалізовано два типи конструкцій – глухі вікна та вікна зі створками, відкриваються. Глухі вікна служать як непроникна захисна конструкція, тоді як вікна зі створками можуть використовуватися для ефективної вентиляції, адже вони повністю відкриваються, забезпечуючи свіжий повітря та комфорт усередині приміщення.

#### **2.1.3.9. Покрівля**

Покрівля виконані відповідно [10].

Форма покрівлі виконана двосхилою, не експлуатована.

Покрівля цеху виконана з високоякісних покрівельних сандвіч-панелей. Ці панелі мають композитну конструкцію. Зовнішній шар виконується з металу, який захищає дах від атмосферних опадів і сонячного випромінювання. Внутрішній шар виконується з теплоізоляційного матеріалу, який забезпечує збереження тепла в приміщенні

Покрівельні сандвіч-панелі мають високий рівень теплоізоляції і забезпечують ефективний захист від атмосферних умов. Вони встановлені з мінімальними зазорами, що допомагає уникнути протікань та забезпечити герметичність покрівлі.

Для відведення атмосферних опадів з даху виконана неорганізована водостічна система. Ухил покрівлі становить 10,5%.

#### **2.1.3.10. Підлоги**

Підлоги виконані відповідно [11].

Підлоги в будівлі виготовлені з монолітного залізобетону товщиною 200 мм. Бетонного покриття укладено на підстилаючий шар, що складається з піщано-гравійної суміші розподіленої на ущільненому ґрунті.

З метою зменшення запилення та поліпшення естетичного вигляду підлоги, на поверхню застосовано епоксидні склади стійкого світло-сірого кольору. Це не лише сприяє зниженню видимості пилу, але і надає підлозі додатковий захисний шар, що підвищує її тривалість та зручність обслуговування.

## 2.2. Опис предмету дослідження

Колони – це стержневі конструкції, що сприймають поздовжні (вертикальні) зусилля і передають їх на фундамент або на нижчерозміщені конструкції.

Такі елементи застосовуються:

- а) для підтримки міжповерхових перекриттів або покрить будинків;
- б) у робочих майданчиках (балочних клітках);
- в) в естакадах, трубопроводах, шляхопроводах;
- г) в якості стиснути елементів ферм (мостів) або рам;
- д) в якості стиснутих елементів вантових систем тощо

Колона складається з трьох частин: бази, стержня і оголовка.

Металеві колони як правило виконують із сталі. Алюмінієві сплави в стиснутих конструкціях працюють погано (велика деформативність при відносно малому модулі пружності  $E$ ). Колони з чавунних труб нині не вживаються. Як з'єднання елементів в основному застосовують зварювання і болтові з'єднання.

Сталеві колони класифікують за наступними ознаками:

- за типом навантаження – центральне і позацентрове стиснуті;
- за конструктивною формою силуету – постійного перерізу, змінного перерізу, ступінчасті;
- за типом перерізу – суцільні і наскрізні.

Наскрізні колони за типом сполучних ґраток – без розкісні ґрати, ґратчасті, перфоровані. Як правило колони є елементом каркаса промислової будівлі, утворюючи разом з елементами покриття (наприклад кроквяною фермою) поперечну раму.

Суцільні колони застосовуються обмежено, оскільки при кранах невеликої вантажопідйомності більш економічне по витраті металу використання збірних залізобетонних колон. У одноповерхових промислових будівлях в основному застосовують ступінчастий тип колон: верхня підкранова частина має зварний двотавровий переріз, а нижня частина виконується наскрізною з двох гілок,

сполучених ґратами з кутиків. Гілки наскрізної частини колони проєктуються із зварних складених перерізів.

Для колон, що працюють в агресивному середовищі, ґрати в нижній частині замінюються суцільною стінкою з листа, укріпленого ребрами жорсткості. Колони суцільного перерізу найчастіше використовуються у випадку центрального стиснення. Випадок центрально стиснутих колон може мати місце в одноповерхових і багатоповерхових промислових і цивільних будівлях, коли горизонтальні зусилля сприймаються системою вертикальних зв'язків.

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів, ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні двотаври не вигідні, тому що мала ширина перерізу спричиняє їх низьку стійкість у площині, паралельній полицям. При великих навантаженнях (понад 5000 кН) доцільні складені суцільні перерізи. З прокатних профілів, з'єднаних між собою звареннями можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи. При підвищеній агресивності середовища внутрішній об'єм колон з замкнутим перерізом треба герметизувати, що простіше виконати колонах з труб, але приєднання до них інших конструкцій більш складне. При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах (колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні перерізи, зварені з окремих листів. Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів.

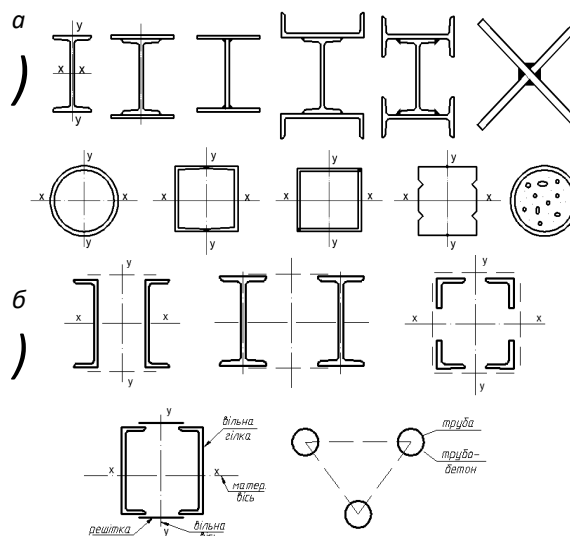


Рис. 2.2.1. Найпоширеніші типи перерізів колон:  
а – суцільного перерізу колони, б – наскрізного перерізу колони.

При проектуванні суцільної колони виконують наступні розрахунки:

- перевірка загальної стійкості стержня колони (для центрально-стиснутих колон);
- перевірка стійкості стержня колони в площині і з площини дії згинального моменту (для позацентрово-стиснутих колон);
- перевірка міцності колони за наявності у перерізі значних послаблень;
- перевірка місцевої стійкості стиснутих полиць двотаврових колон;
- перевірка місцевої стійкості стінки колони.

Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою планками, або решітками. Перерізи наскрізних колон можуть складатися з двох, трьох або чотирьох гілок. Порівняно с суцільними колонами вони вимагають більших витрат праці на виготовлення. Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується планками чи решіткою. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але більш складне у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Планки ставлять при відстані між осями гілок не більше 500...600 мм. При більших відстанях доцільно застосовувати ґрати з кутиків.

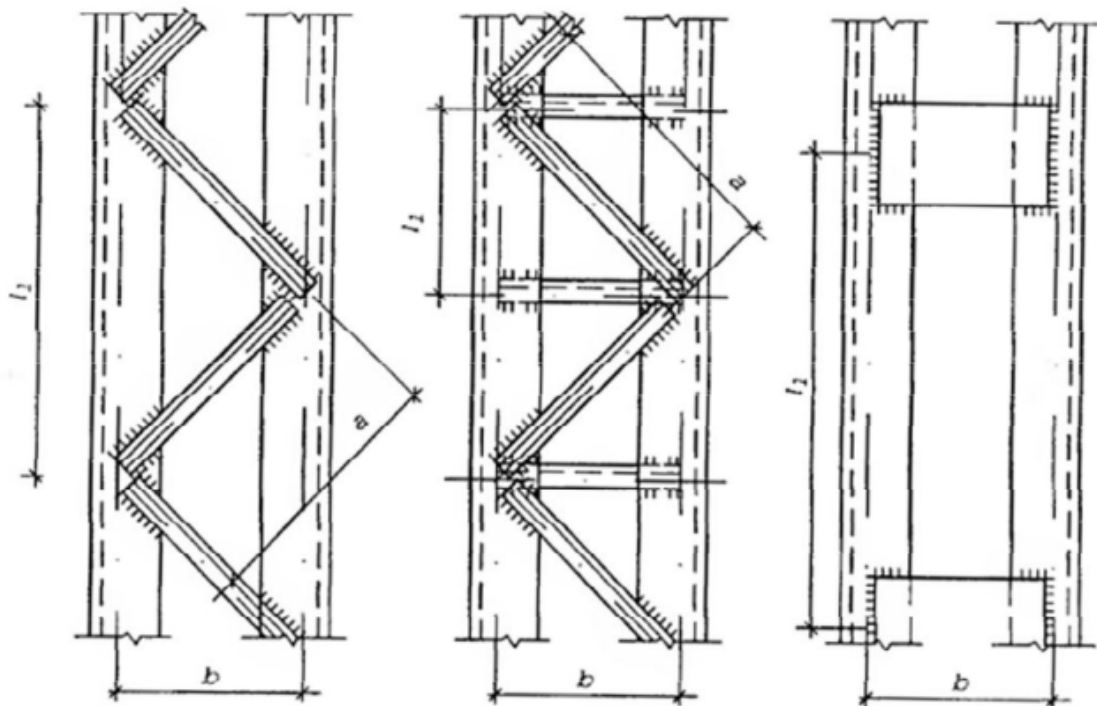


Рис. 2.2.2. Типи з'єднань гілок в наскрізних колонах

Для забезпечення стійкості окремої гілки треба, щоб її гнучкість не перевищувала гнучкості всього стержня. Розкоси ґраток і планки розраховують на поперечну силу або умовну поперечну силу (для центрального стиснення).

Відстань між гілками визначають, виходячи з умови рівної гнучкості стержня колони відносно обох осей.

Особливості проектування позацентрово-стиснутих колон

Колони суцільного перерізу

Для колон з невеликими зусиллями, а також у випадках, коли згинальні моменти діють в двох напрямках, приймають симетричні перерізи. При більших зусиллях з одностороннім моментом частіше проектують несиметричні перерізи. Стійкість стержня у площині дії моменту перевіряється за формулами як для позацентрово-стиснутого елемента з урахуванням приведеного ексцентриситету прикладення поздовжньої сили. Стійкість стержня колони з площини дії моменту вираховується як для центрально-стиснутого елемента. Полиці і стінка перерізу колони повинні перевірятися на місцеву стійкість.

Наскрізнi колони.

Наскрізна колона працює як ферма з паралельними поясами, де розрахункові зусилля  $N$  і  $M$  розкладаються між поясами, що спричиняє дію тільки осьових поздовжніх зусиль.

Оголовок колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикальних ребер (через них на стержні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій) та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з вертикальними ребрами забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладання зосереджених навантажень (рис. 2.2.3.).

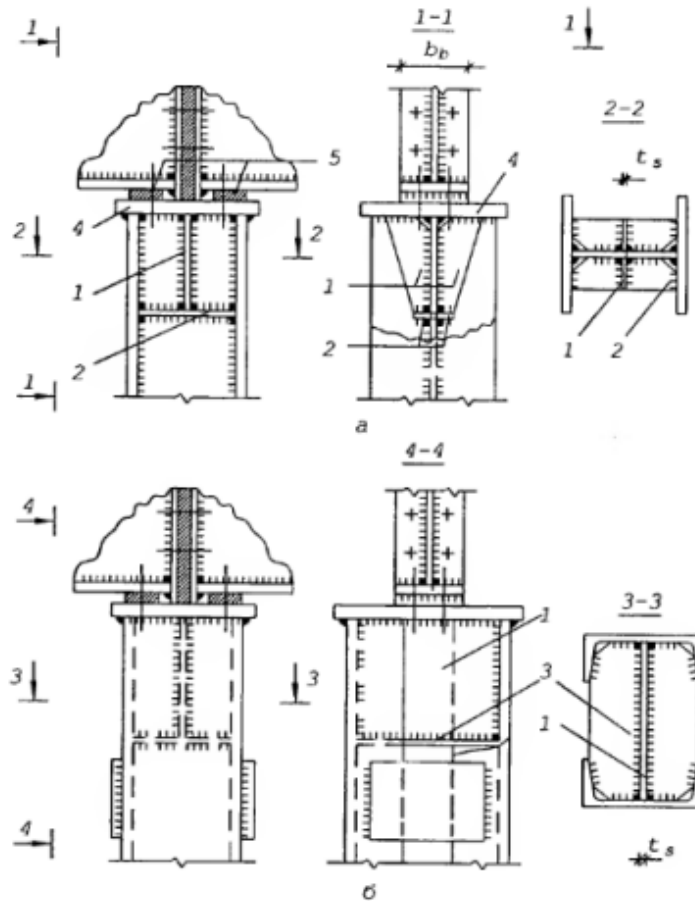


Рисунок 2.2.3. Найпоширеніші конструкції оголовків суцільної (а) та наскрізної (б) колон: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист; 5 – прокладка.

При розрахунках оголовка призначають його висоту з міркувань забезпечення жорсткості вузла, а також перевіряють міцність вертикальних ребер та зварних прикріплення їх до колони.

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рисунку 2.2.4. Найчастіше використовують бази з траверсами, де траверси служать додатковими елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

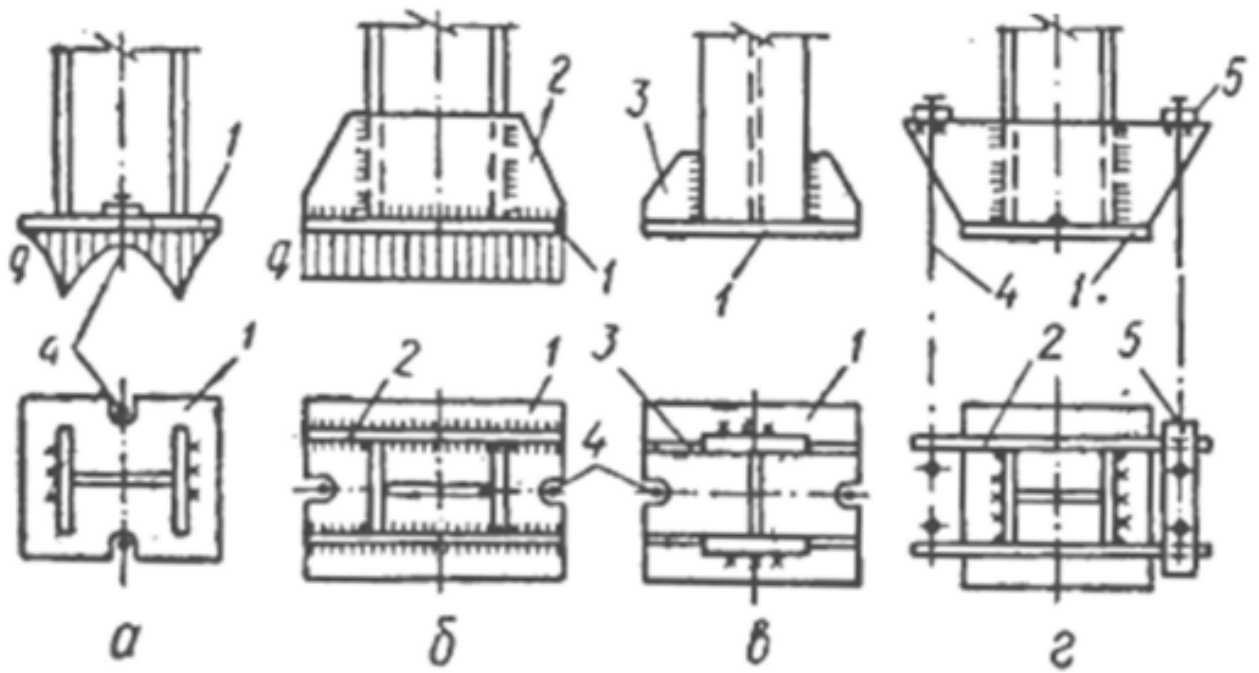


Рисунок 2.2.4. Типи баз колон: а, б, в – шарнірні; г – жорсткі;  
1 – опорна плита; 2 – траверса; 3 – ребро; 4 – анкерний болт; 5 – анкерна плита

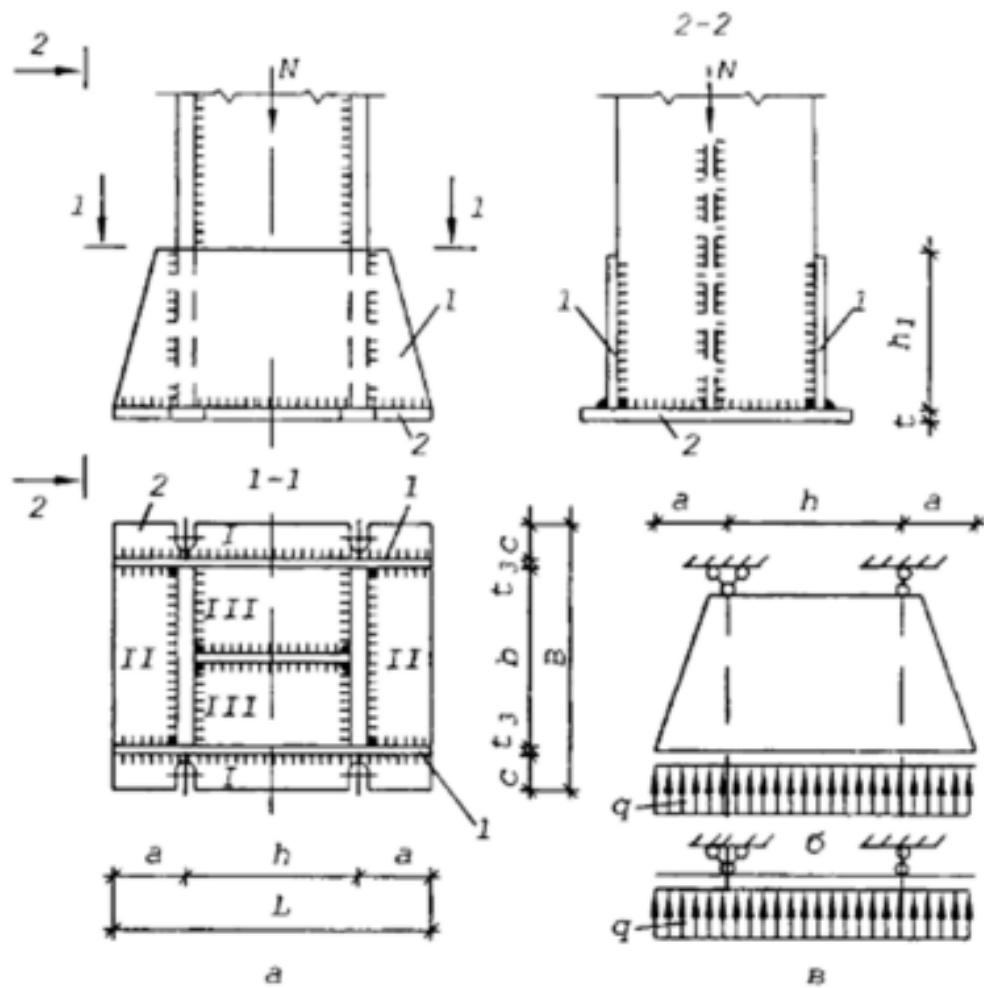


Рисунок 2.2.5. База суцільної колони: а – загальний вид; б – схема навантаження траверси; в – розрахункова схема траверси; 1 – траверса; 2 – опорна плита.

Розрахунки бази починають з підбора площі опорної плити за умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою. Визначив потрібну площу плити, встановлюють її ширину  $B$ , яка залежить від прийнятої конструкції бази і умов розміщення анкерних болтів, а потім довжину плити  $L$ .

Товщину плити визначають за умови її роботи на згин. Навантаженням на плиту є рівномірний тиск опору фундаменту, а її опорами – траверси і ребра бази, які виділяють з плити такі ділянки (рис. 2.2.5): I – консольна, яка защемлена у місці спирання на траверсу; II – защемлена з трьох сторін; III – защемлена по контуру. За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм.

Висоту траверси конструктивно приймають  $(0,5...0,7)h$ . При розрахунку траверси її розглядають як балку, сперту у місцях кріплення полиць стержня колони і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 2.22, в).

Завершують розрахунки бази обчисленням катетів швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту.

Бази колон можуть бути шарнірними або жорсткими.

Шарнірні бази мають більш просту конструкцію і кріплення анкерних болтів виконується безпосередньо за опорну плиту двома болтами. Жорсткі бази мають не менш ніж чотири анкерні болти, які кріпляться до траверс, що виключає поворот колони на опорі після затяжки болтів. Діаметр анкерних болтів в центрально-стиснутих колонах приймають конструктивно: для шарнірних баз 20...30 мм, для жорстких баз 24...36 мм. Для зручності монтажу й можливості деякого рихтування при встановленні анкерні болти заводять в провущини, ширина яких на 10...30 мм більш ніж діаметр болта, або пропускають між траверсами. Після цього на болти надіваються шайби товщиною 20...30 мм з отвором, на 3 мм більшим, ніж діаметр болта, або анкерні плити товщиною 30...40 мм, закручуються гайки, а шайби (плитки) приварюються монтажними швами до плити або траверсам.

### 2.3. Методика дослідження

Дослідження розпочинаємо із збору навантаження.

Збір навантажень від покрівлі на  $1\text{м}^2$

Табл. 2.3.1.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення $\text{кгс/м}^2$	$\gamma_f$	Граничне розрахункове значення $\text{кгс/м}^2$	Примітка
<i>Постійне</i>					
Покрівельна сандвіч-панель з утеплювачем із мінеральної вати $t=100\text{мм}$	19,85	19,85	1,2	23,82	
<b>Всього</b>		<b>19,85</b>		<b>23,82</b>	

Згідно [4] гранично-розрахункове значення ваги конструкцій визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням  $\gamma_{fm}$ , наведений у табл. 5.1.

Розрахунок снігового навантаження наведено в Додатку А.

Розрахунок вітрового навантаження наведено в Додатку Б.

Після збору навантаження, приступаємо до моделювання розрахункової схеми, моделювання розрахункової схеми виконуємо за допомогою кінцевих елементів:

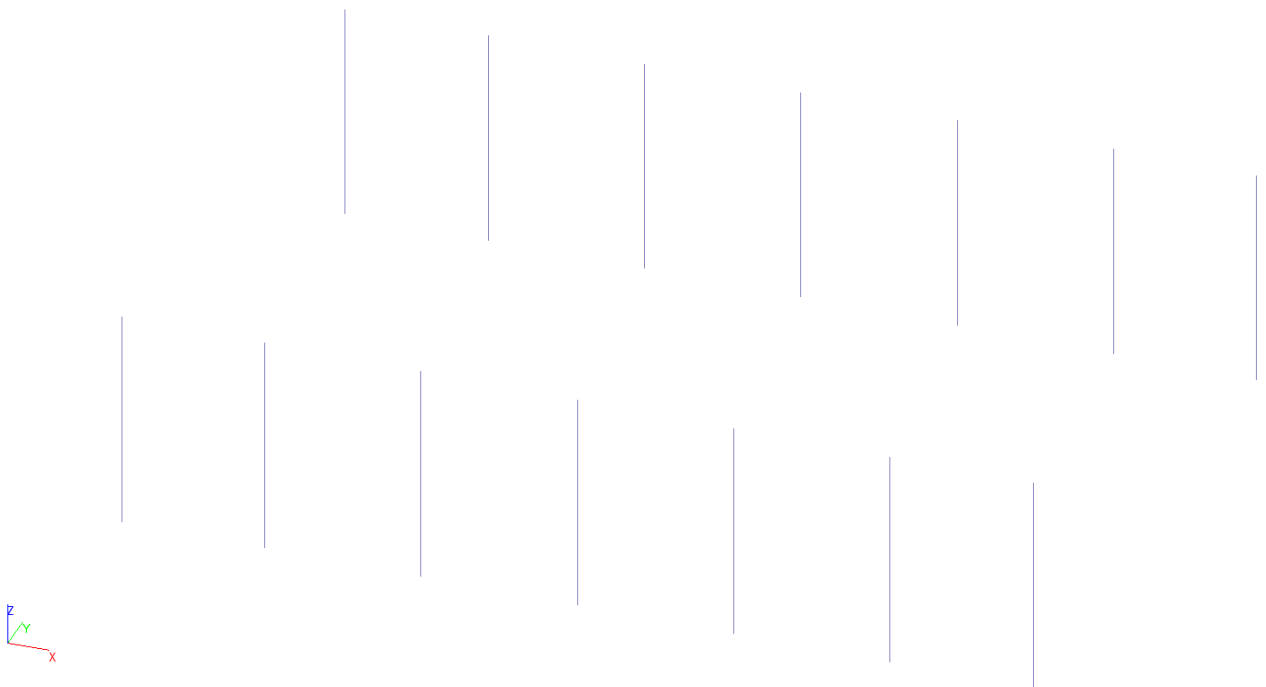


Рисунок 2.3.1. Створення колон каркасу

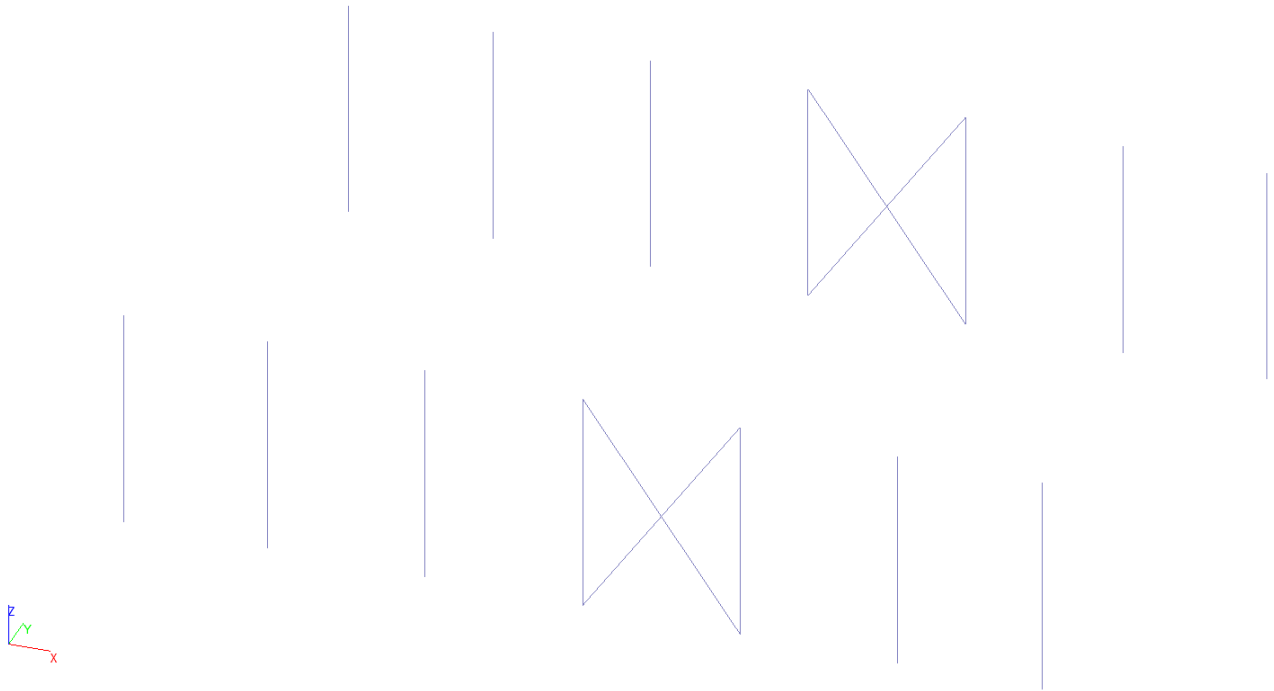


Рисунок 2.3.2. Створення хрестоподібних в'язей

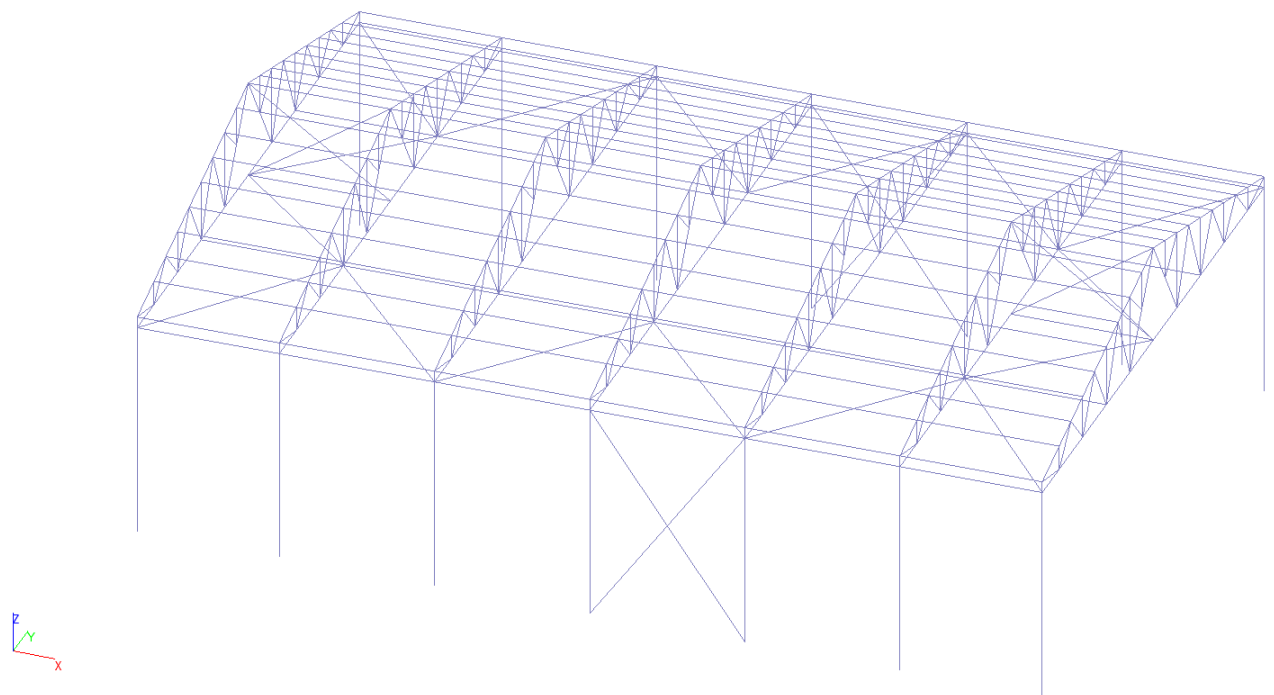


Рисунок 2.3.3. Створення покрівельних ферм, зв'язків по верхнім та нижнім поясам ферм та прогонів

Після моделювання стержнями та пластинами основних несучих конструкцій, для подальшого розрахунку, необхідно задати їм жорсткості:

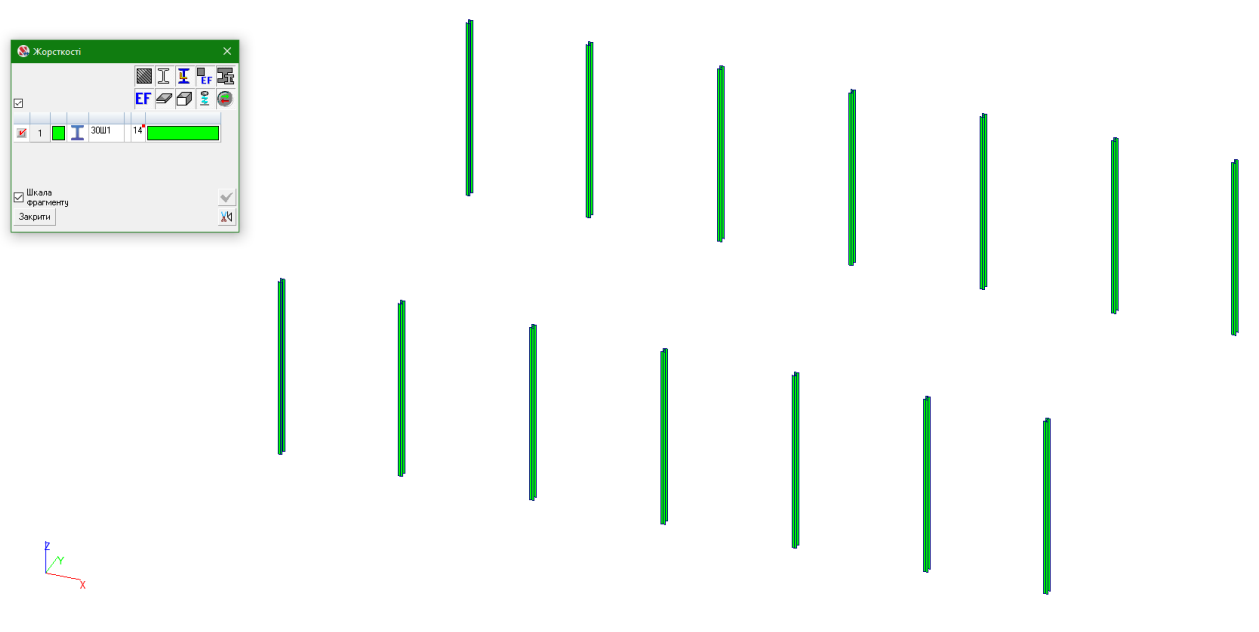


Рисунок 2.3.4. Задавання жорсткостей для колон каркасу

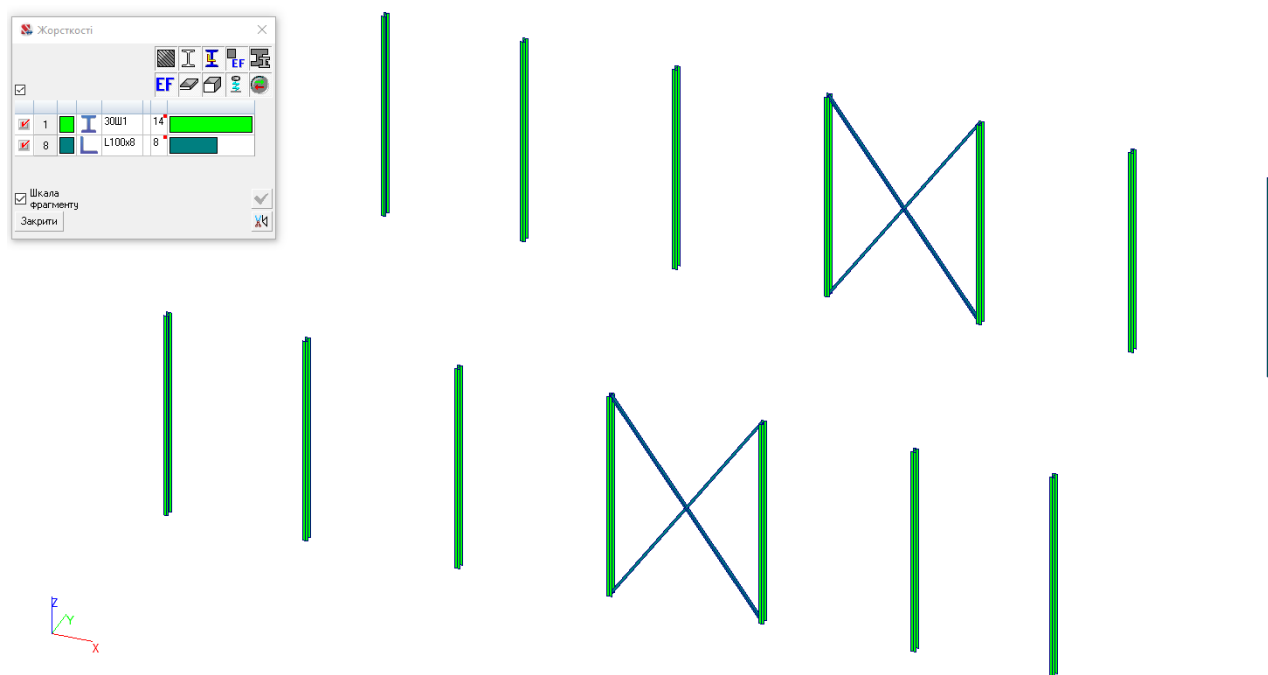


Рисунок 2.3.5. Задавання жорсткостей для хрестоподібних в'язей

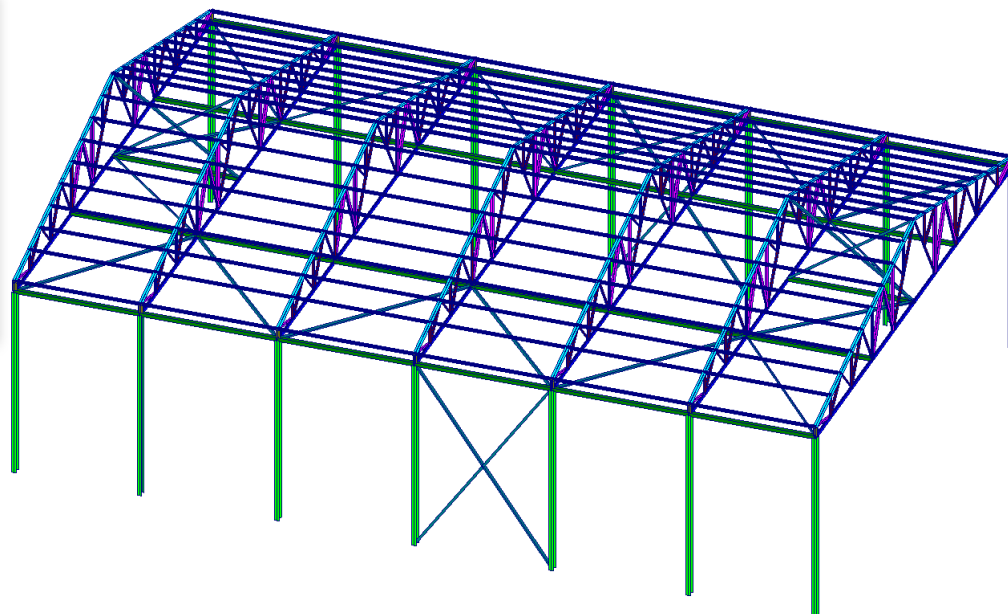
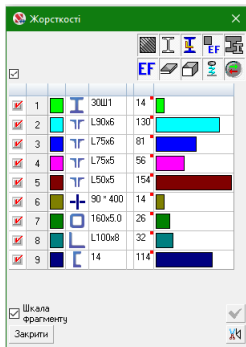


Рисунок 2.3.6. Задавання жорсткостей для покрівельних ферм, зв'язків по верхнім та нижнім поясам ферм та прогонів

Далі, потрібно задати навантаження які діють на конструкції:

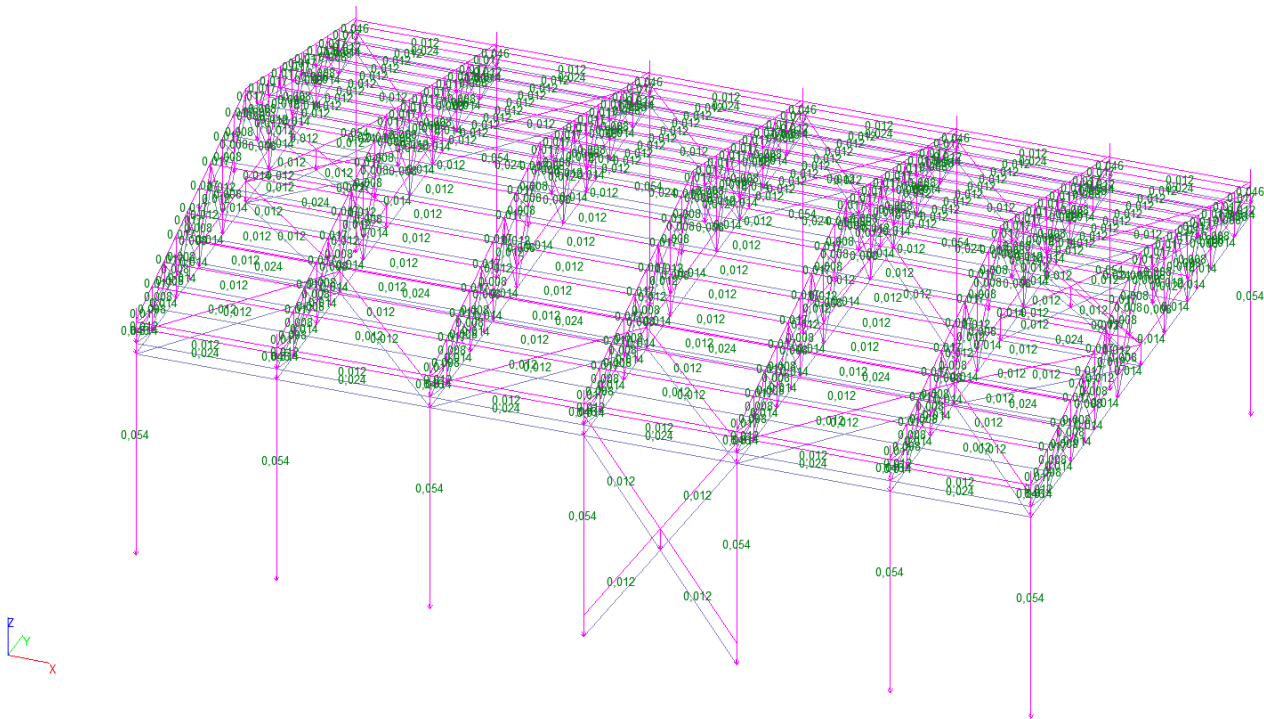


Рисунок 2.3.7. Задавання навантаження від власної ваги

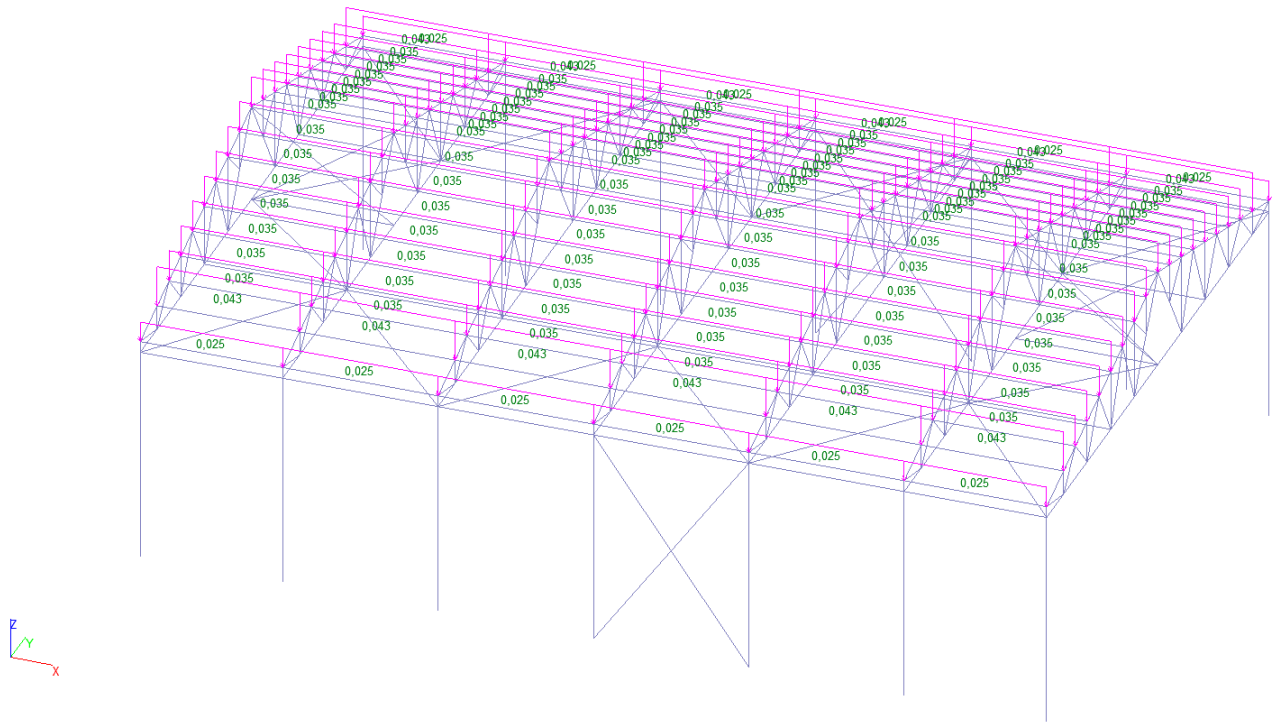


Рисунок 2.3.8. Задавання від ваги покрівлі

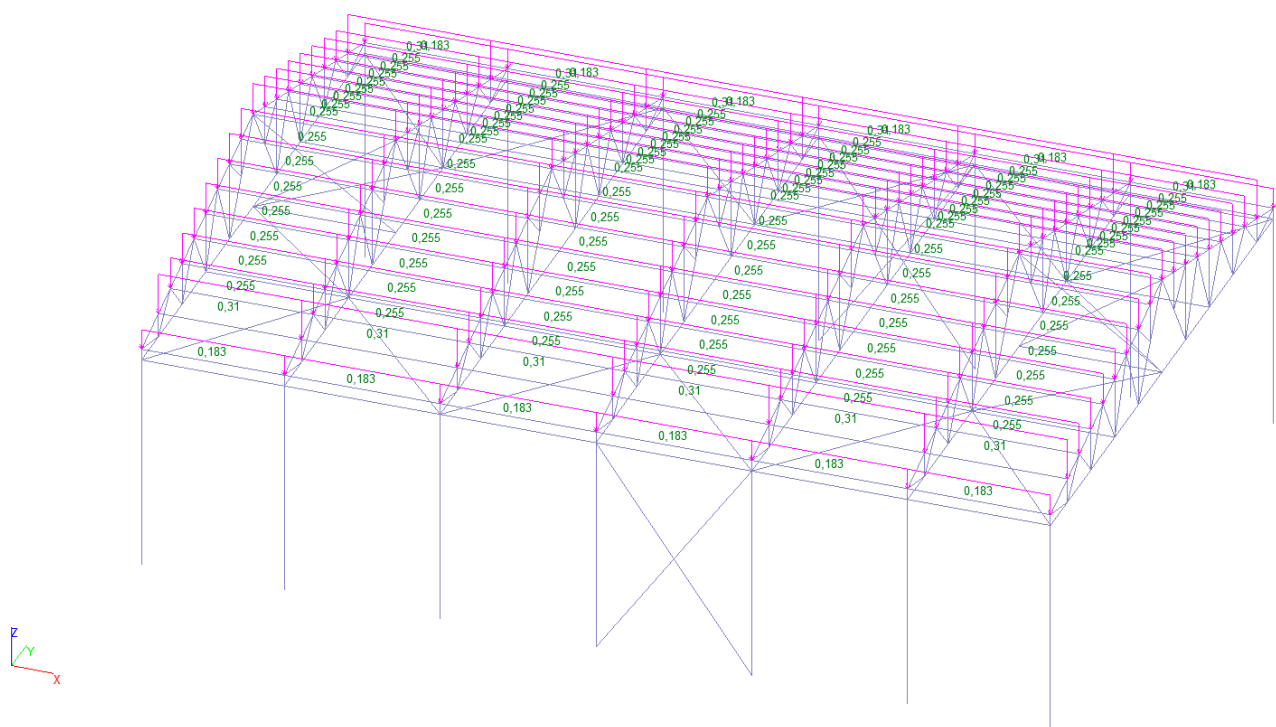


Рисунок 2.3.9. Задавання снігового навантаження

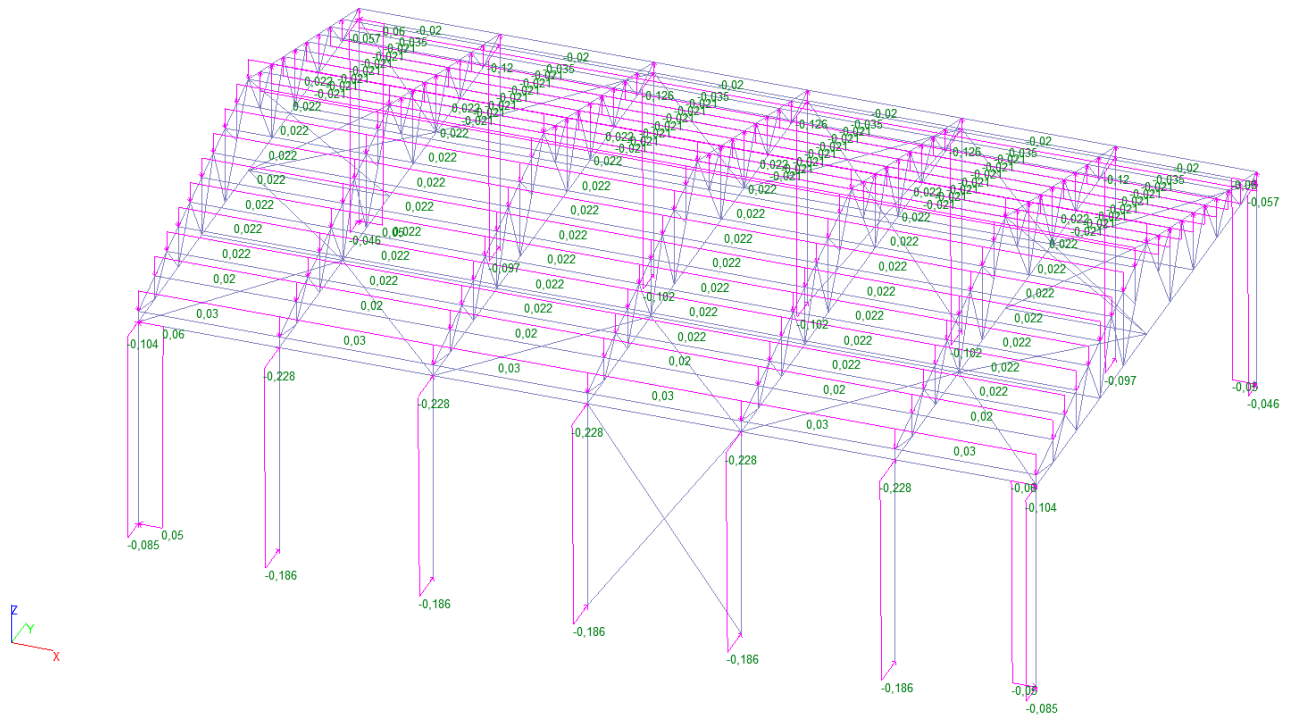


Рисунок 2.3.10. Задавання вітрового навантаження

Після створення розрахункової схеми та призначення жорсткостей елементам конструкцій виконуємо перевірку готовності схеми до розрахунку.

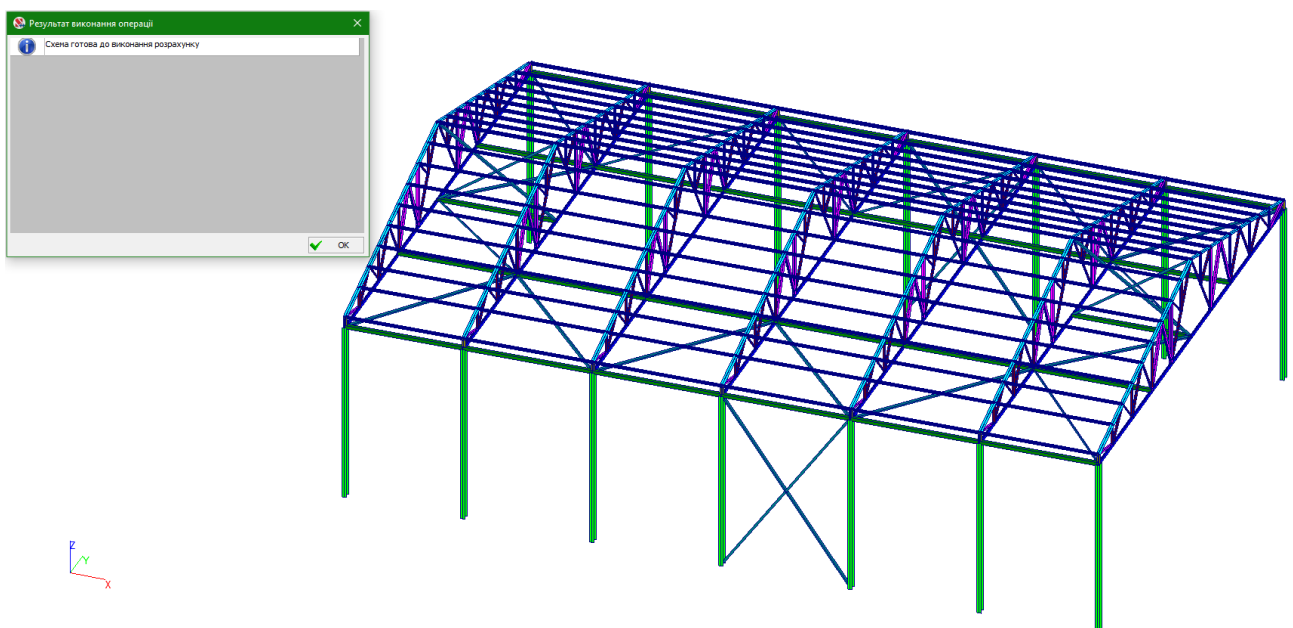


Рисунок 2.3.11. Перевірка схеми на готовність для розрахунку

Потім виконується розрахунок схеми

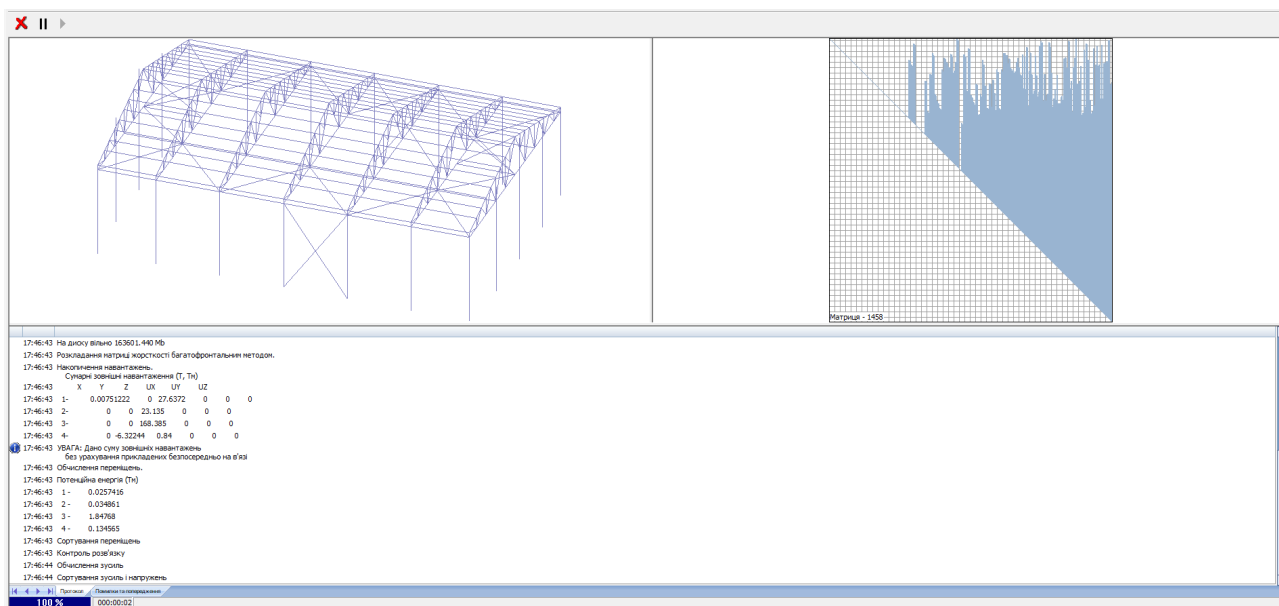


Рисунок 2.3.12. Розрахунок ПК заданої розрахункової схеми будівлі.

Після розрахунку отримуємо величини зусиль в колонах каркасу:

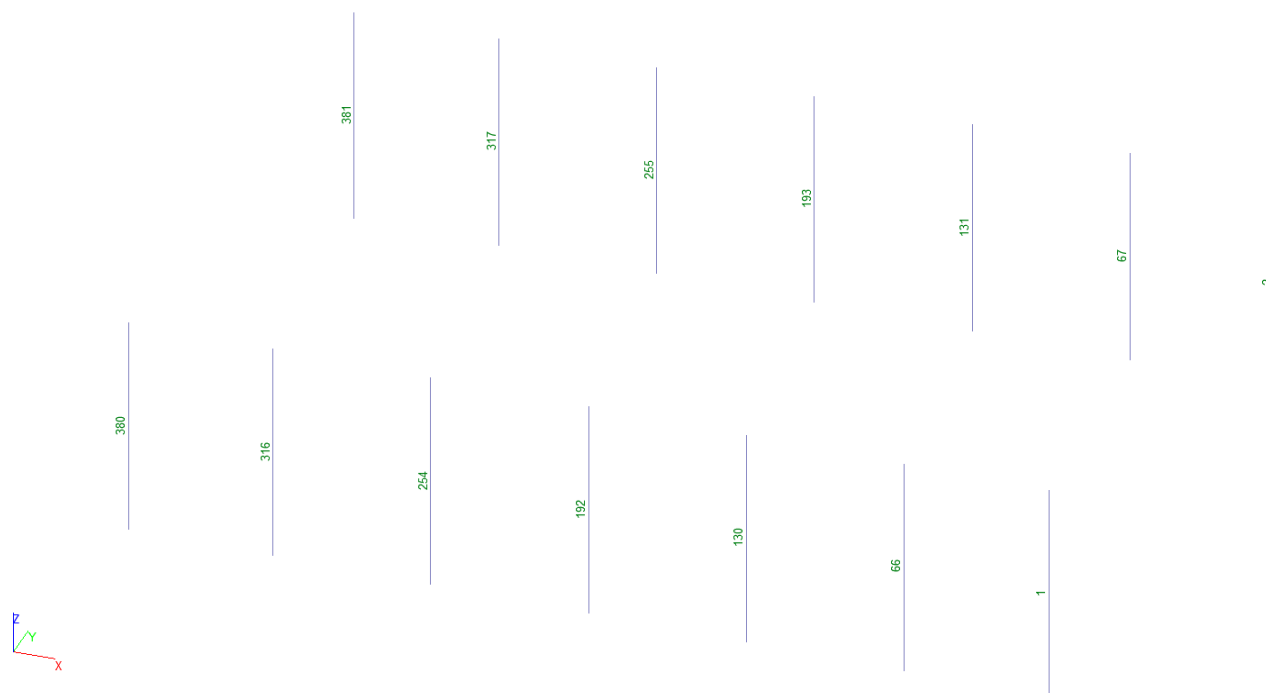


Рисунок 2.3.13. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням номерів елементів.

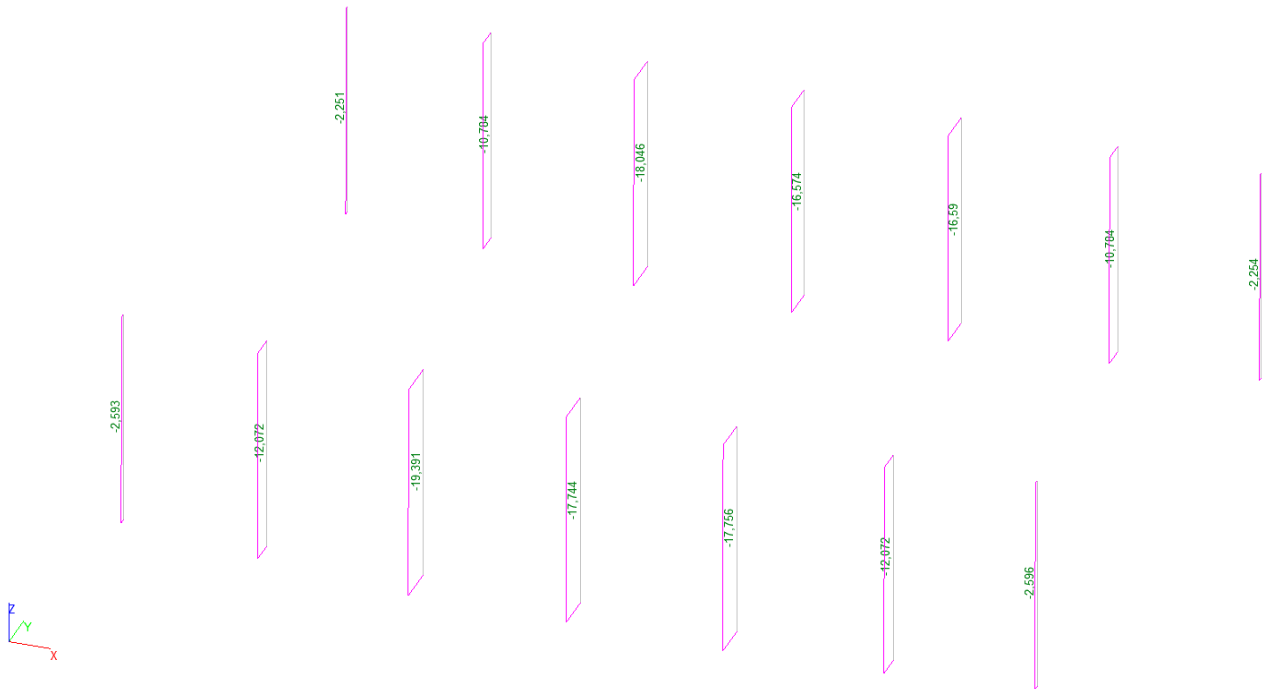


Рисунок 2.3.14. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням величин зусиль поздовжньої сили  $N (m)$

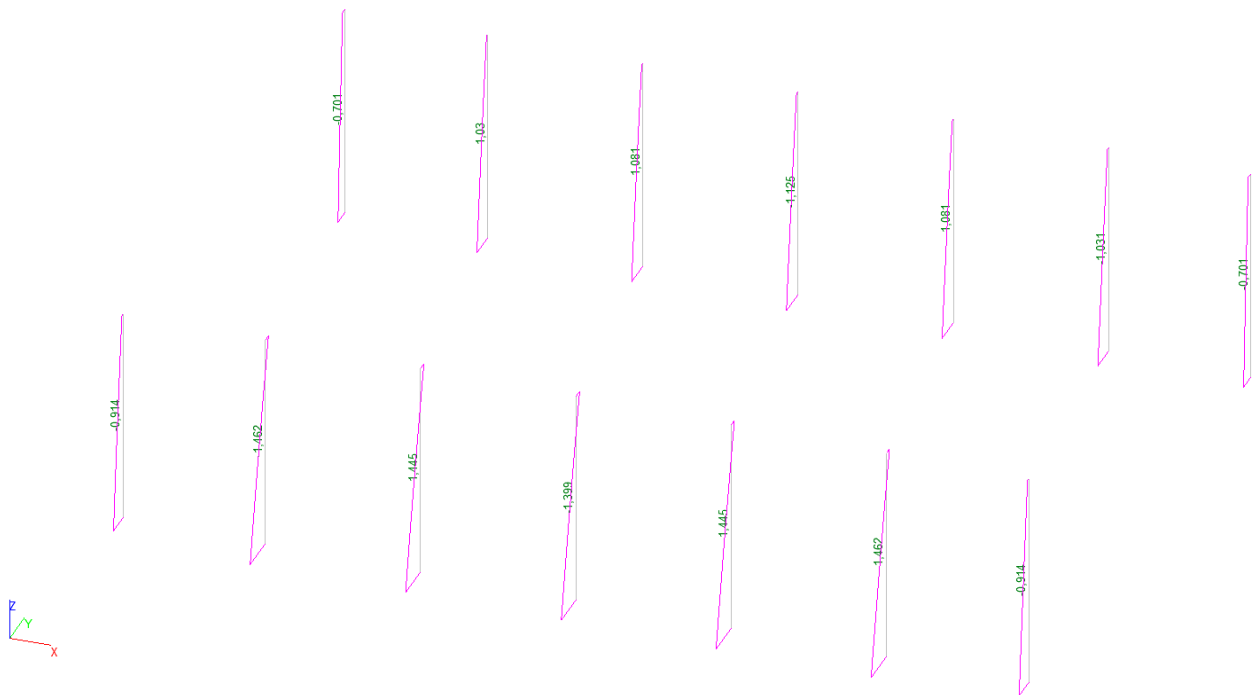


Рисунок 2.3.15. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням величин зусиль поперечної сили  $Q_z$  відносно осі  $Z (m)$

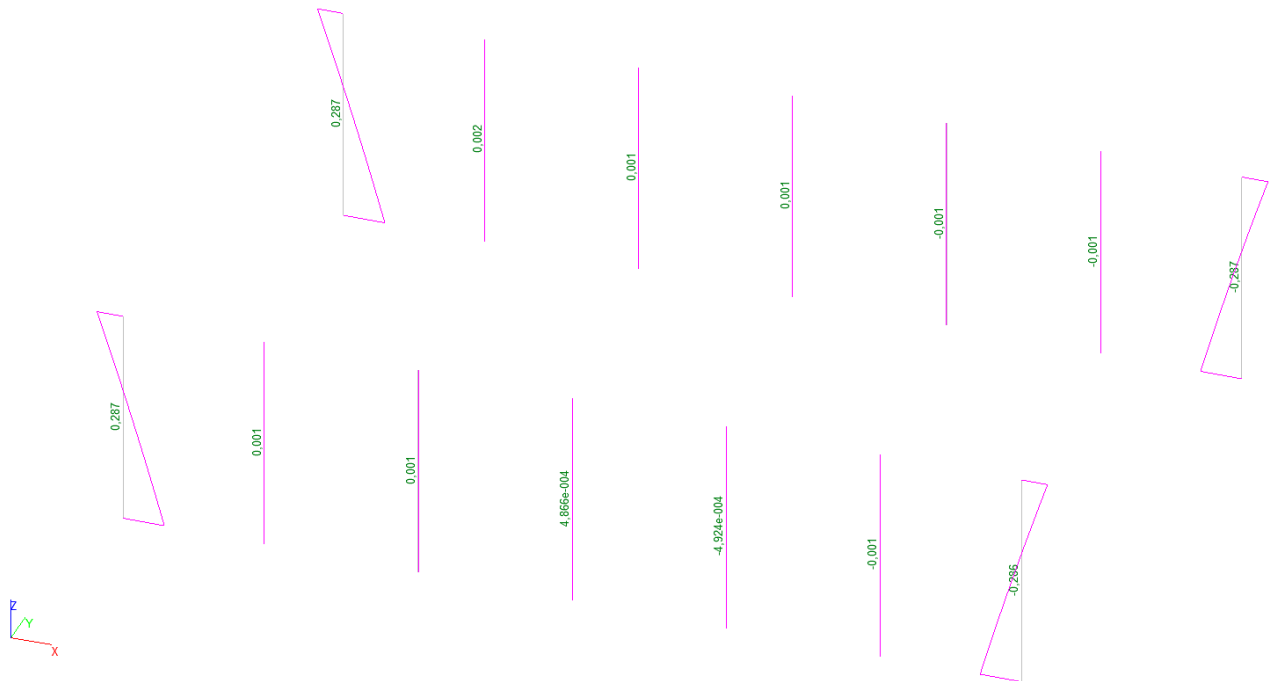


Рисунок 2.3.16. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням величин зусиль поперечної сили  $Q_y$  відносно осі  $Y$  (m)

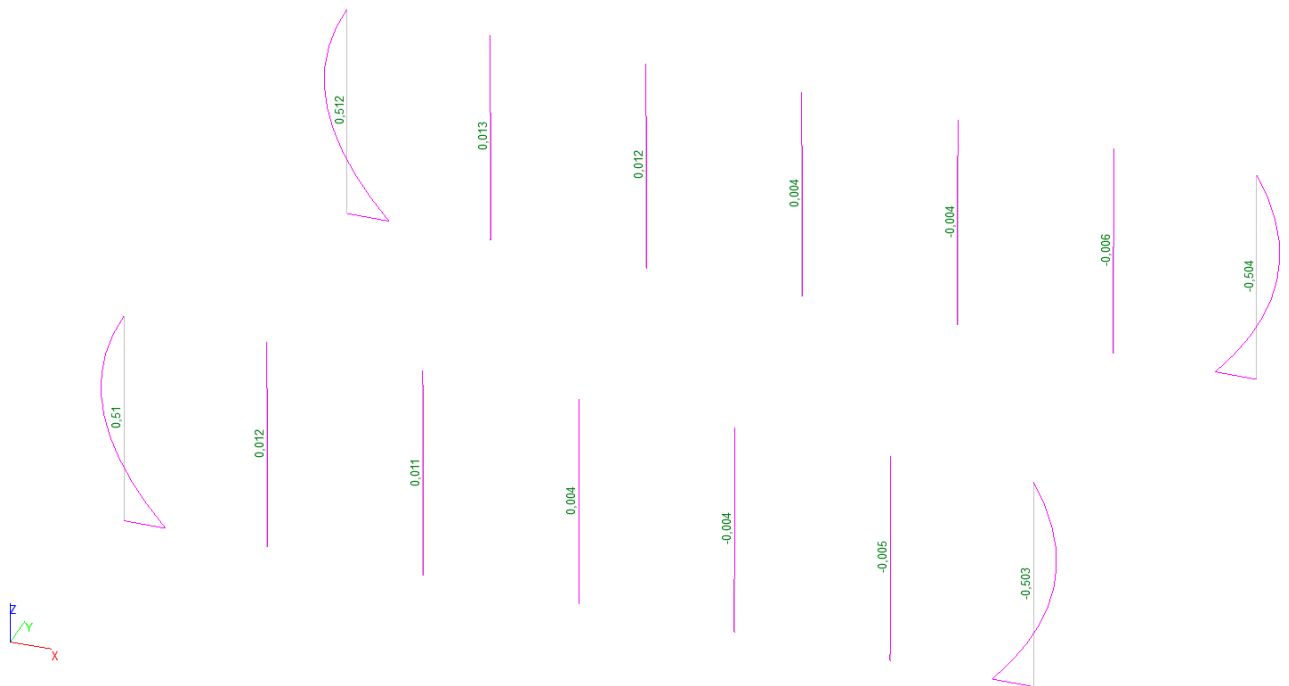


Рисунок 2.3.17. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням величин зусиль згинального моменту  $M_z$  відносно осі  $Z$  (m×m)



Рисунок 2.3.18. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням величин зусиль згинального моменту  $M_y$  відносно осі  $Y$  ( $m \times m$ )

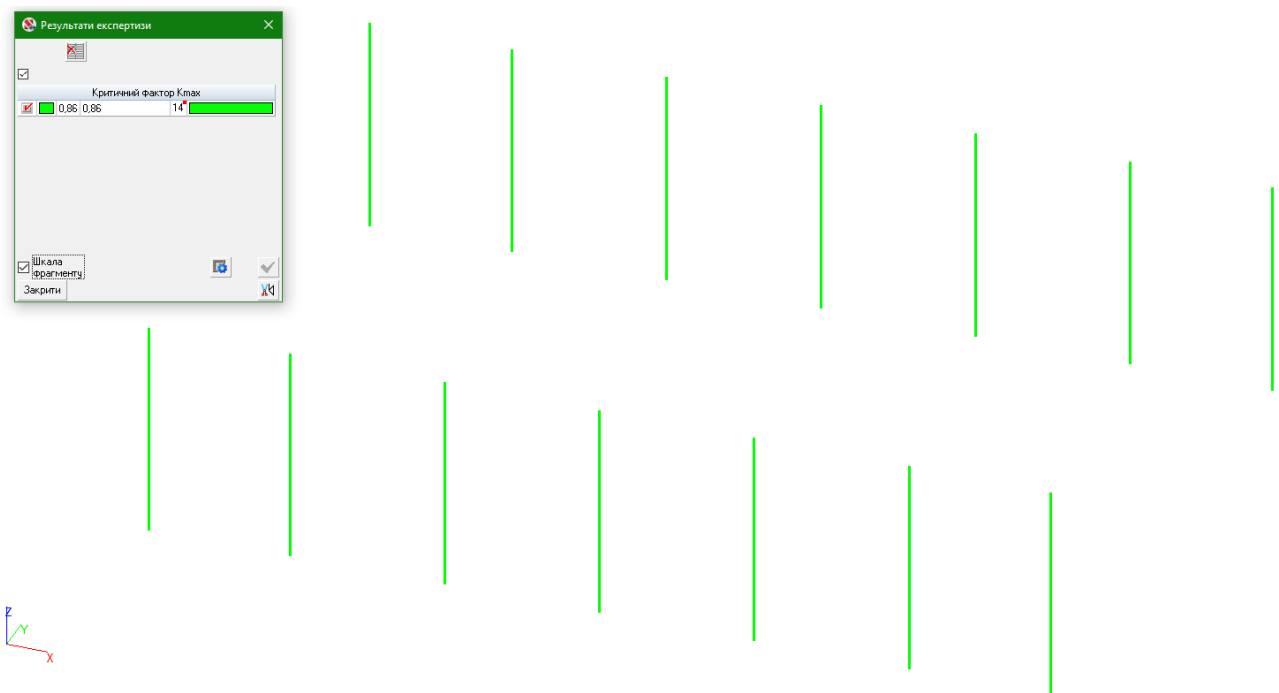


Рисунок 2.3.19. Схема колон каркасу до реконструкції із зазначенням величин критичного фактору  $K_{max}$

Екстремальні значення факторів. Група Колони

Табл. 2.3.2.

Перевірка	Фактор	Мінімум			Максимум		
		Елемент	Значення	Комбінація	Елемент	Значення	Комбінація
п. 9.2.1	Міцність при дії згинального моменту $M_y$	381	0,26	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	193	0,35	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії згинального моменту $M_z$	192	1,27e-003	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1	381	0,16	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії поперечної сили $Q_y$	192	1,23e-005	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1	381	0,01	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії поперечної сили $Q_z$	381	0,03	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	66	0,05	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 10.1.1	Міцність при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без врахування пластики	67	0,38	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	380	0,45	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стискові у площині XOY (XOU)	381	0,04	L1+L2+L3~ Переріз 1	254	0,32	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стискові у площині XOZ (XOV)	381	0,02	L1+L2+L3~ Переріз 1	254	0,15	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1
пп. 10.2.2, 10.2.10	Стійкість у площині дії моменту $M_y$ при позацентровому стискові	380	0,09	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 2	254	0,44	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 10.2.8, 10.2.10, 10.3.2, 10.3.1, 10.3.2	Стійкість у площині дії моменту $M_z$ при позацентровому стискові	317	0,04	L1+L2+L4~ Переріз 1	380	0,17	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 10.2.9, 10.2.10	Стійкість при стискові зі згином у двох площинах	381	0,16	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 2	254	0,39	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1
пп. 10.2.4, 10.2.5, 10.2.8	Стійкість із площини дії моменту $M_y$ при позацентровому стискові	381	0,17	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 2	193	0,69	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1

Продовження табл. 2.3.2.

пп. 10.2.4, 10.2.5, 10.2.8, 10.3.1, 10.3.2	Стійкість із площини дії моменту $M_z$ при позацентровому стискові	317	0,02	L1+L2+L4~ Переріз 1	316	0,03	L1+L2+L4~ Переріз 1
пп. 8.1.3, 8.2.1	Міцність при центральному стискові/розтягу	381	0,01	L1+L2+L3~ Переріз 3	254	0,12	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 3
п. 9.4.1	Стійкість плоскої форми згину	67	0,44	L1+L2+L4~ Переріз 1	380	0,57	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOY	1	0,86	L1+L2+L4~ Переріз 1	1	0,86	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOZ	1	0,32	L1+L2+L4~ Переріз 1	1	0,32	L1+L2+L4~ Переріз 1
пп. 8.3.2, 9.5.1-9.5.8, 10.4.2, 10.4.5	Гранична гнучкість стінки з умови місцевої стійкості	1	0,4	L1+L2~ Переріз 1	1	0,4	L1+L2~ Переріз 1
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) з умови місцевої стійкості	1	0,32	L1+L2+L3~ Переріз 1	1	0,32	L1+L2+L3~ Переріз 1

Після реконструкції будівлі, в рамках якої було збільшено її висоту за рахунок збільшення довжини вертикальних несучих елементів, розрахункові довжини цих елементів також збільшилися. Це призвело до збільшення горизонтального навантаження, яке діє на конструкції будівлі.

Із збільшенням навантажень змінилися і внутрішні зусилля, що виникають у вертикальних несучих елементах. Для того щоб дізнатися величини зусиль створюємо розрахункову схему та виконуємо розрахунок. Після розрахунку отримуємо такі результати:

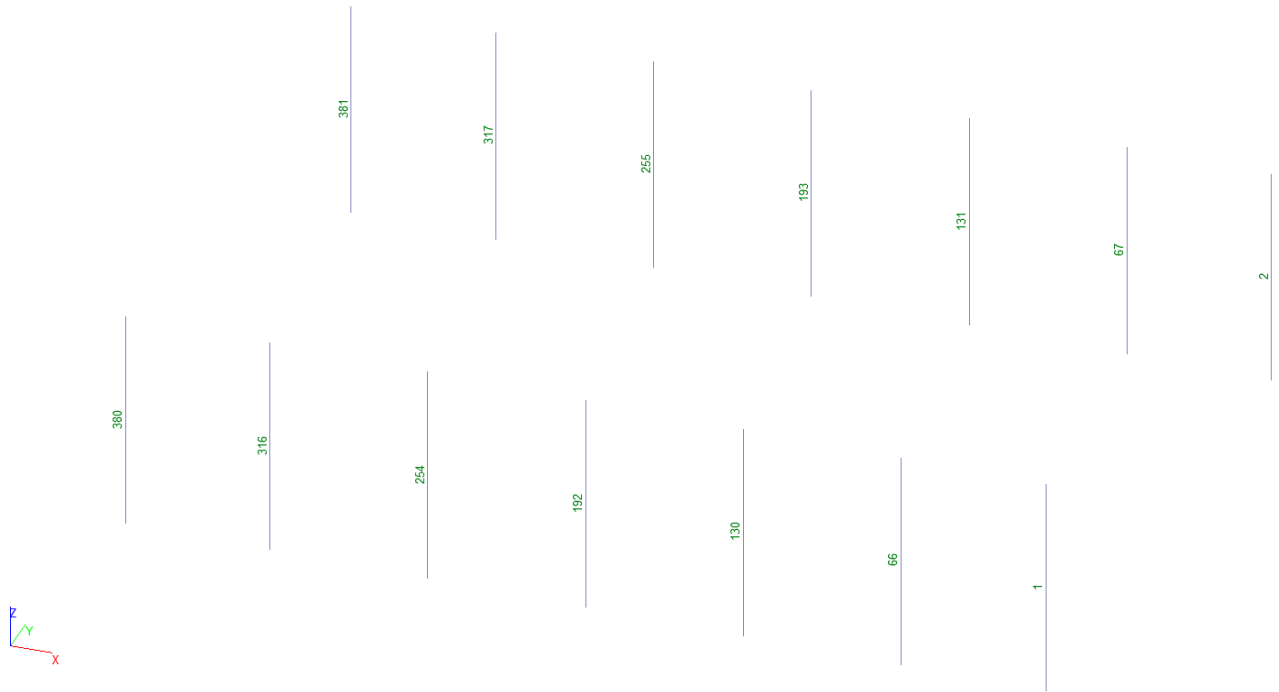


Рисунок 2.3.20. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням номерів елементів.

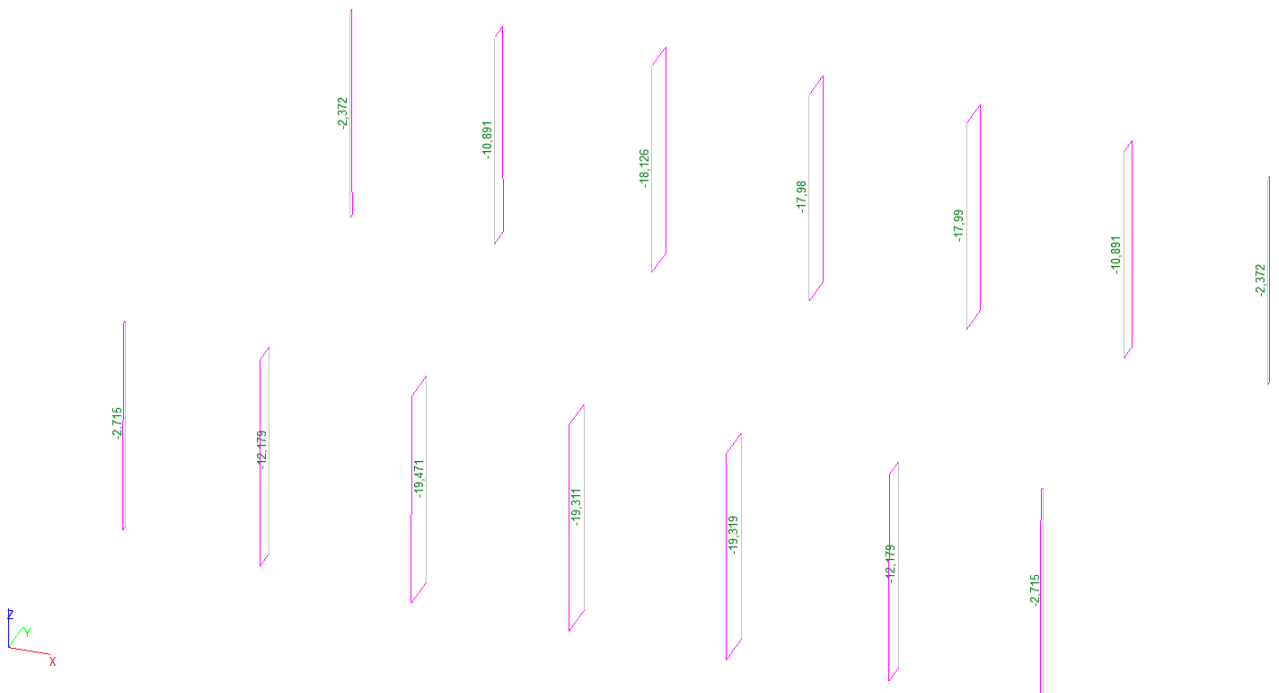


Рисунок 2.3.21. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням величин зусиль поздовжньої сили  $N (t)$



Рисунок 2.3.22. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням величин зусиль поперечної сили  $Q_z$  відносно осі  $Z$  (m)

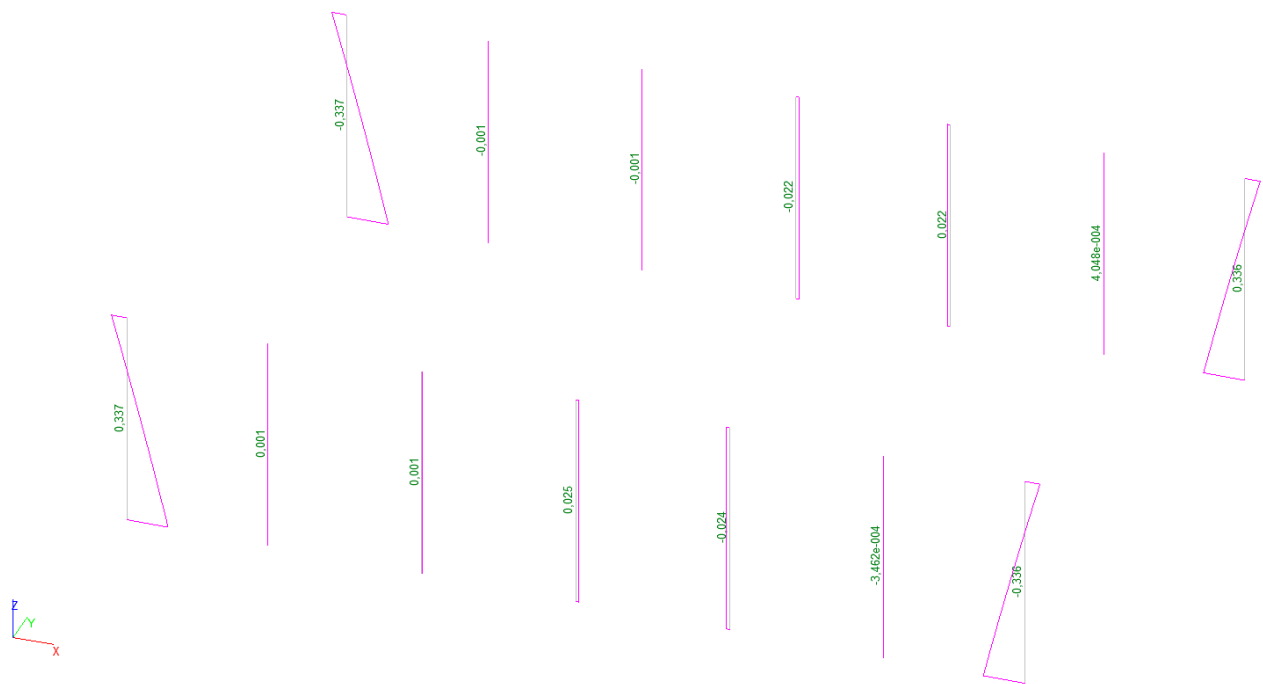


Рисунок 2.3.23. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням величин зусиль поперечної сили  $Q_y$  відносно осі  $Y$  (m)

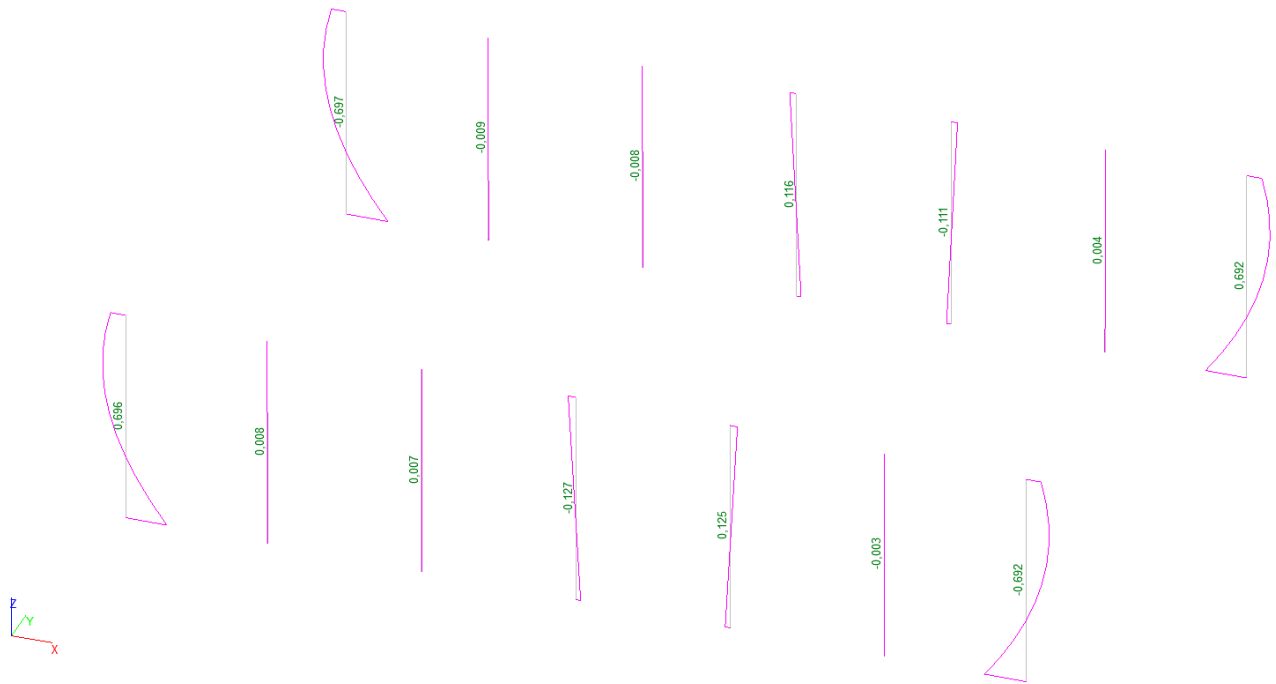


Рисунок 2.3.24. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням величин зусиль згинального моменту  $M_z$  відносно осі Z ( $m \times m$ )

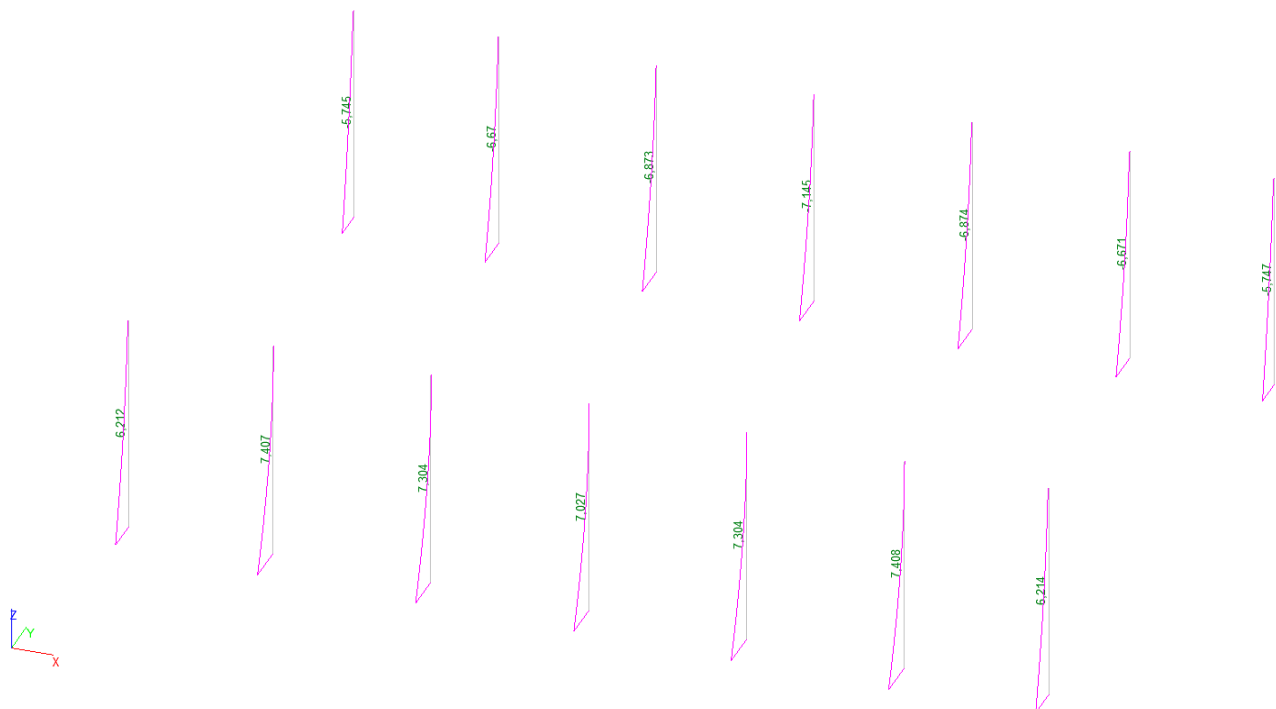


Рисунок 2.3.25. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням величин зусиль згинального моменту  $M_y$  відносно осі Y ( $m \times m$ )

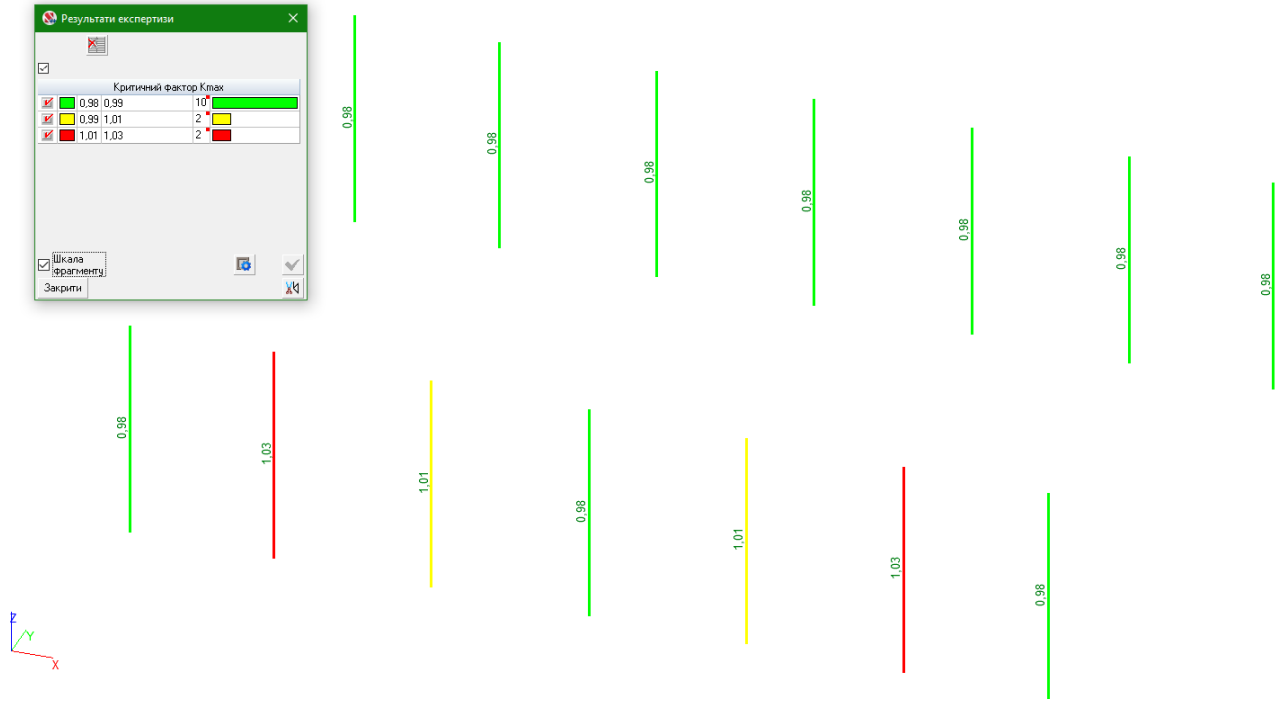


Рисунок 2.3.26. Схема колон каркасу після реконструкції із зазначенням величин критичного фактору  $K_{max}$

Екстремальні значення факторів. Група Колони

Табл. 2.3.3.

Перевірка	Фактор	Мінімум			Максимум		
		Елемент	Значення	Комбінація	Елемент	Значення	Комбінація
п. 9.2.1	Міцність при дії згинального моменту $M_y$	642	0,36	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	622	0,48	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії згинального моменту $M_z$	622	1,06e-003	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1	642	0,21	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії поперечної сили $Q_y$	622	8,74e-006	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1	642	0,01	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії поперечної сили $Q_z$	642	0,03	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	622	0,06	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 10.1.1	Міцність при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без врахування пластики	632	0,49	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	628	0,62	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стискові у площині XOY (XOU)	642	0,06	L1+L2+L3~ Переріз 1	624	0,42	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1
пп. 8.1.3, 8.2.2, 8.2.5	Стійкість при стискові у площині XOZ (XOV)	642	0,02	L1+L2+L3~ Переріз 1	624	0,15	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1
пп. 10.2.2, 10.2.10	Стійкість у площині дії моменту $M_y$ при позацентровому стискові	628	0,16	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 2	624	0,57	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 10.2.8, 10.2.10, 10.3.2, 10.3.1, 10.3.2	Стійкість у площині дії моменту $M_z$ при позацентровому стискові	640	0,05	L1+L2+L4~ Переріз 1	628	0,22	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 10.2.9, 10.2.10	Стійкість при стискові зі згином у двох площинах	642	0,19	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 2	624	0,53	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1
пп. 10.2.4, 10.2.5, 10.2.8	Стійкість із площини дії моменту $M_y$ при позацентровому стискові	628	0,26	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 2	622	1,03	L1+L2+L3+ 0.9*L4~ Переріз 1

Продовження табл. 2.3.3.

пп. 10.2.4, 10.2.5, 10.2.8, 10.3.1, 10.3.2	Стійкість із площини дії моменту $M_z$ при позacentровому стискові	642	0,02	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1	638	0,03	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 9.4.1	Стійкість плоскої форми згину	632	0,6	L1+L2+L4~ Переріз 1	628	0,79	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOY	616	0,98	L1+L2+L4~ Переріз 1	616	0,98	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOZ	620	0,37	L1+L2+L4~ Переріз 1	624	0,37	L1+L2+0.9* L3+L4~ Переріз 1
пп. 8.3.2, 9.5.1-9.5.8, 10.4.2, 10.4.5	Гранична гнучкість стінки з умови місцевої стійкості	616	0,4	L1+L2+L3~ Переріз 2	616	0,4	L1+L2+L3~ Переріз 2
пп. 8.3.7, 9.5.14, 10.4.6, 10.4.7	Гранична гнучкість звису полиці (поясного листа) з умови місцевої стійкості	616	0,32	L1+L2+L4~ Переріз 1	628	0,36	L1+L2+L4~ Переріз 1

Як бачимо, елементи (№66, №130, №254, №316 рисунок 2.3.26.) не забезпечують стійкість із площини дії моменту  $M_y$  при позacentровому стискові.

Приймаємо рішення підсилити вертикальні елементи каркасу шляхом введення рівнополочних кутиків 50x50 з товщиною пера 5 мм. (рис. 2.3.27. ).

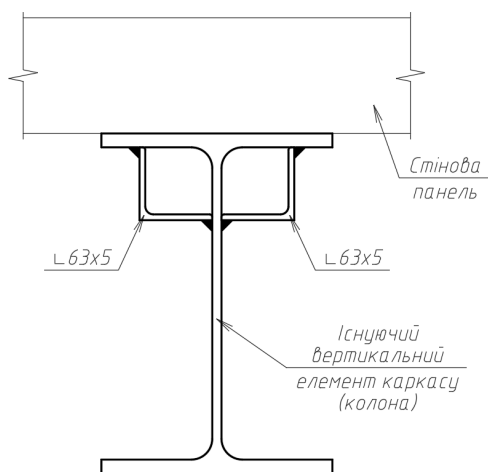


Рисунок 2.3.27. Схема перерізу підсилення

Вводимо дане підсилення до розрахункової схеми та виконуємо розрахунок. Після розрахунку отримали такі результати:

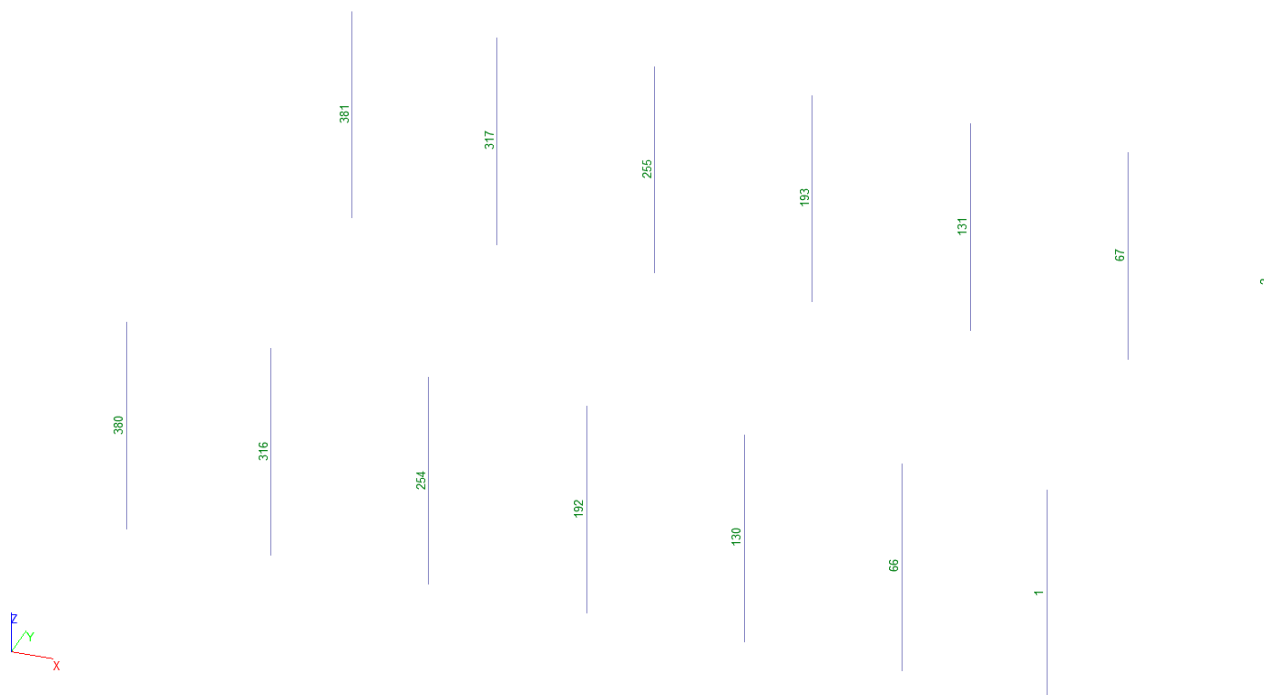


Рисунок 2.3.28. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням номерів елементів.

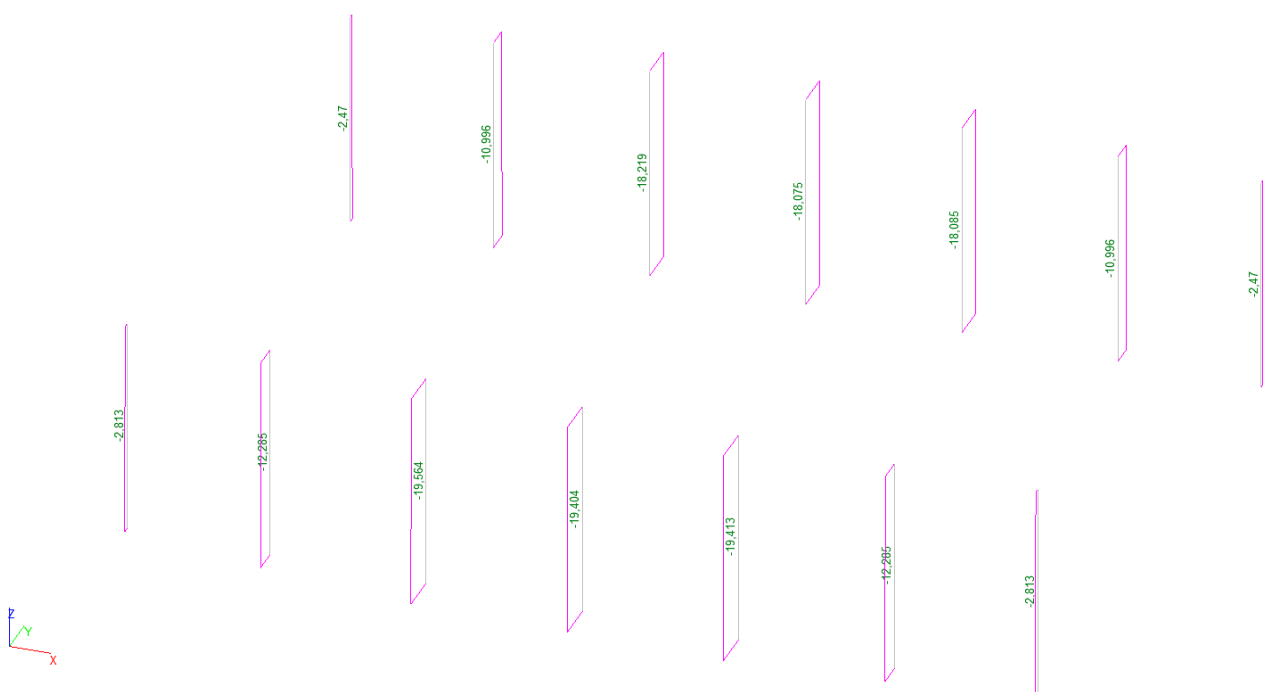


Рисунок 2.3.29. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням величин зусиль поздовжньої сили  $N$  (t)

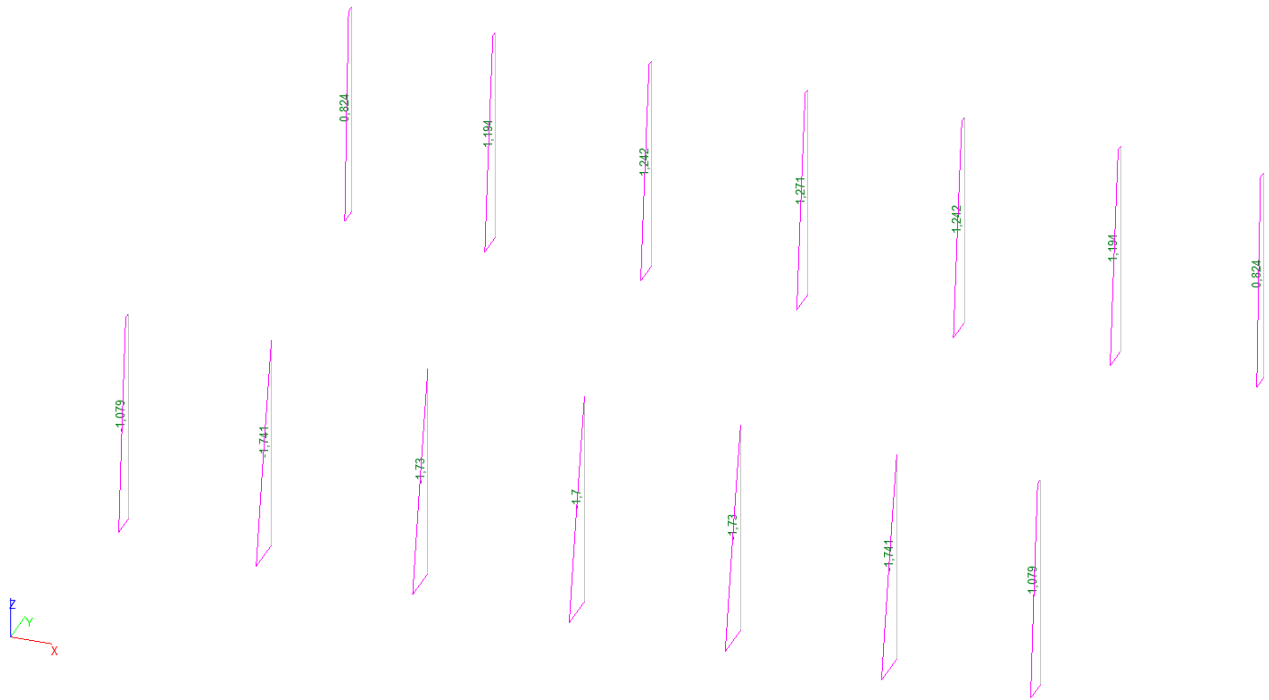


Рисунок 2.3.30. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням величин зусиль поперечної сили  $Q_z$  відносно осі  $Z$  (m)

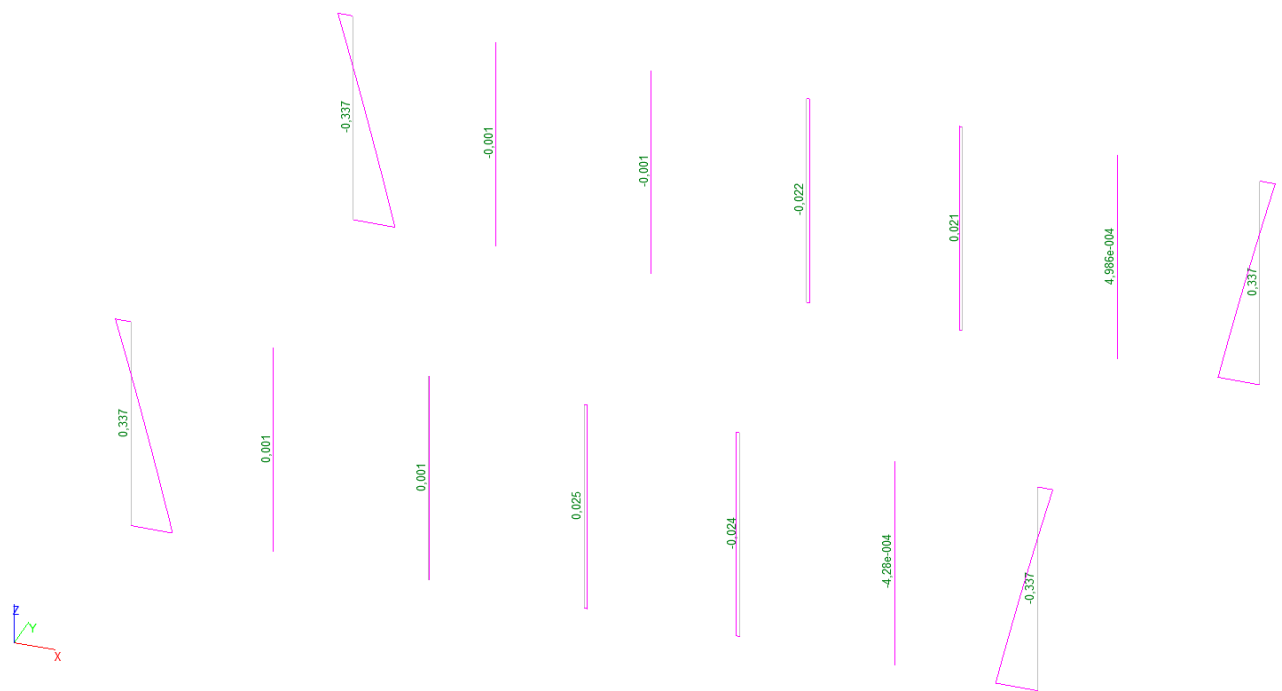


Рисунок 2.3.31. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням величин зусиль поперечної сили  $Q_y$  відносно осі  $Y$  (m)

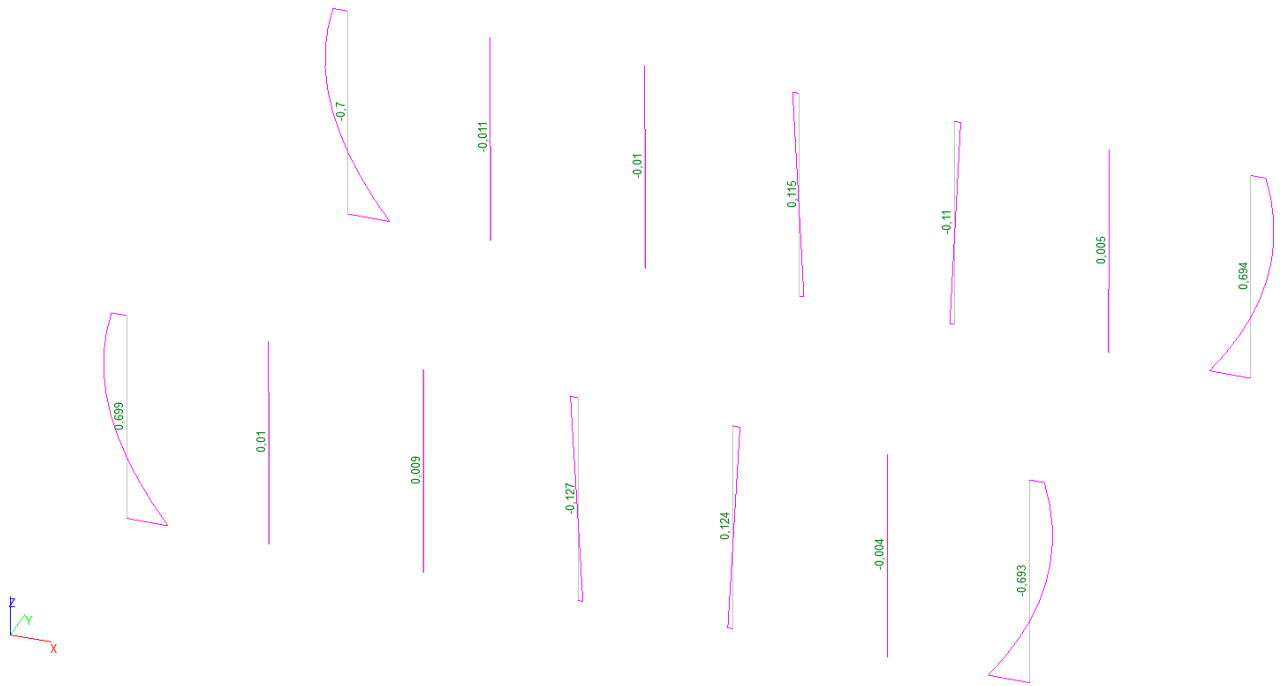


Рисунок 2.3.32. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням величин зусиль згинального моменту  $M_z$  відносно осі Z ( $m \times m$ )

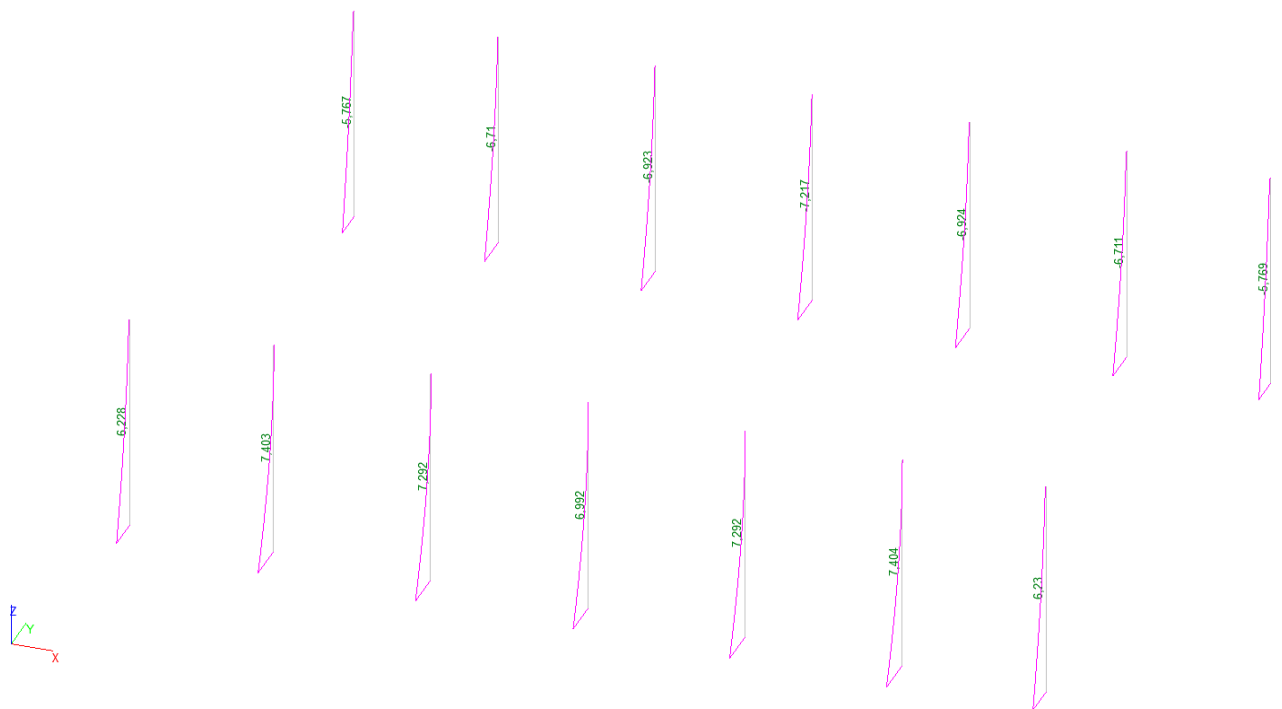


Рисунок 2.3.33. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням величин зусиль згинального моменту  $M_y$  відносно осі Y ( $m \times m$ )

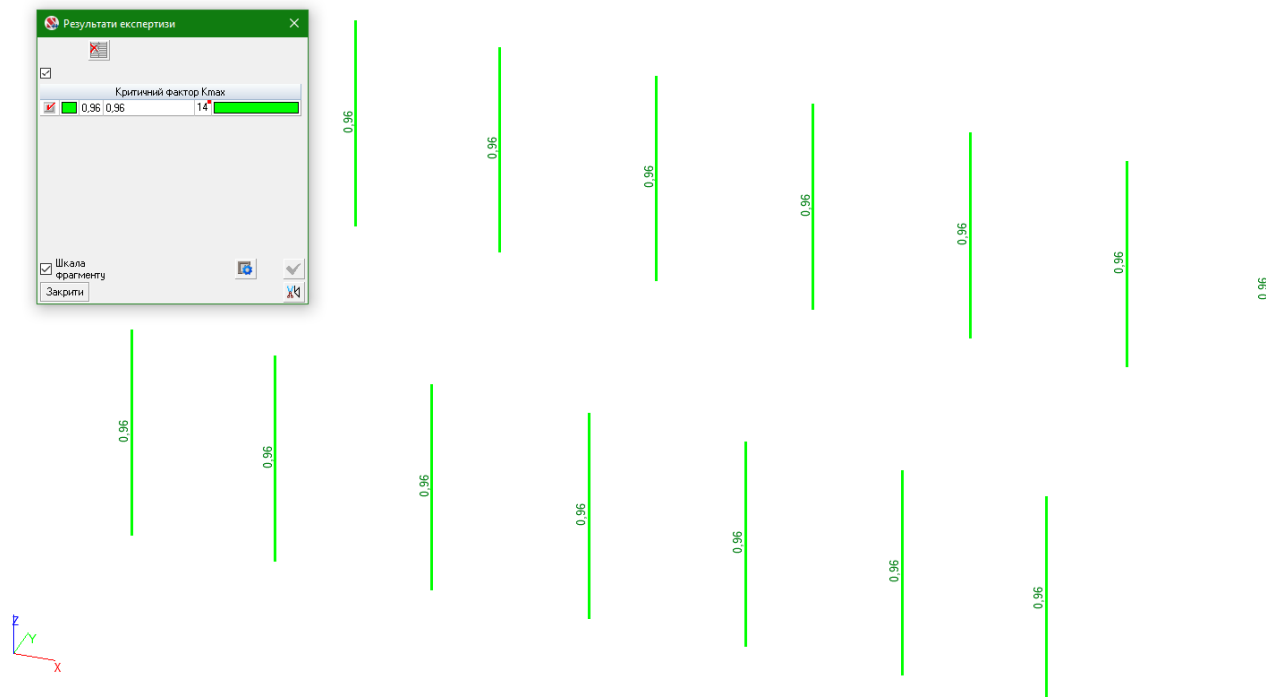


Рисунок 2.3.34. Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення із зазначенням величин критичного фактору  $K_{\max}$

### Екстремальні значення факторів. Група Колони

Табл. 2.3.4.

Перевірка	Фактор	Мінімум			Максимум		
		Елемент	Значення	Комбінація	Елемент	Значення	Комбінація
п. 9.2.1	Міцність при дії згинального моменту $M_y$	642	0,37	L1+L2+0.9* L3+L4~Переріз 1	622	0,48	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії згинального моменту $M_z$	622	1,06e-003	L1+L2+L3+ 0.9*L4~Переріз 1	642	0,17	L1+L2+0.9* L3+L4~Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії поперечної сили $Q_y$	622	6,56e-006	L1+L2+L3+ 0.9*L4~Переріз 1	642	0,01	L1+L2+0.9* L3+L4~Переріз 1
п. 9.2.1	Міцність при дії поперечної сили $Q_z$	642	0,02	L1+L2+0.9* L3+L4~Переріз 1	622	0,05	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOY	616	0,96	L1+L2+L4~ Переріз 1	616	0,96	L1+L2+L4~ Переріз 1
п. 13.4.1	Гранична гнучкість у площині XOZ	616	0,38	L1+L2+L4~ Переріз 1	616	0,38	L1+L2+L4~ Переріз 1

## 2.4. Результати дослідження

### Зведена таблиця величини зусиль від комбінацій завантажень

Табл.2.4.1.

Елемент	Переріз	Значення								
		<i>Вертикальні елементи до реконструкції</i>			<i>Вертикальні елементи після реконструкції</i>			<i>Вертикальні елементи після реконструкції та підсилення</i>		
		<i>N</i>	<i>M<sub>y</sub></i>	<i>Q<sub>z</sub></i>	<i>N</i>	<i>M<sub>y</sub></i>	<i>Q<sub>z</sub></i>	<i>N</i>	<i>M<sub>y</sub></i>	<i>Q<sub>z</sub></i>
1	1	-2,596	4,474	-0,914	-2,715	6,214	-1,078	-2,813	6,23	-1,079
	2	-2,367	1,378	-0,531	-2,486	2,416	-0,698	-2,544	2,425	-0,699
	3	-2,138	0	-0,108	-2,257	0,311	-0,284	-2,274	0,313	-0,285
2	1	-2,254	4,174	-0,701	-2,372	-5,747	0,822	-2,47	-5,769	0,824
	2	-2,025	1,619	-0,493	-2,143	-2,673	0,616	-2,2	-2,686	0,618
	3	-1,797	0	-0,262	-1,914	-0,522	0,39	-1,93	-0,525	0,392
66	1	-12,072	5,194	-1,462	-12,179	7,408	-1,742	-12,285	7,404	-1,741
	2	-11,843	0,714	-0,624	-11,95	1,726	-0,91	-12,015	1,724	-0,91
	3	-11,615	0	0,304	-11,722	-0,248	-0,003	-11,745	-0,248	-0,002
67	1	-10,784	4,983	-1,031	-10,891	-6,671	1,19	-10,996	-6,711	1,194
	2	-10,555	1,505	-0,592	-10,662	-2,508	0,755	-10,727	-2,53	0,759
	3	-10,326	0	-0,105	-10,433	-0,286	0,279	-10,457	-0,292	0,283
130	1	-17,756	5,047	-1,445	-19,319	7,304	-1,731	-19,413	7,292	-1,73
	2	-17,528	0,641	-0,607	-19,09	1,666	-0,9	-19,143	1,66	-0,899
	3	-17,299	0	0,321	-18,861	-0,263	0,008	-18,874	-0,265	0,009
131	1	-16,59	5,218	-1,081	-17,99	-6,874	1,237	-18,085	-6,924	1,242
	2	-16,361	1,572	-0,62	-17,761	-2,557	0,78	-17,815	-2,586	0,785
	3	-16,132	0	-0,108	-17,533	-0,281	0,28	-17,546	-0,288	0,285
192	1	-17,744	4,661	-1,399	-19,311	7,027	-1,704	-19,404	6,992	-1,7
	2	-17,515	0,448	-0,561	-19,082	1,507	-0,872	-19,135	1,487	-0,869
	3	-17,287	0	0,366	-18,853	-0,305	0,035	-18,865	-0,31	0,039

Продовження табл. 2.4.1.

193	1	-16,574	5,592	-1,125	-17,98	-7,145	1,264	-18,075	-7,217	1,271
	2	-16,346	1,759	-0,664	-17,752	-2,713	0,807	-17,805	-2,754	0,814
	3	-16,117	0	-0,152	-17,523	-0,321	0,307	-17,535	-0,332	0,314
254	1	-19,391	5,046	-1,445	-19,471	7,304	-1,731	-19,564	7,292	-1,73
	2	-19,162	0,64	-0,606	-19,243	1,666	-0,9	-19,295	1,659	-0,899
	3	-18,934	0	0,321	-19,014	-0,263	0,008	-19,025	-0,265	0,009
255	1	-18,046	5,217	-1,081	-18,126	-6,873	1,237	-18,219	-6,923	1,242
	2	-17,817	1,572	-0,62	-17,898	-2,557	0,78	-17,95	-2,585	0,785
	3	-17,589	0	-0,108	-17,669	-0,281	0,28	-17,68	-0,288	0,285
316	1	-12,072	5,192	-1,462	-12,179	7,407	-1,741	-12,285	7,403	-1,741
	2	-11,843	0,713	-0,624	-11,95	1,725	-0,91	-12,015	1,723	-0,91
	3	-11,615	0	0,304	-11,722	-0,248	-0,003	-11,745	-0,249	-0,002
317	1	-10,784	4,981	-1,03	-10,891	-6,67	1,19	-10,996	-6,71	1,194
	2	-10,555	1,504	-0,592	-10,662	-2,507	0,755	-10,727	-2,53	0,759
	3	-10,326	0	-0,105	-10,433	-0,286	0,279	-10,457	-0,292	0,283
380	1	-2,593	4,471	-0,914	-2,715	6,212	-1,077	-2,813	6,228	-1,079
	2	-2,365	1,376	-0,531	-2,486	2,415	-0,698	-2,544	2,424	-0,699
	3	-2,136	0	-0,108	-2,257	0,31	-0,283	-2,274	0,313	-0,285
381	1	-2,251	4,171	-0,701	-2,372	-5,745	0,822	-2,47	-5,767	0,824
	2	-2,023	1,617	-0,493	-2,143	-2,672	0,616	-2,2	-2,685	0,618
	3	-1,794	0	-0,261	-1,914	-0,521	0,39	-1,93	-0,525	0,392

## 2.5. Висновок

Розширення виробництва та оновлення обладнання є важливими факторами успіху бізнесу. Будівництво нових будівель є дорогим і тривалим процесом, який вимагає покупки або оренди земельної ділянки, отримання дозволів та вкладання коштів у несучі конструкції. Зменшення вартості такої модернізації можливе за рахунок збереження існуючих будівель.

Для розширення виробництва та підвищення ефективності підприємства було прийнято рішення про збільшення висоти цеху.

У ході проведеного дослідження встановлено, що збільшення висоти будівлі на 1,5 метра мало вплив на деякі вертикальні елементи.

Збільшення висоти стін призводить до збільшення площі з якої передаються навантаження на елементи каркасу. Крім того збільшується розрахункова висота колон каркасу. Через це внутрішні зусилля в колонах збільшилися настільки, що ці елементи більше не відповідають вимогам по несучій спроможності.

За результатами перевірочних розрахунків було виявлено, що існуючі колони не мають достатньої несучої спроможності, за критерієм стійкості елемента в площині дії моменту при позацентровому стиску. Головним фактором, що впливає на цю ситуацію, є збільшення гнучкості колон при збільшенні їхньої розрахункової висоти.

З метою підвищення несучої здатності прийнято рішення про збільшення площі поперечного перерізу елемента, оскільки зменшення розрахункової висоти колон при даній конструктивній схемі є досить не зручним та високовартісним варіантом. Крім того це конструктивно не можливо для об'ємно-технологічного рішення цеху. Отже збільшення перерізу колон досягнуто шляхом кріплення двох кутиків L63x5 до внутрішніх граней полук та стінки колони з двотавру 30Ш1. Цей захід має на меті підвищити стійкість та міцність конструкції, забезпечуючи необхідний запас міцності для ефективного впорядкування збільшених вертикальних навантажень.

В результаті проведеного дослідження запропоноване рішення, за якого можливо використовувати існуючі колони цеху при розширенні виробництва з обов'язковим їх підсиленням.

Розрахунок снігового навантаження

Снігове навантаження визначається згідно [4] п.8. Необхідно обчислити граничне та експлуатаційне розрахункові значення.

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

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

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

Таблиця А.1

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

В нашому випадку приймаємо  $\gamma_{fm}=1,14$

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1) або за додатком Е [4].

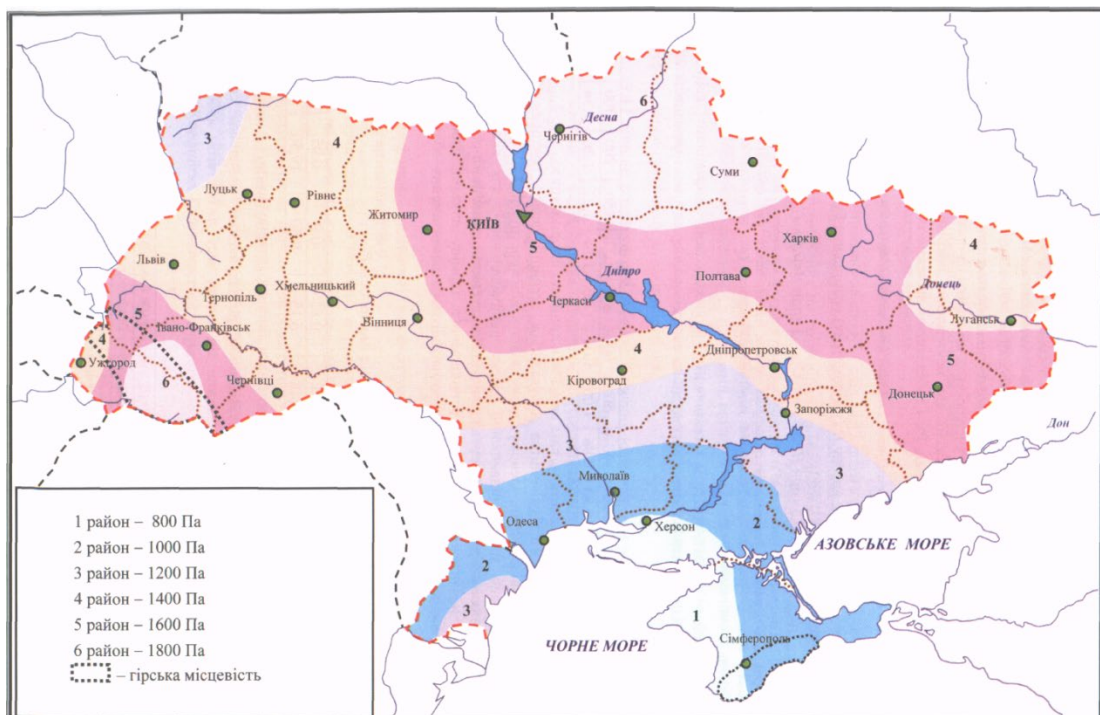


Рисунок А.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку  $S_0 = 1690 \text{ Па}$  для м.Ніжин, Чернігівської обл. згідно додатку Е [4], у розрахунку приймаємо  $169 \text{ кгс/м}^2$ .

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою:

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

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [4] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [4] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

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

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

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

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

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

Приймаємо коефіцієнт  $C=1$ .

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

$$S_m = 1,14 \times 169 \times 1 = 192,66 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою:

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

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

Таблиця А.2

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

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

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

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

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1.) або за додатком Е [4].

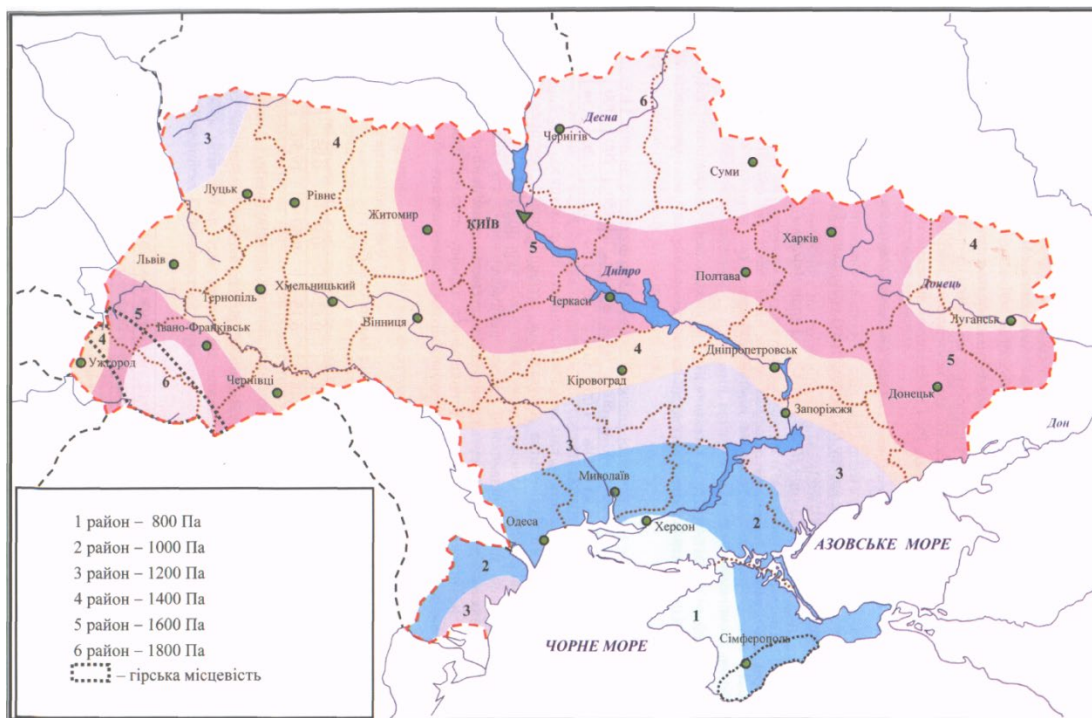


Рисунок А.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку  $S_0 = 1690 \text{ Па}$  для м. Ніжин, Чернігівської обл. згідно додатку Е [4], у розрахунку приймаємо  $169 \text{ кгс/м}^2$ .

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою:

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

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначали за додатком Ж [4] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, даний коефіцієнт враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування, оскільки такі дані відсутні, то згідно [4] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

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

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

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

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

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

Приймаємо коефіцієнт  $C=1$ .

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

$$S_e = 0,49 \times 169 \times 1 = 82,81 \text{ кгс/м}^2$$

Розрахунок вітрового навантаження

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. Б.1.

Таблиця Б.1.

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

В нашому випадку приймаємо  $\gamma_{fm}=1,14$

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску визначається залежно від вітрового району по карті (рис. Б.1) або за додатком Е [4].

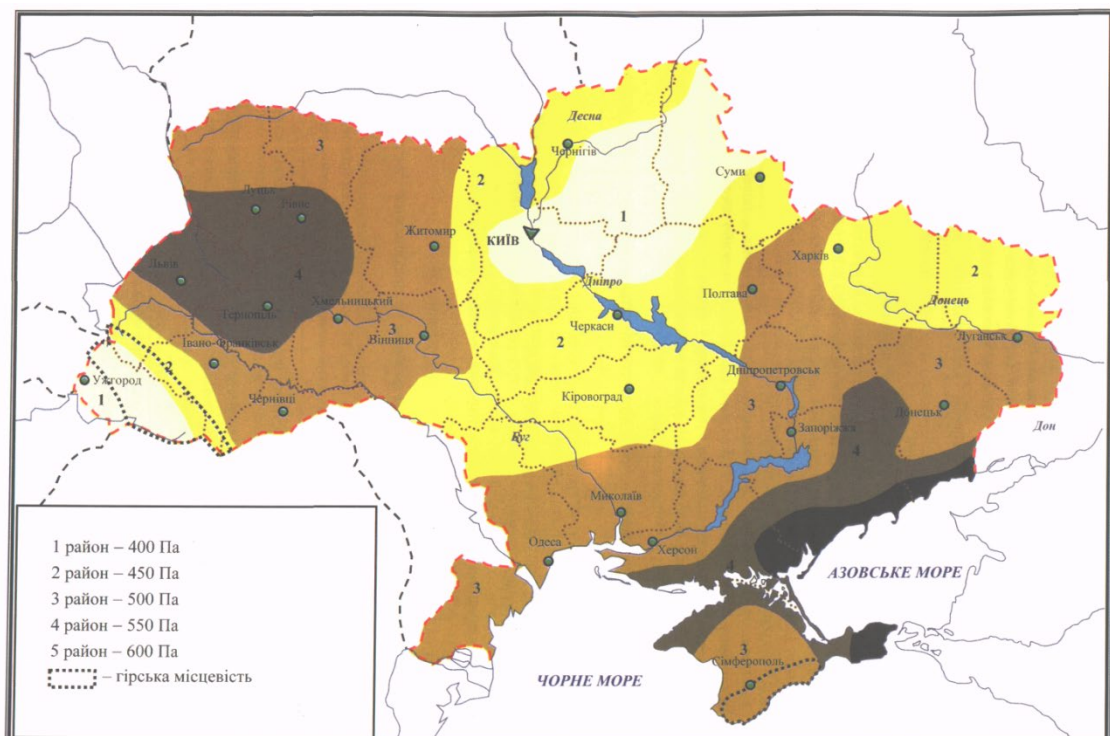


Рисунок Б.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

В нашому випадку  $W_0 = 370 \text{ Па}$  для м.Ніжин, Чернігівської обл. згідно додатку Е [4], у розрахунку приймаємо  $37 \text{ кгс/м}^2$ .

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де  $C_{aer}$  - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{aer} = 0,48$

$C_h$  - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_h = 0,69$

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за формулою

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}).$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів метеорологічних спостережень за вітром, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення вітрового навантаження обчислюється шляхом статистичного оброблення результатів строкових замірів швидкостей вітру і при цьому приймається  $C_{alt} = 1$ ;

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel} = 1$

$C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel} = 1$

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{dir} = 1$

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_d = 1$

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

$$C = 0,48 \times 0,69 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 1$$

Приймаємо коефіцієнт  $C=0,33$ .

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

$$W_m = 1,14 \times 37 \times 0,33 = 13,92 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за таблицею Б.2.

Таблиця Б.2.

$\eta$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\gamma_{fe}$	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

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

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

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. Б.1.) або за додатком Е [4].

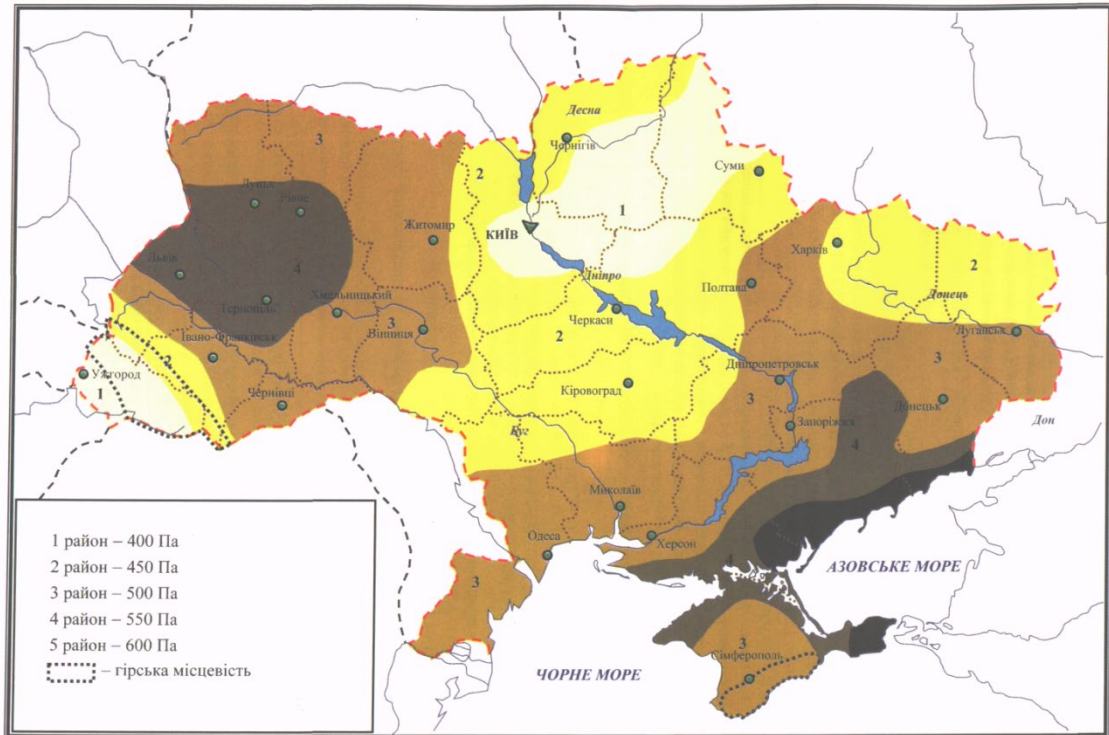


Рисунок Б.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

В нашому випадку  $W_0 = 370 \text{ Па}$  для м. Ніжин, Чернігівської обл. згідно додатку Е [4], у розрахунку приймаємо  $37 \text{ кгс/м}^2$ .

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де  $C_{aer}$  - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{aer} = 0,48$

$C_h$  - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_h = 0,69$

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за формулою

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}).$$

Примітка: формула, що зазначена вище використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас

надійності. При наявності результатів метеорологічних спостережень за вітром, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення вітрового навантаження обчислюється шляхом статистичного оброблення результатів строкових замірів швидкостей вітру і при цьому приймається  $C_{alt}=1$ ;

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel}=1$

$C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{rel}=1$

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_{dir}=1$

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13. згідно [4]

Приймаємо коефіцієнт  $C_d=1$

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

$$C = 0,48 \times 0,69 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 1$$

Приймаємо коефіцієнт  $C=0,33$ .

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

$$W_e = 0,21 \times 37 \times 0,33 = 2,56 \text{ кгс/м}^2$$

**Безпека праці при проведенні робіт**

Робота будівельників наближається до роботи високо механізованих виробничих підприємств. Але у будівельників є свої специфічні особливості, які потребують певного підходу до вирішення проблем безпеки. До цих особливостей відносяться: – робота просто неба (важко створити нормальні метеорологічні умови на робочих місцях); – постійне переміщення робочих місць і знарядь праці (треба знову вирішувати питання безпеки праці); – значні фізичні витрати (підвищена увага до виробничої ситуації, що постійно змінюється); – робота на висоті, часто без освітлення і в поганих метеорологічних умовах; – поєднання професій, необхідність використання робочих різних будівельних управлінь. Ці особливості умов праці будівельників визначають специфіку і роль санітарної гігієни і безпеки праці в будівництві. Всі небезпечні і шкідливі виробничі чинники, які зустрічаються в будівництві можна об'єднати в єдину систему (небезпечні, як правило, приводять до травм, тобто до порушення цілісності тканин організму; шкідливі - до професійних захворювань і отруєнь, а іноді і до травм):

1. Порушення нормальних метеорологічних умов (обмороження, теплові удари);
2. Шум (шумове захворювання, глухота);
3. Вібрація (вібраційне захворювання, неврози);
4. Запиленість (пневмоканіози, сілікатози);
5. Загазованість (отруєння, захворювання шкіри);
6. Підвищений або понижений барометричний тиск (кесонне захворювання, крововилив);
7. Незадовільне освітлення (послаблення зору, вірогідність травматизму);
8. Дія променистої енергії високої інтенсивності - інфрачервоне випромінювання, струми високої частоти (захворювання зору);
9. Дія іонізуючих випромінювань радіоактивних речовин, ізотопів, рентгенівських променів (захворювання шкіри, рак, екзема, виразки, променеве захворювання);
10. Систематичне перенапруження окремих груп м'язів при важких ручних роботах (розширення вен, неврити, артрити, грижа);

11. Машини, механізми, що рухаються; вироби, конструкції, що пересуваються;
12. Обрушення земляних споруд;
13. Розташування робочих місць на висоті, падіння предметів з висоти.

Листова сталь, швелери, двотаврові балки, сортова сталь необхідно складувати у штабель заввишки до 1,5 м на підкладках з прокладками. У кожному штабелі або стелажі необхідно укладати метал одного профілю, однакових марок і розмірів, щоб брати метал послідовно з верхньої частини штабеля. При складуванні необхідно забезпечувати стійкість штабеля, а також зручні проходи до нього і подачу транспортних засобів, простоту та надійність стропування. Для зручності стропування на всю ширину укладають прокладки висотою не менше 12 см, щоб забезпечити вільне введення вантажозахватних пристроїв. Технологічне обладнання та деталі до нього складують як і збірні конструкції, відповідно до послідовності їх монтажу. Щоб уникнути деформування під час підйому і монтажу технологічного устаткування, а також металевих ферм їх закріплюють стисками відповідно технологічної документації.

Зварювання елементів конструкцій проводиться за допомогою обладнання зварювальних постів, які можуть бути стаціонарними й рухомими. Стаціонарні зварювальні пости розташовують у майстернях або в спеціально відведених місцях під дахом. Рухомі зварювальні пости необхідні для з'єднання і закріплення конструкцій будівельних об'єктів, тобто на робочих місцях монтажників. На будівельних майданчиках застосовують ручне електродугове зварювання на постійному або змінному струмі. Кожна електрозварювальна установка, тобто зварювальний пост повинен мати свій паспорт експлуатації, інвентарний номер, під яким вона заноситься у журнал обліку та періодичних оглядів. При провадженні електрозварювальних робіт на зварника діють промені зварної дуги, на очі й частини тіла можуть попасти бризки розплавленого металу й шлаку; йому загрожує небезпека враження електрострумом. Безпека зварювальних робіт цілком залежить від рівня

професійної майстерності, знань і уміння виконання їх зварником. До виконання електрозварювальних робіт допускаються особи не молодше 18-літнього віку, які пройшли медичний огляд, навчені за програмою теоретичної і практичної підготовки, склали іспит кваліфікаційній комісії і мають посвідчення устанавленого зразка з вкладишем талона пожежної безпеки та яким присвоєна II група з техніки безпеки. Осіб жіночої статі можна допускати до виконання ручного електродугового зварювання тільки на відкритих майданчиках, не в приміщенні. Кожен електрозварник може бути допущений до роботи тільки після проходження ним ввідного (вступного) інструктажу з безпеки праці, виробничої санітарії та пожежній безпеки, інструктажу на робочому місці, який слід проводити при кожному переході на іншу роботу або при зміні умов праці. Повторний інструктаж провадиться не рідше одного разу на три місяці. Проведення інструктажу реєструється у спеціальному журналі. Знання зварниками правил охорони праці перевіряються щорічно.

Працюючи на висоті, зварник повинен мати пенал для недогарків електродів. Роботу в закритих ємкостях слід вести не менше як двом особам, причому одна повинна мати кваліфікаційну групу не нижче II і знаходитися зовні зварювальної місткості для контролю за безпечним веденням роботи зварником. Електрозварник, який працює всередині місткості, забезпечується запобіжним поясом з прив'язаною до нього вірьовкою, кінець якої повинна тримати особа, що знаходиться за місткістю. Електрозварювальні установки, що працюють в особливо небезпечних умовах, повинні бути забезпечені пристроями автоматичного включення. Місця провадження робіт при відсутності неспалимого захисного настилу або настилу, захищеного неспалимим матеріалом, повинні бути захищені від спалимих матеріалів у радіусі не менше 5 м, а від вибухонебезпечних — 10 м. Електрозварник повинен бути забезпечений необхідними засобами індивідуального захисту — брезентовим костюмом, черевиками, щитками масками з світлофільтрами.

Висотні роботи – більше 5 м від поверхні землі, перекриття або робочого настилу, тимчасових монтажних пристосувань. Підйом і спуск на висоту або

глибину більше 25 м – вантажопасажирські підйомники (ліфти). Використовують – приставні драбини (рідше скоби), під кутом більше 75°. Робочі місця, розташовані на висоті або глибині більше 5 м повинні мати дугові огороження, або канатні. На високі колони сходи навішуються ланками до їх підйому, застосовують приставні сходи з площадкою. Найбільш безпечні і комфортні – маршові сходи (з огорожею, розташовані під кутом 60° і майданчики відпочинку через кожні 3. ... 4 м). Приставні драбини з перильним огороженням, встановлені під кутом 70 ... 75°, використовують для підйому до робочих місць на висоті до 18 м. Основні методи забезпечення безпеки при роботі на висоті:

- правильна організація робочих місць;
- засоби колективного захисту: підмости, люльки, монтажні столики, вишки, драбини, перехідні містки;
- засоби індивідуального захисту;
- скорочення ручної праці.

Слід виділити дві важливі проблеми при роботі на висоті:

- при переході з одного робочого місця на інше;
- забезпечення безпеки при установці, вивірці і проектному закріпленні конструктивних елементів. Всі основні елементи захисних огорожень слід розраховувати на міцність, а огорожі в цілому – на стійкість від дії рівномірно розподіленого горизонтального та вертикального нормативного навантаження 400 Н/м, прикладеного на поручень. У місцях, призначених для перебування не більше двох осіб, допускається застосовувати в якості нормативного навантаження зосереджене навантаження, рівне 400 Н, прикладене горизонтально або вертикально в будь-якому місці по довжині поручня. Коефіцієнт перевантаження повинен прийматися рівним 1,2. Максимальний вигиб від навантаження не повинен перевищувати 0,1 м. Висота захисних огорожень – не менше 1,1 м. При закріпленні багатьох конструкцій в проектне положення єдиним засобом захисту є запобіжний пояс. При роботі на висоті необхідно конкретно визначати місця закріплення карабіном запобіжного пояса. Це повинно бути передбачено проектом (вушка, петлі, отвори для

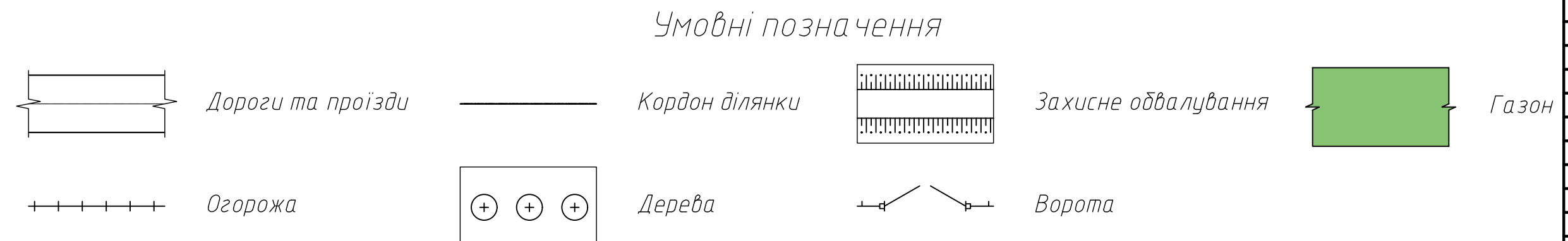
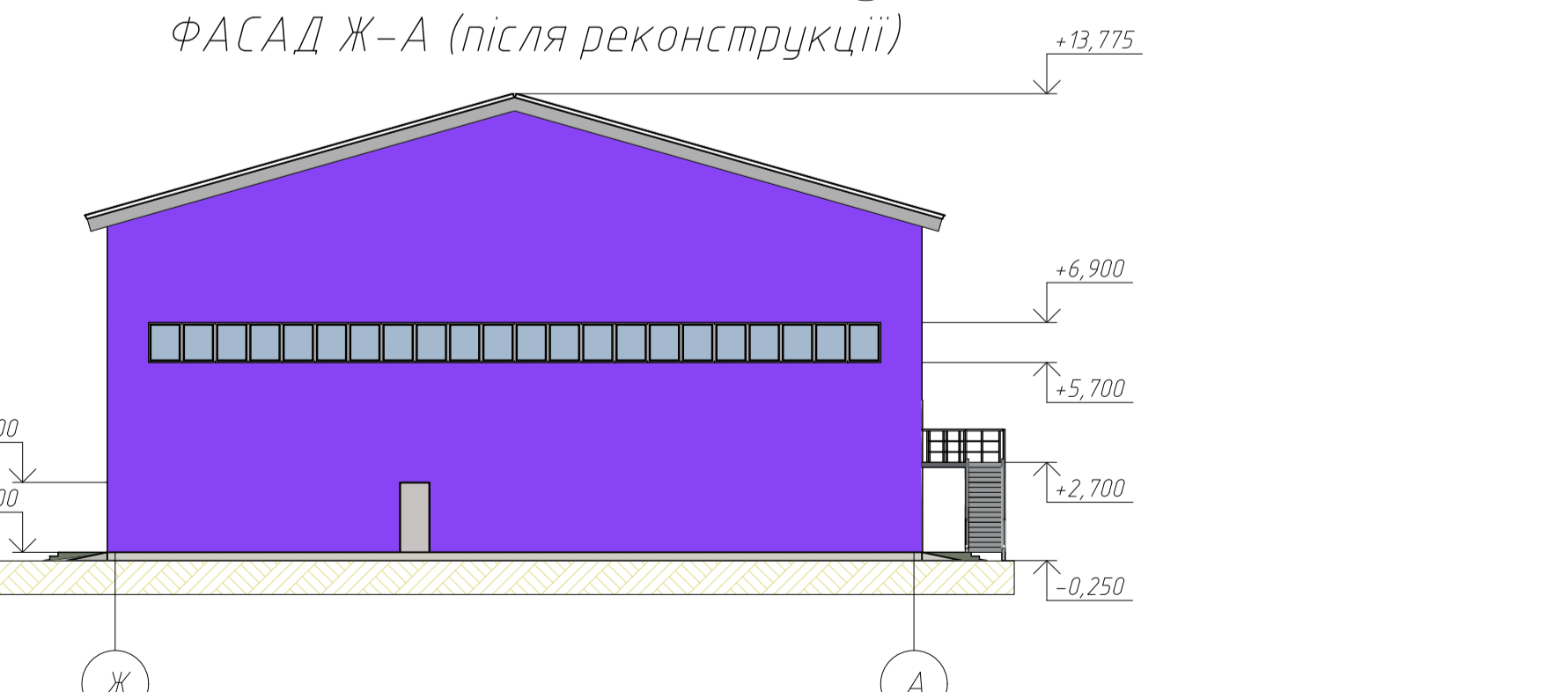
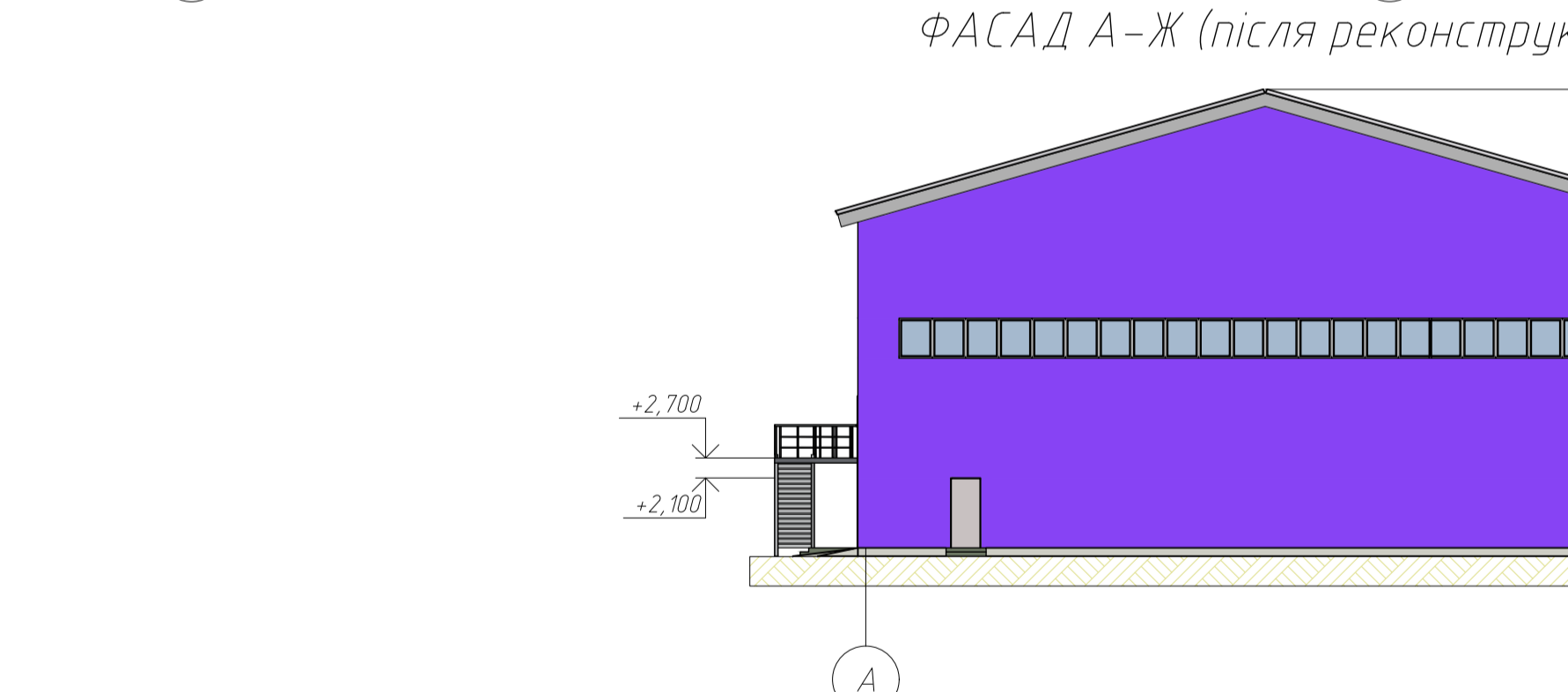
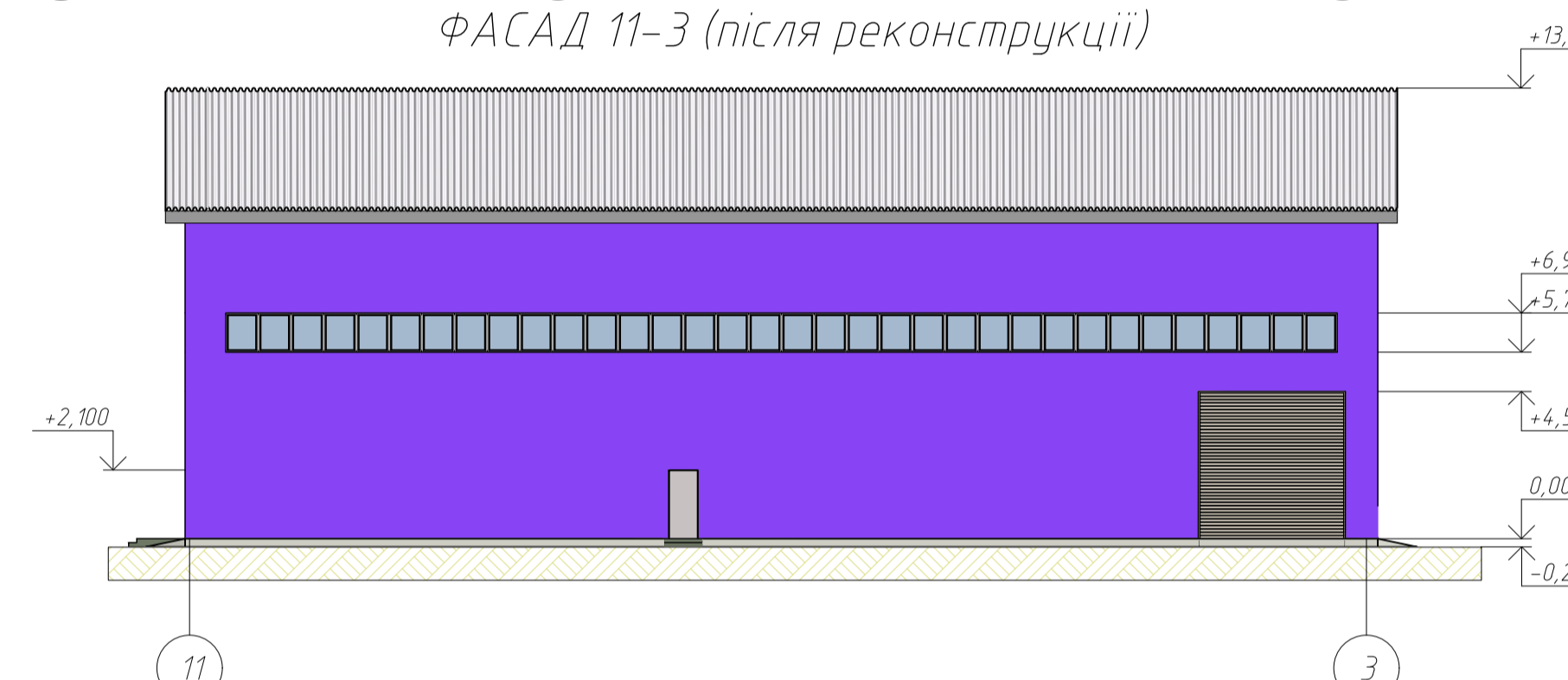
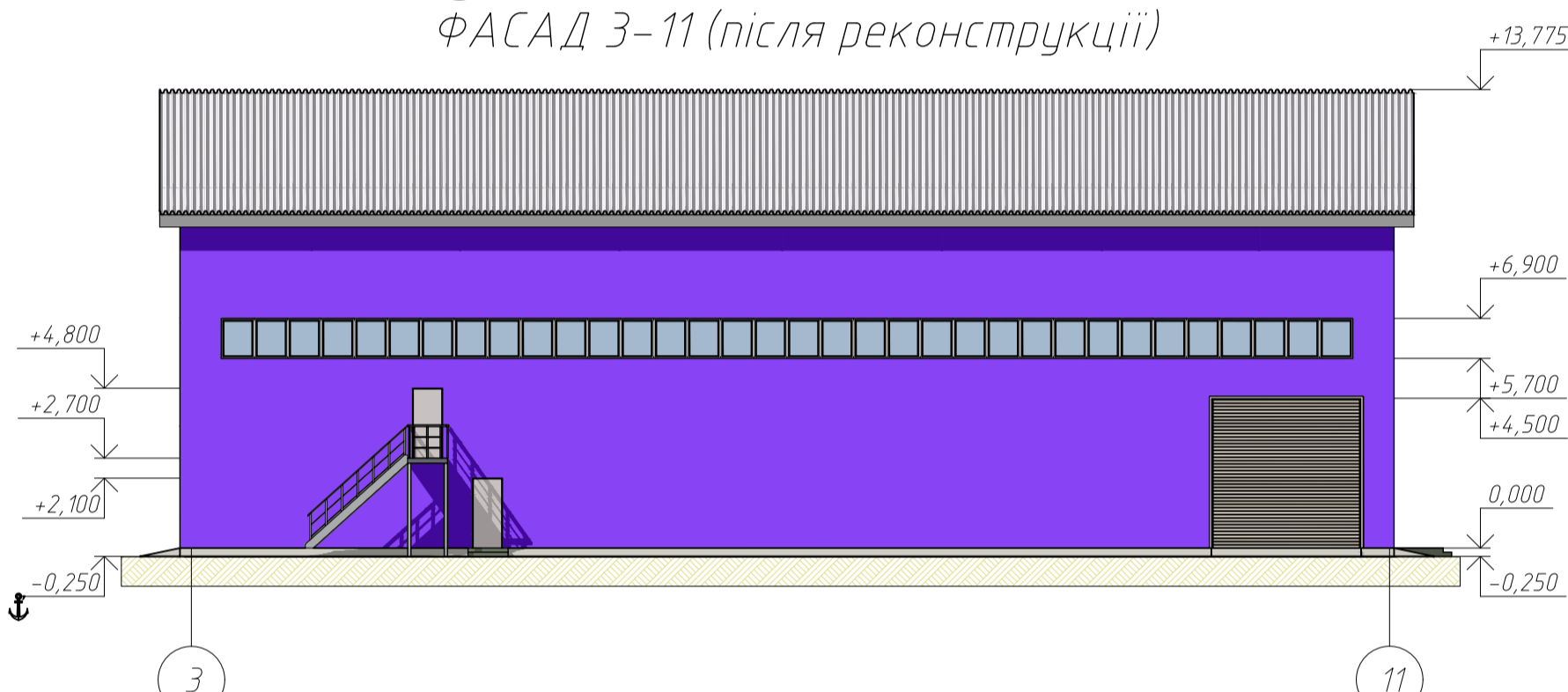
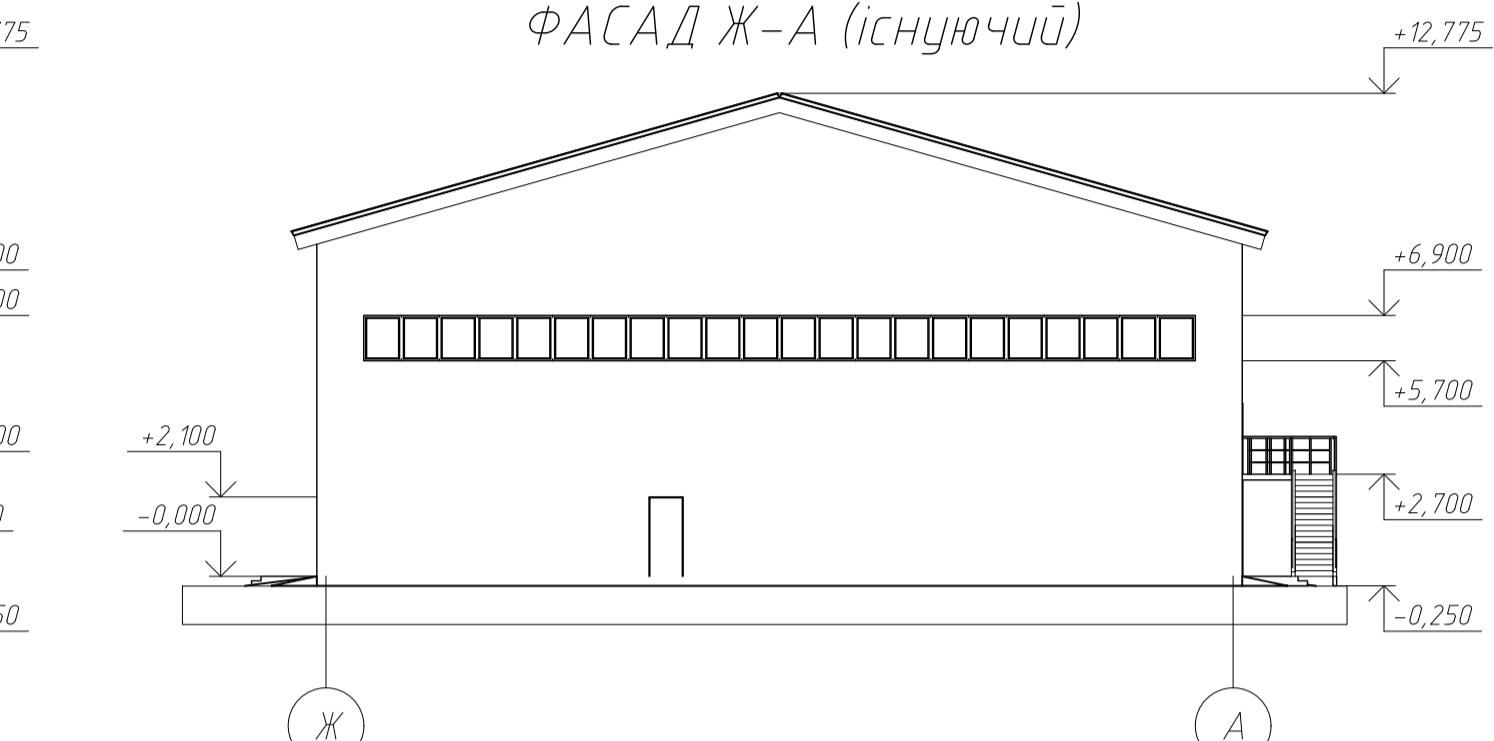
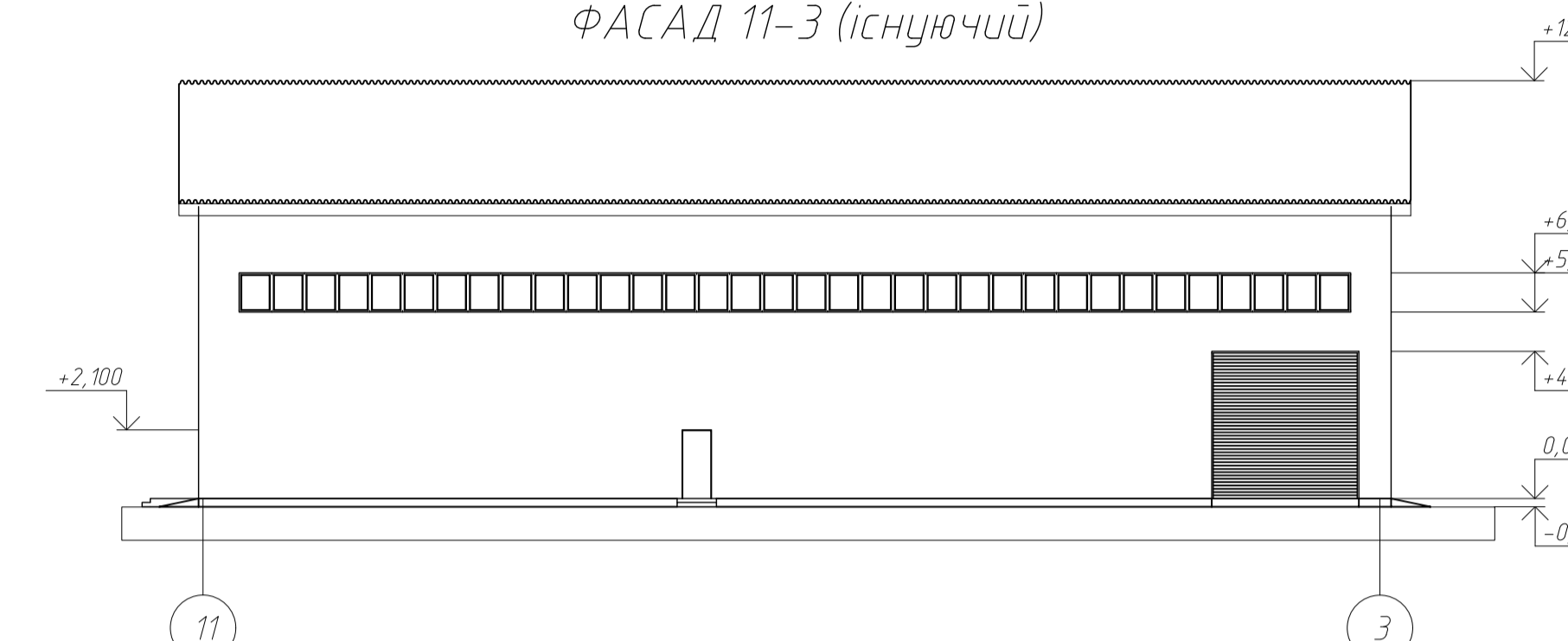
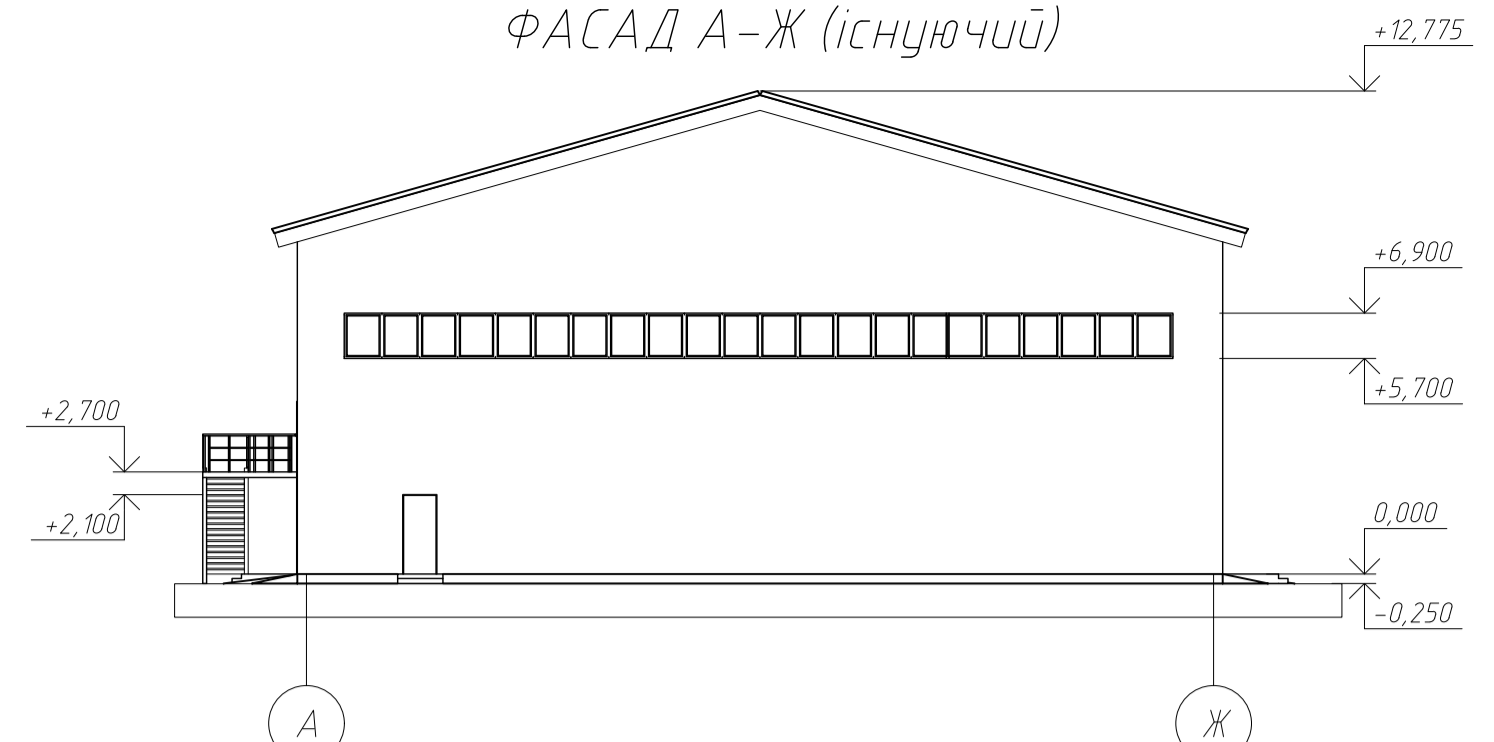
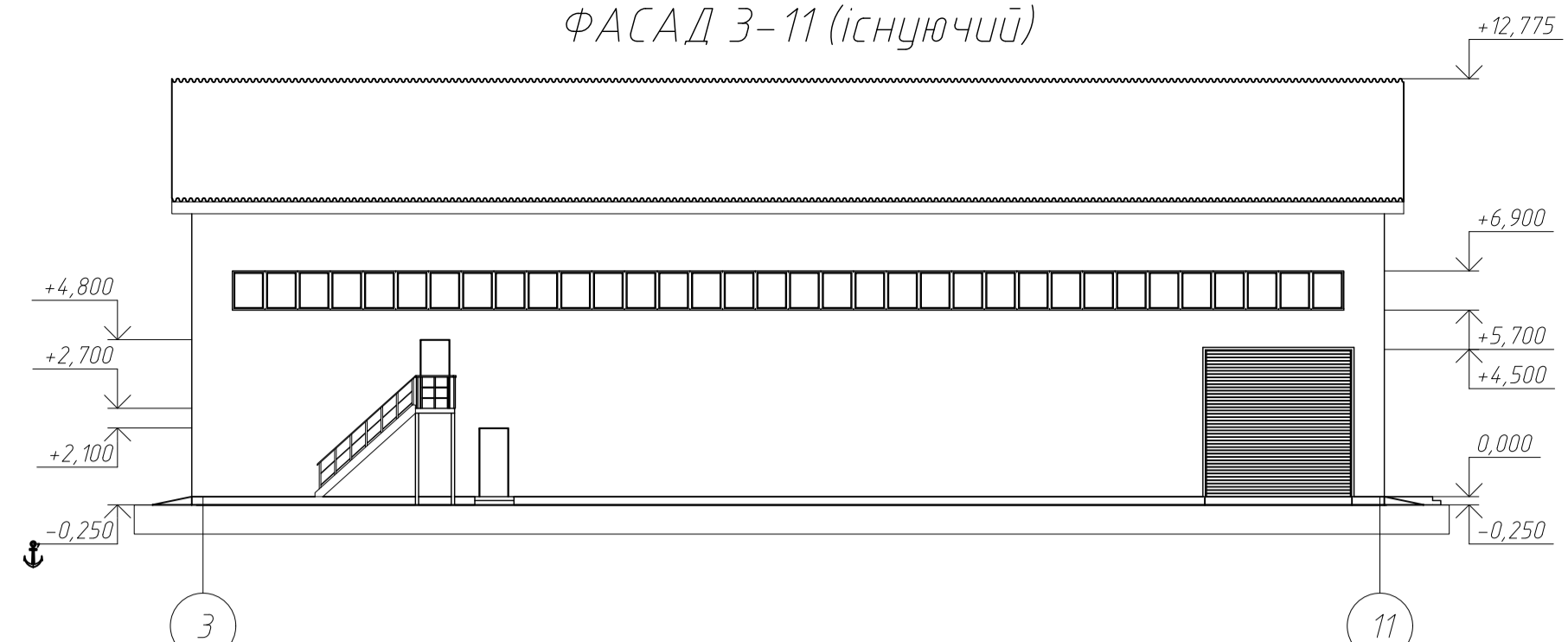
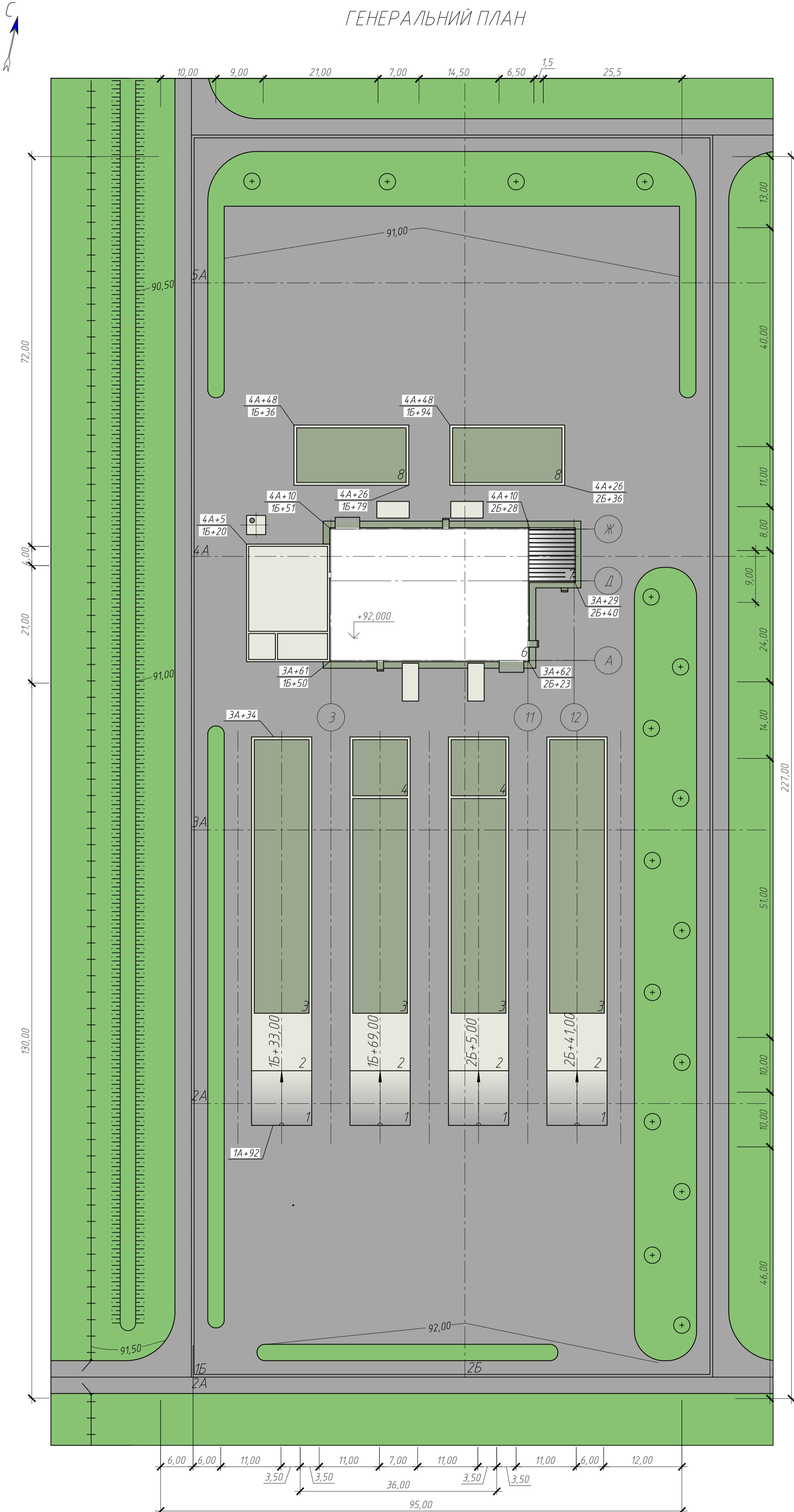
кріплення карабіна пояса або страхувальних канатів) та клеймо заводу, який його виготовив. Безпеку експлуатації страхувальних канатів визначають наступні параметри:

- співвідношення між попереднім натягом каната і його провисанням в середині;
- висотою установки від площини опираючого ступеня ніг працівника;
- обмеження вільної довжини прольоту.

## Список використаної літератури

1. ДБН Б.1.1-15:2012 Склад та зміст генерального плану населеного пункту;
2. ДБН В.1.2-12-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів;
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія;
4. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування;
5. Серія 1.423.3-8. Сталеві колони одноповерхових виробничих будівель без мостових опорних кранів;
6. Серія 1.427.3-4. Сталеві стійки фахверка одноповерхових виробничих будівель;
7. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополочні. Сортамент;
8. ДСТУ 3436-96 Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент;
9. Серія 1.436.3-21. Вікна з палітурками з гнutoзварних сталевих профілів і механізми відкривання;
10. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд;
11. ДСТУ Б В.2.7-57-96 Будівельні матеріали. Підлоги;
12. Методичні вказівки до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН



Експлікація будівель та споруд

N п/р	Найменування	Примітка
1	Рампа	2А
2	Майданчик для навантаження/вивантаження	2А
3	Бетонний осередок складування відходів до переробки	1Б, 3А, 2Б
4	Бетонний осередок вирівнювання складу відходів	3А, 1Б, 3А, 2Б
5	Майданчик аварійного генератора	3А, 1Б
6	Будівля встановлення термомеханічної переробки відходів	3А, 1Б
7	Модуль підготовки повітря	3А, 2Б
8	Бетонний осередок для перероблених відходів	4А, 1Б, 4А, 2Б

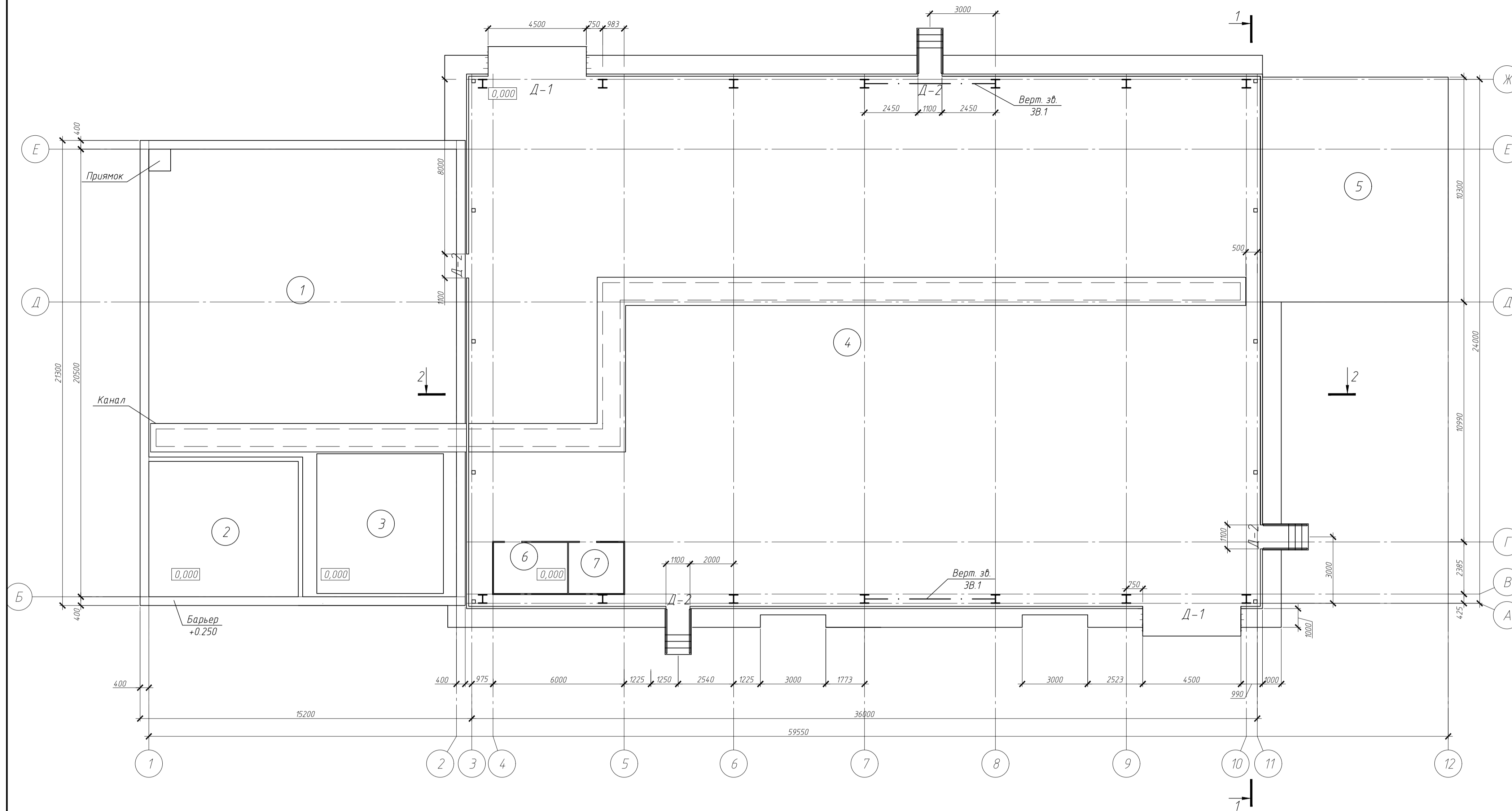
ТЕП генплану

N з/п	Показники	Одиниці виміру	Кіл-ть
1	Площа території	м <sup>2</sup>	21600
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	5010
3	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	3295
4	Площа доріг	м <sup>2</sup>	13295
5	Коефіцієнт озеленення	%	15
6	Коефіцієнт забудови	%	85

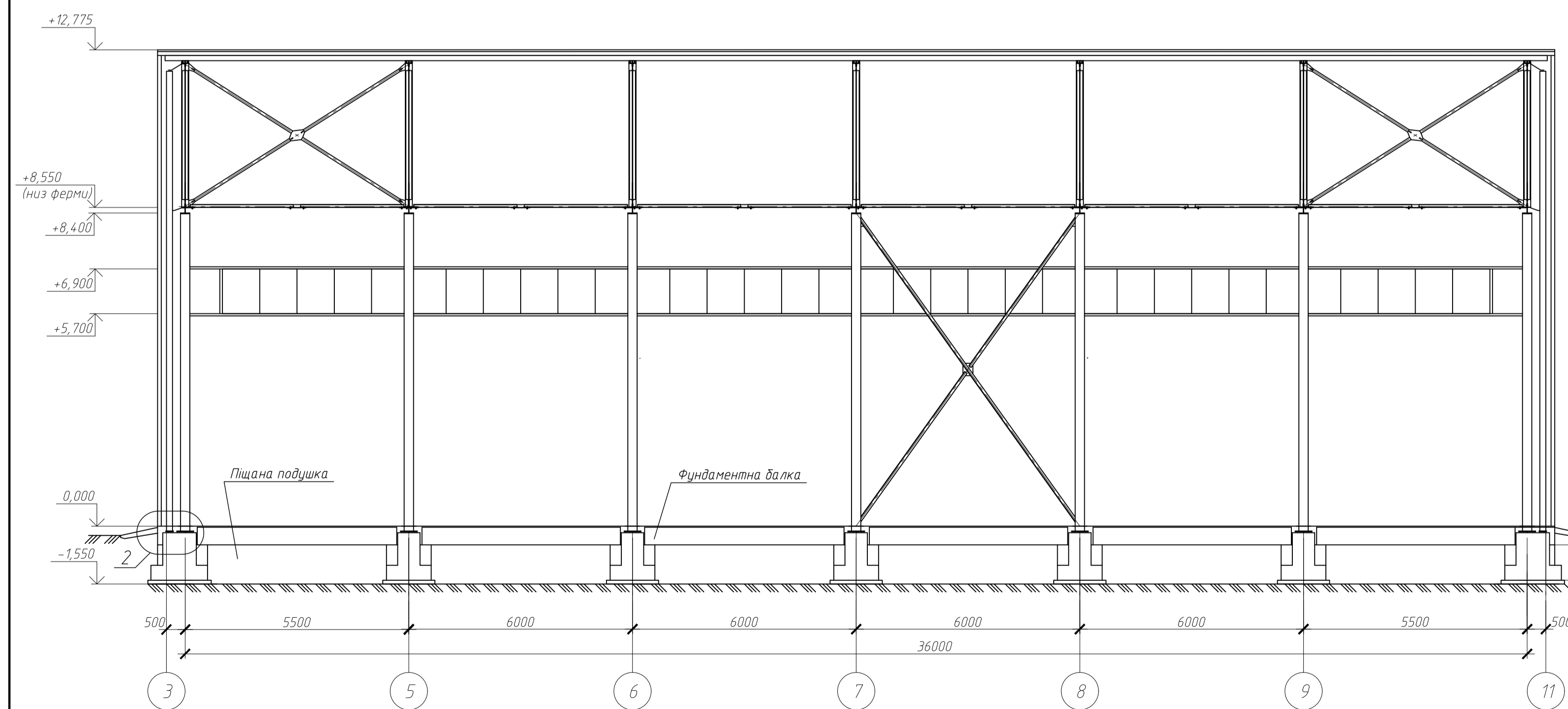
МР 9123. БК ДР

Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата	Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин	Стадія	Маса	Масштаб
Виконав	Горбенко Ю.В.					Аркш 1		
Керівник	Альчинович В.М.					Аркшів 7		
Затвердив	Циганенко Л.А.					СНАУ гр. ПБЛ 2204м		

План на відм. 0,000



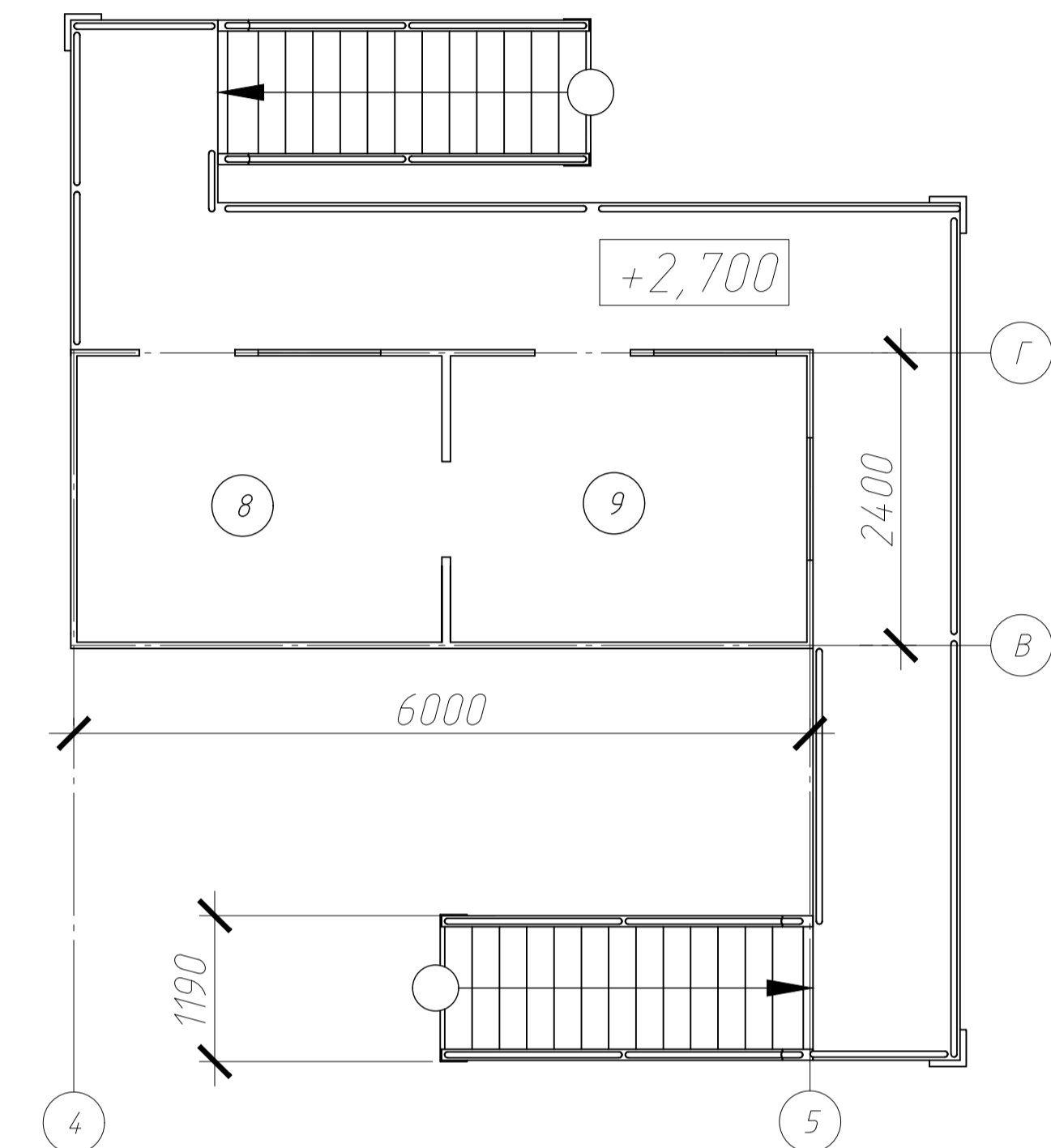
Розріз 2-2 (існуючий)



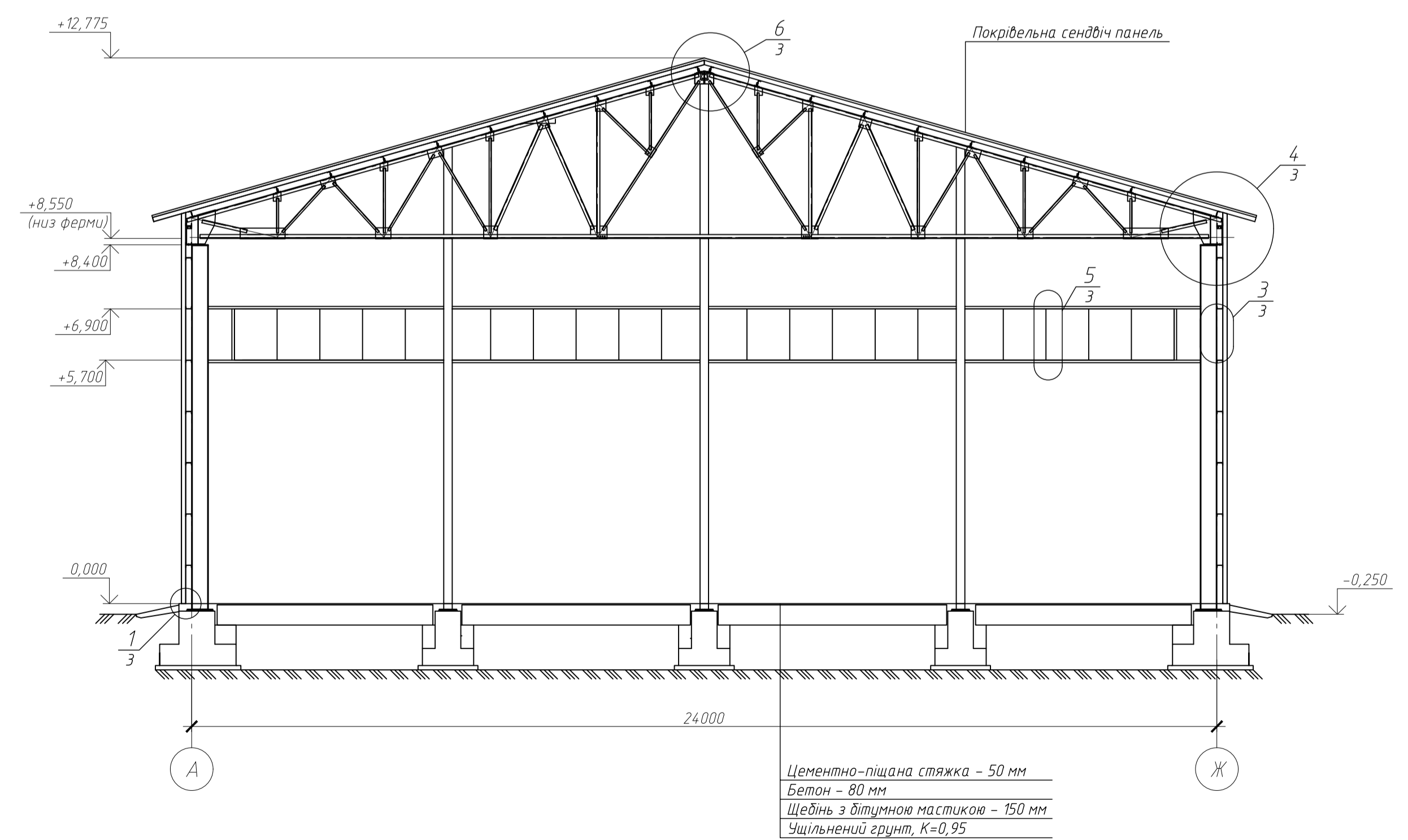
Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м²	Кат. приміщення
1	Майданчик запасних генераторів та понижувальних трансформаторів	177	
2	Виробнича ділянка	40,9	
3	Майданчик охолоджувачів	37,1	
4	Будівля установки з переробки відходів	887,7	
5	Будівля опалення вентиляції кондиціювання повітря	87,6	
6	Апаратна	8,8	
7	Лабораторія	5,6	
8	Кімната управління	7,8	
9	Офісне приміщення	6,6	

Фрагмент плану на відм. +2,700



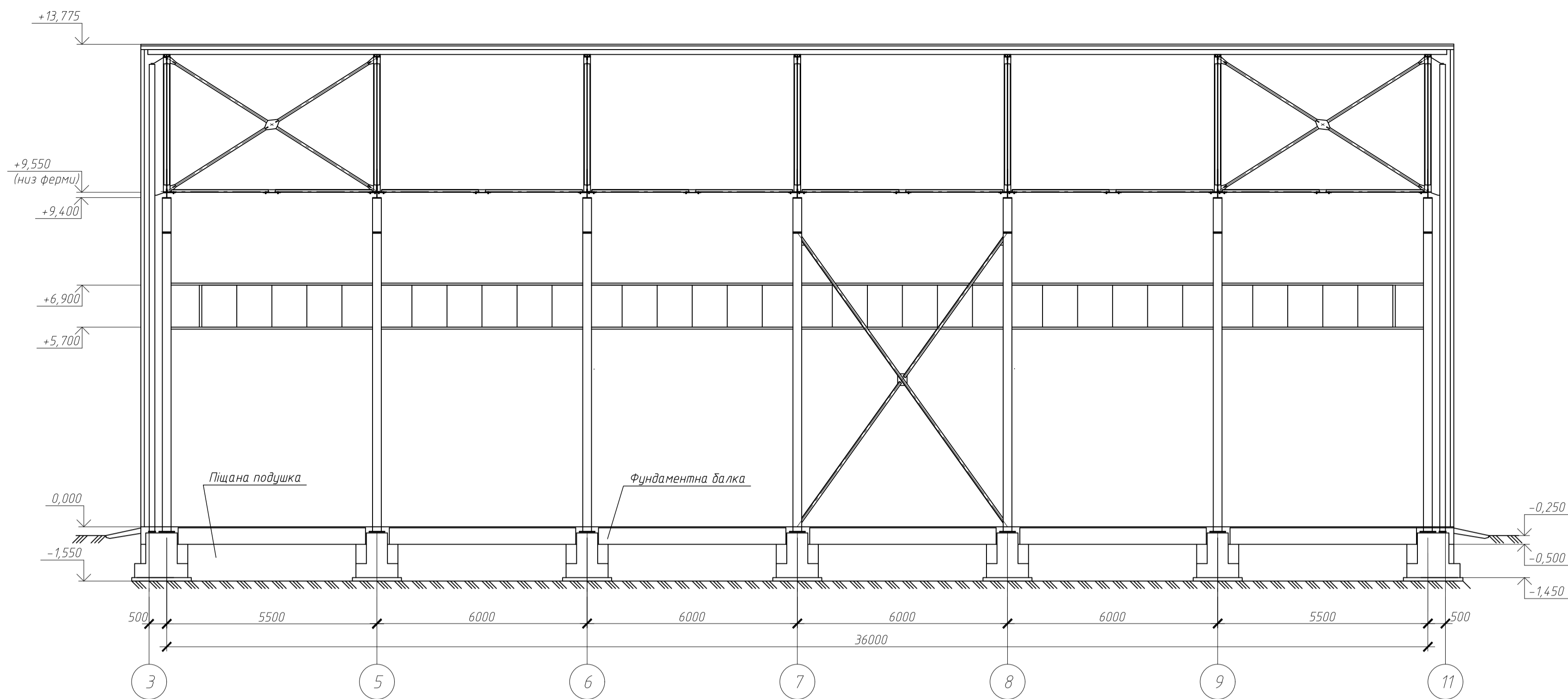
Розріз 1-1 (існуючий)



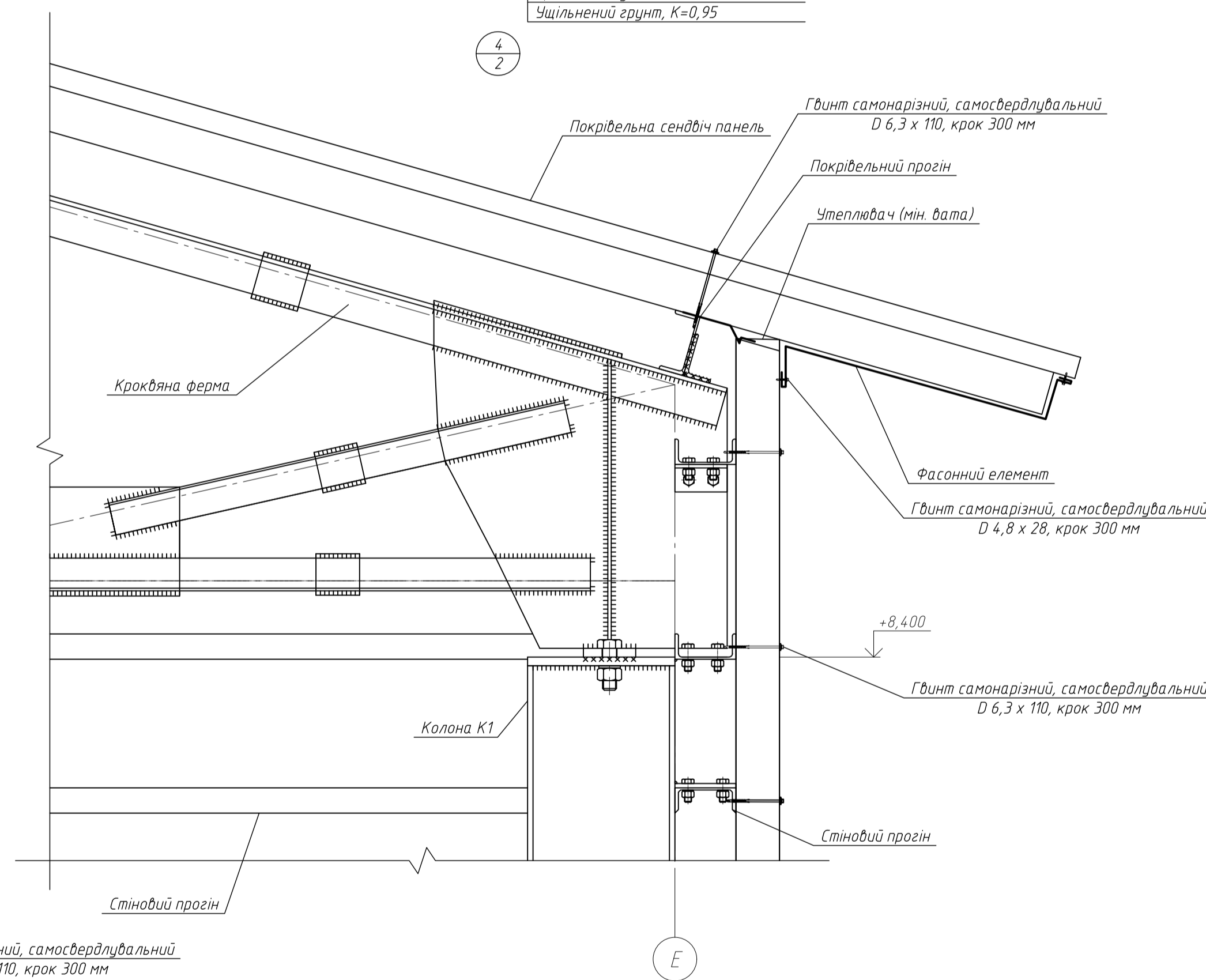
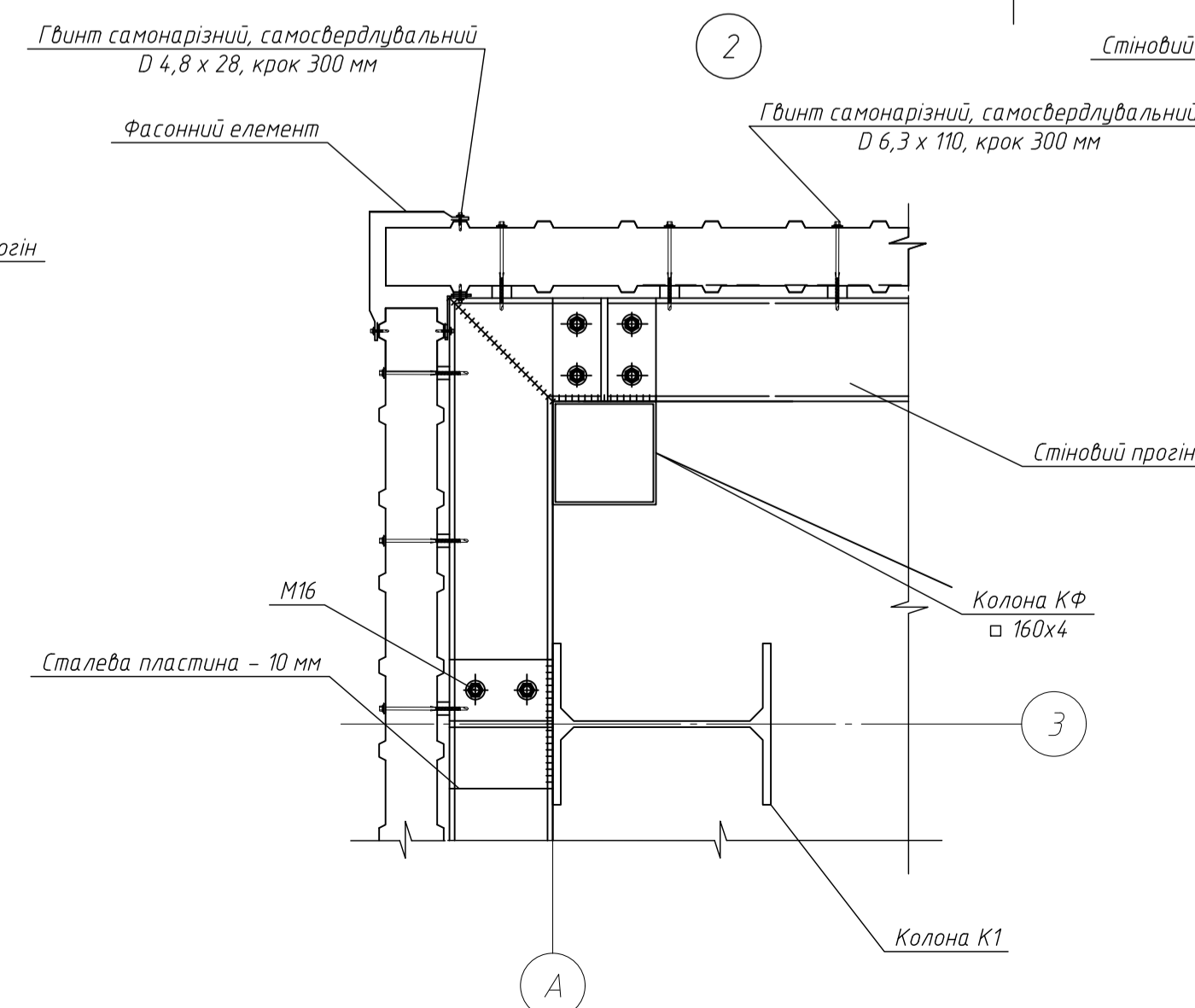
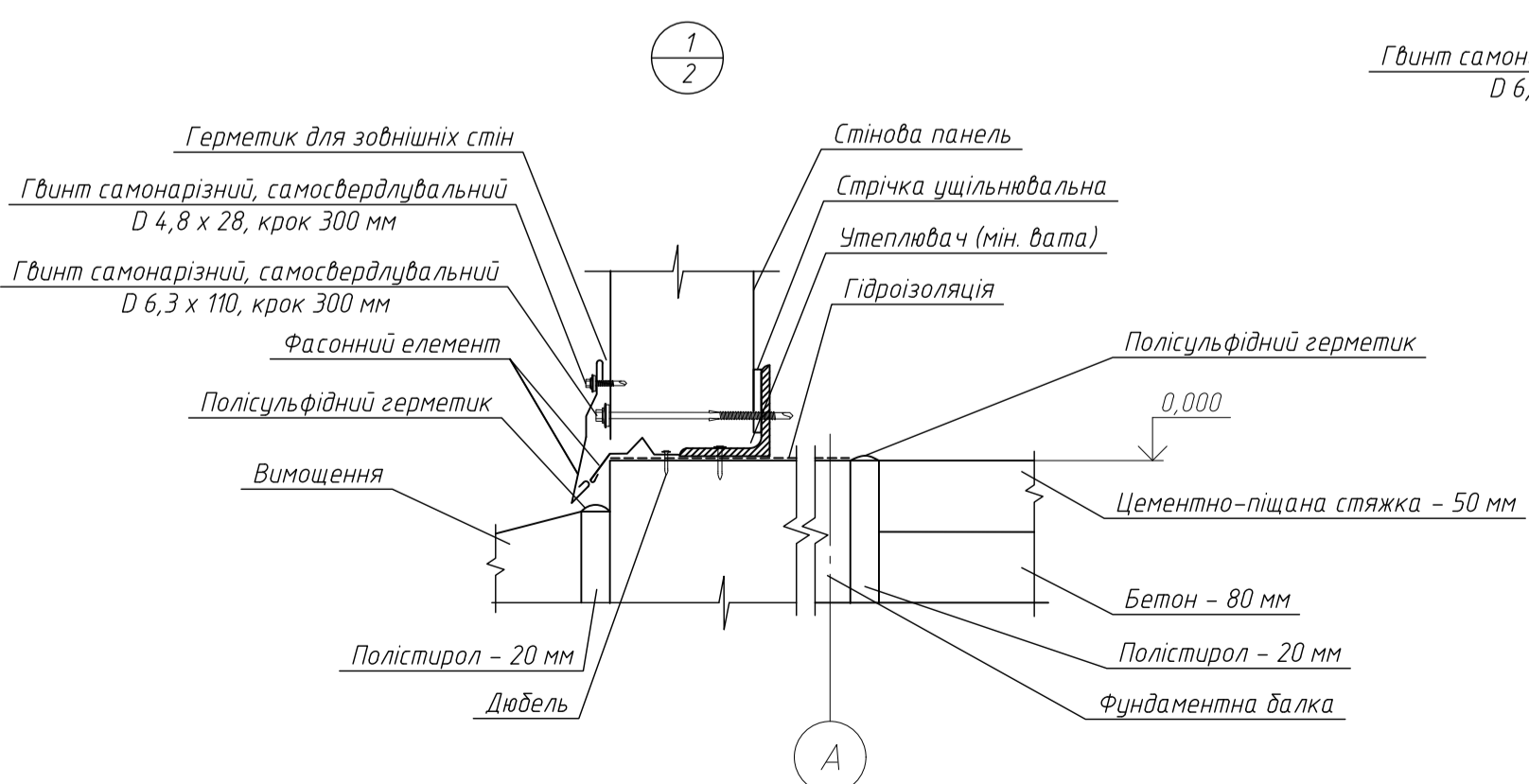
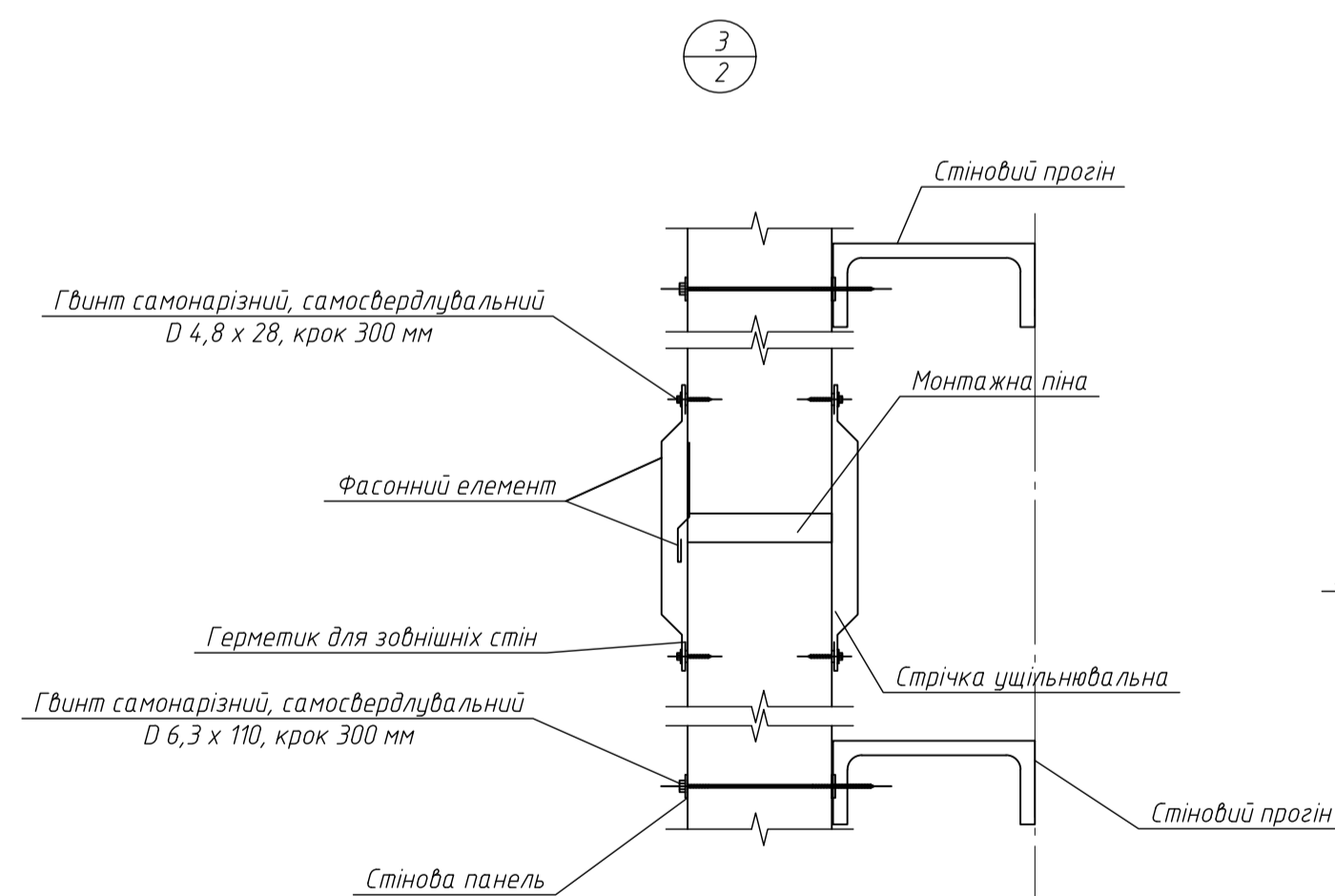
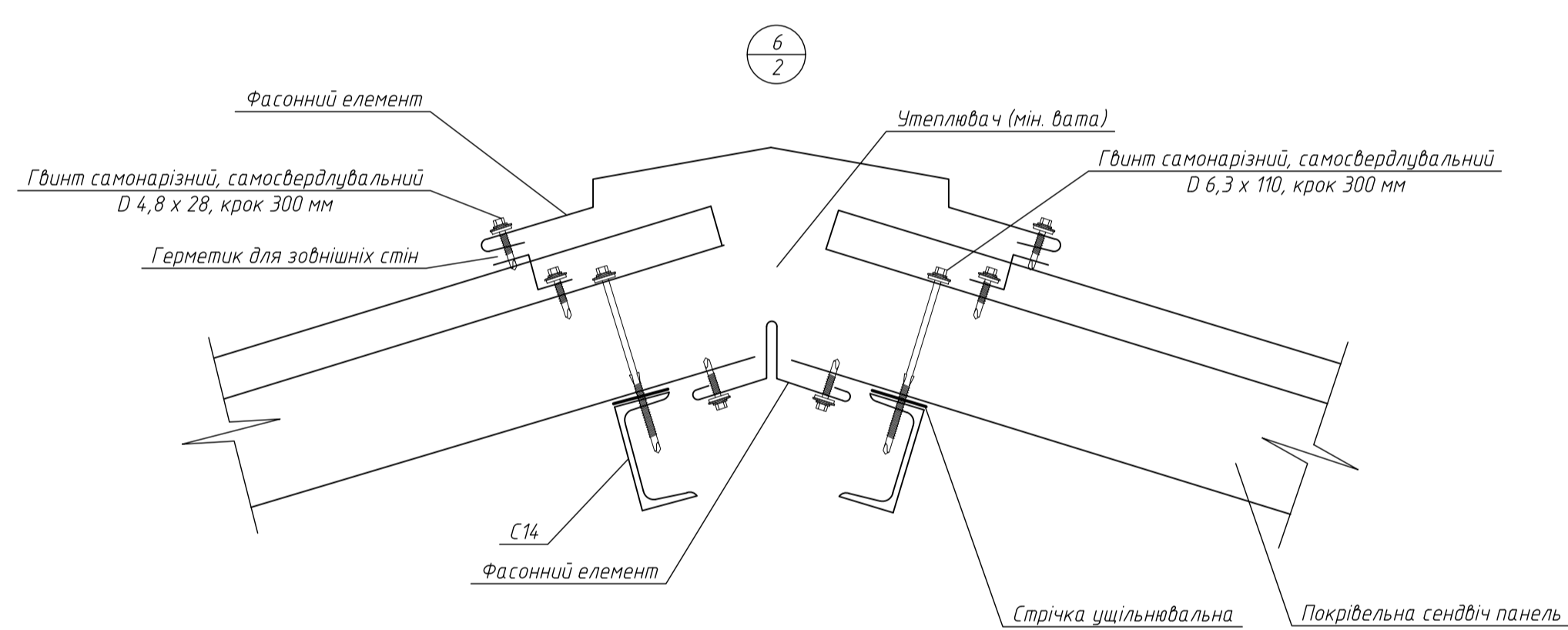
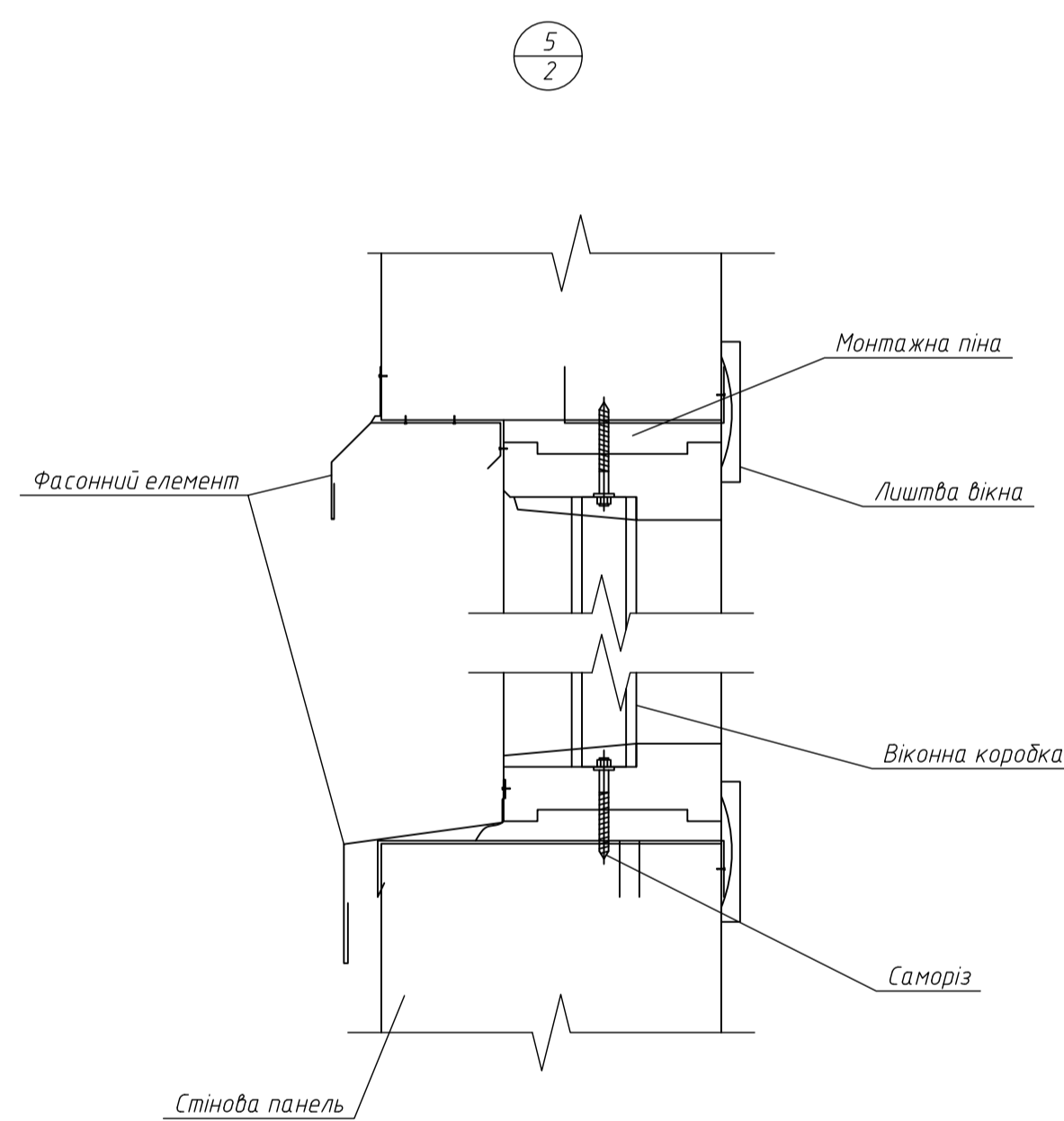
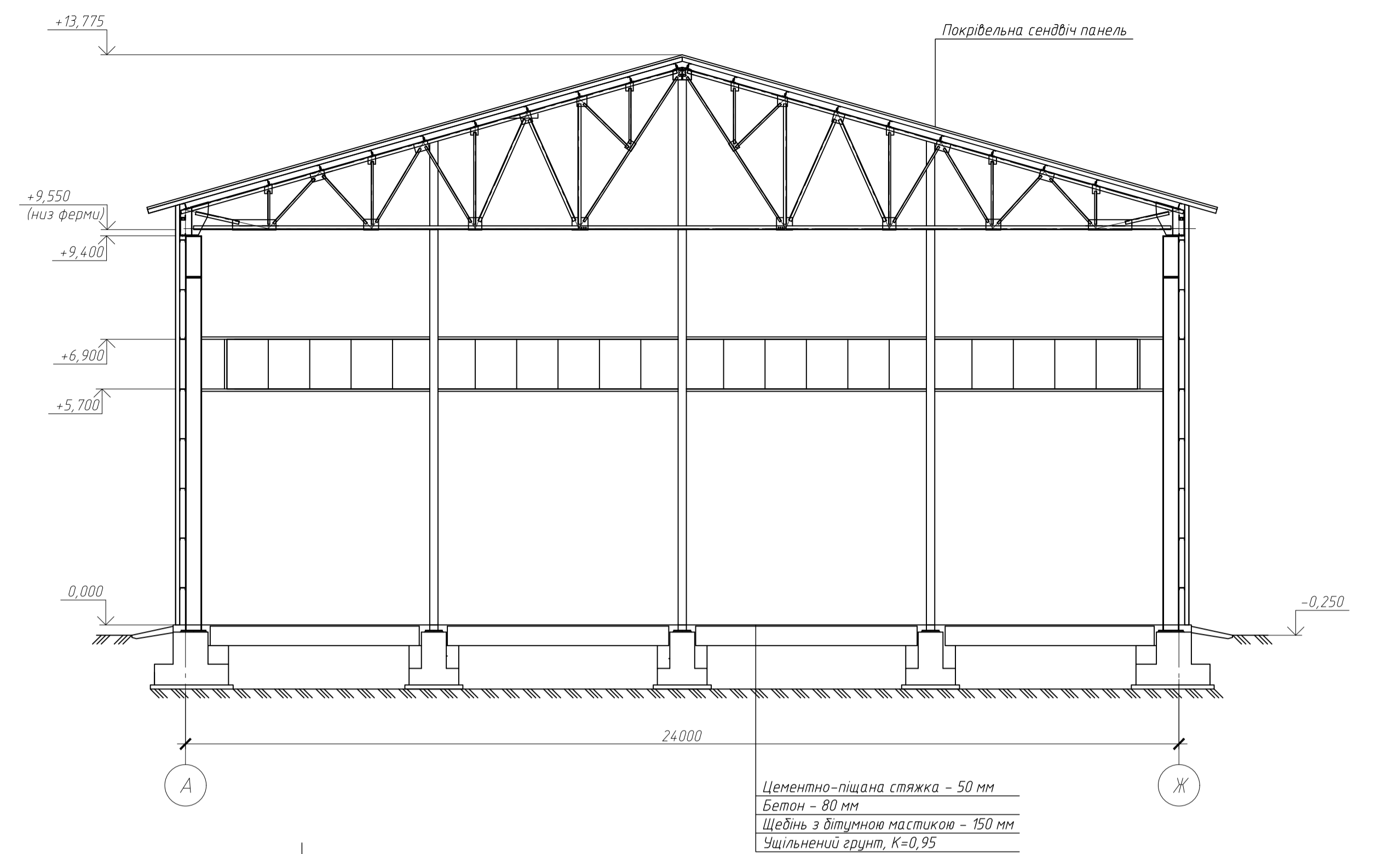
МР 9123. БК ДР					Стаття	Маса	Масштаб	
Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата	Н		Аркшів 2	
Виконав	Горощенко Ю.В.							Аркшів 7
Керівник	Альоханов В.М.							
Затвердив	Циганенко Л.А.				СНАУ гр. ПЦБ 2204 м			

Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин

Розріз 2-2 (після реконструкції)



Розріз 1-1 (після реконструкції)



МР 9123. БК ДР					Стая	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	М. документа	Підпис	Дата	Н		
Виконав	Горощенко Ю.В.				Аркш 3	Аркшів 7	
Керівник	Альчинович В.М.				СНАУ гр. ПЦБ 2204 м		
Затвердив	Циганенко Л.А.				Формат А1		

Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин

Розріз 2-2 (після реконструкції), Розріз 1-1 (після реконструкції), Вузел 5, 6, 4, 1, 3





Як бачимо, на минулому аркуші, окремі елементи не забезпечують несучу здатність за стійкістю із площини дії моменту  $M_y$  при позacentровому стискові.  
 Приймаємо рішення підсилити вертикальні елементи каркасу шляхом введення рівноплочних кутиків 50x50 з товщиною пера 5 мм.

Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення, зусилля N, т

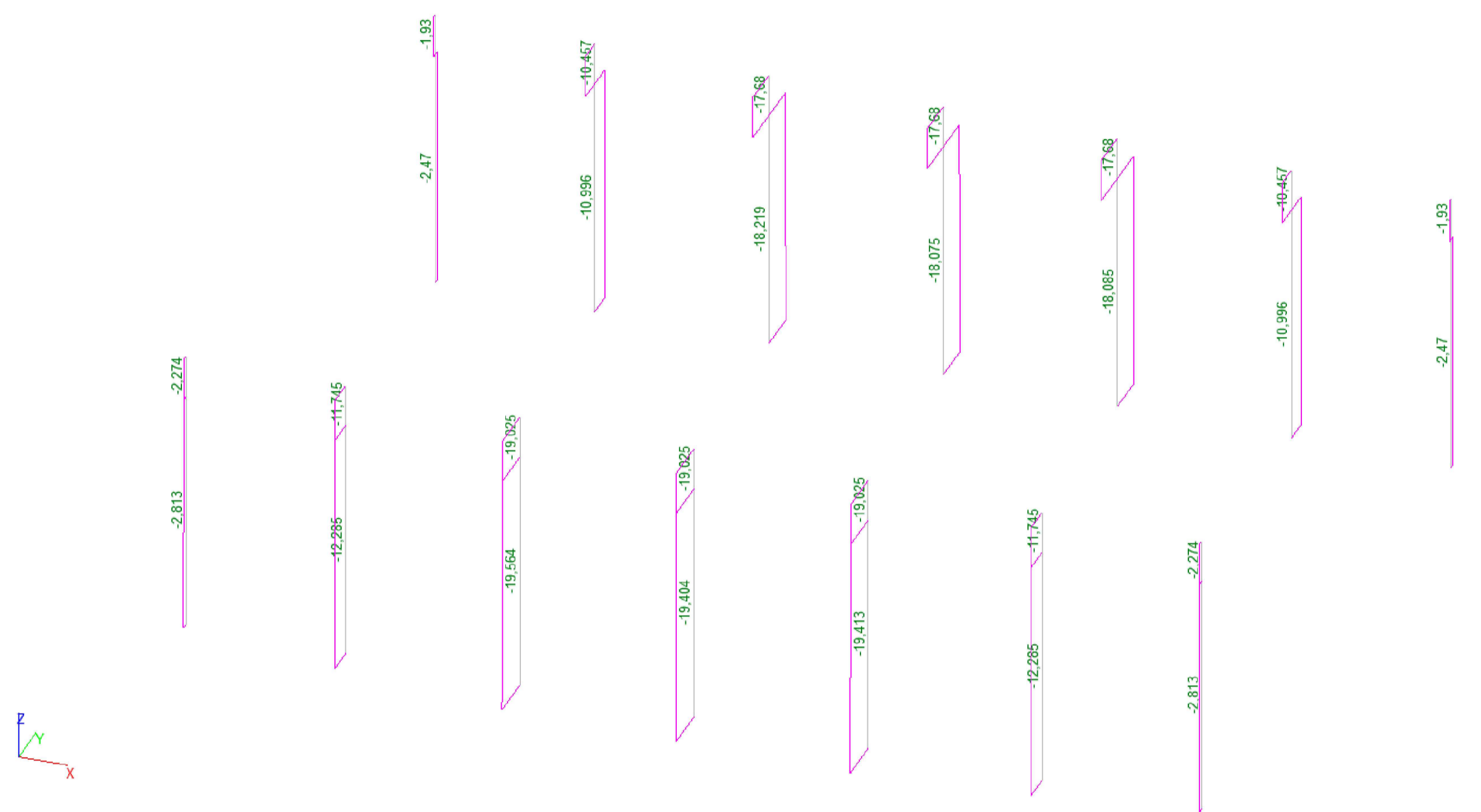


Схема колон каркасу після реконструкції та підсилення, критичний фактор  $K_{max}$

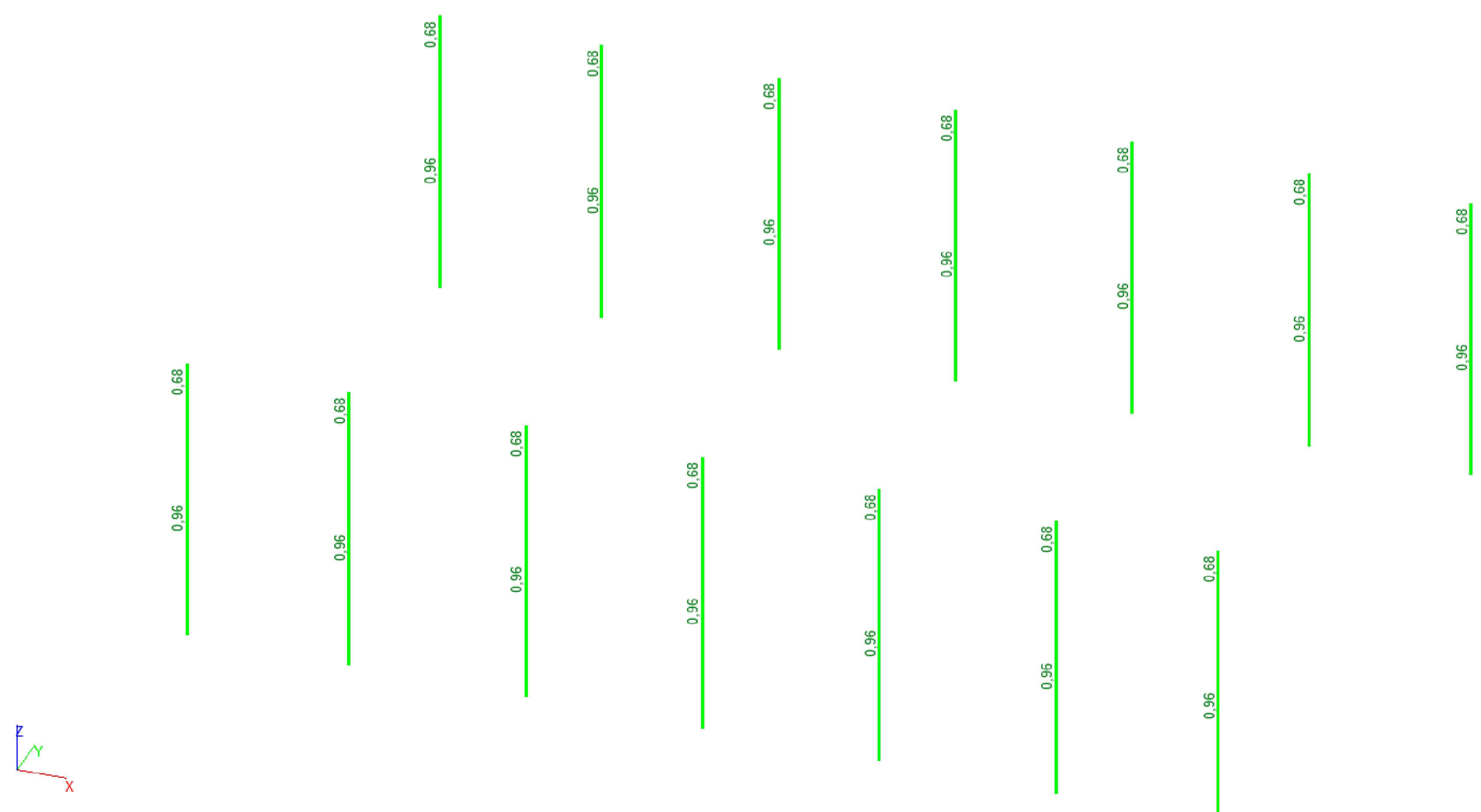
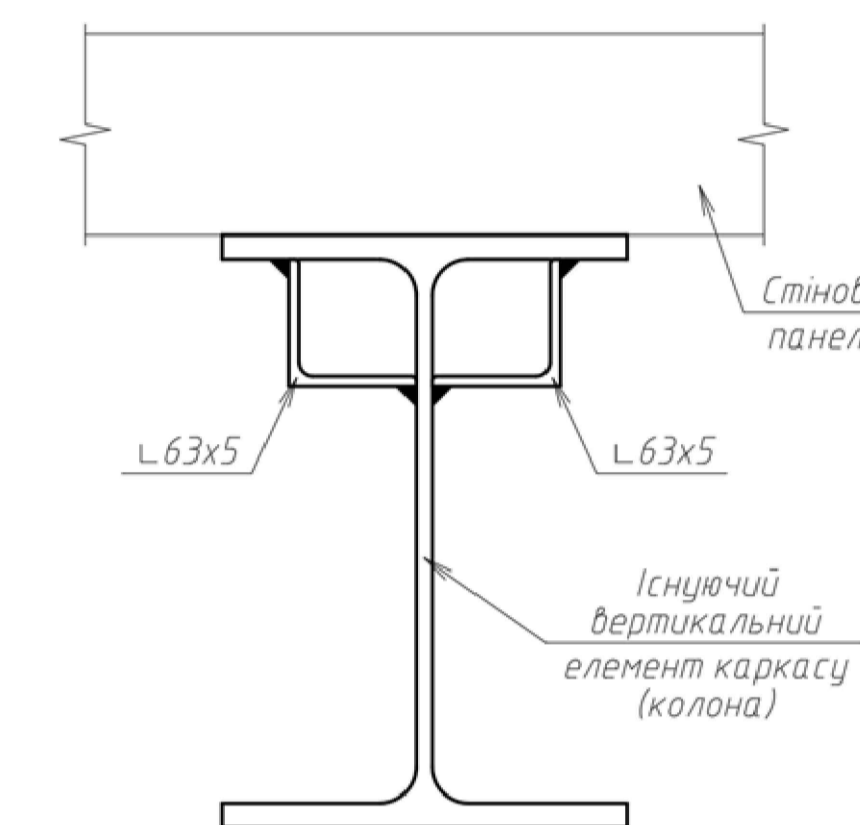


Схема перерізу підсилення колон каркасу



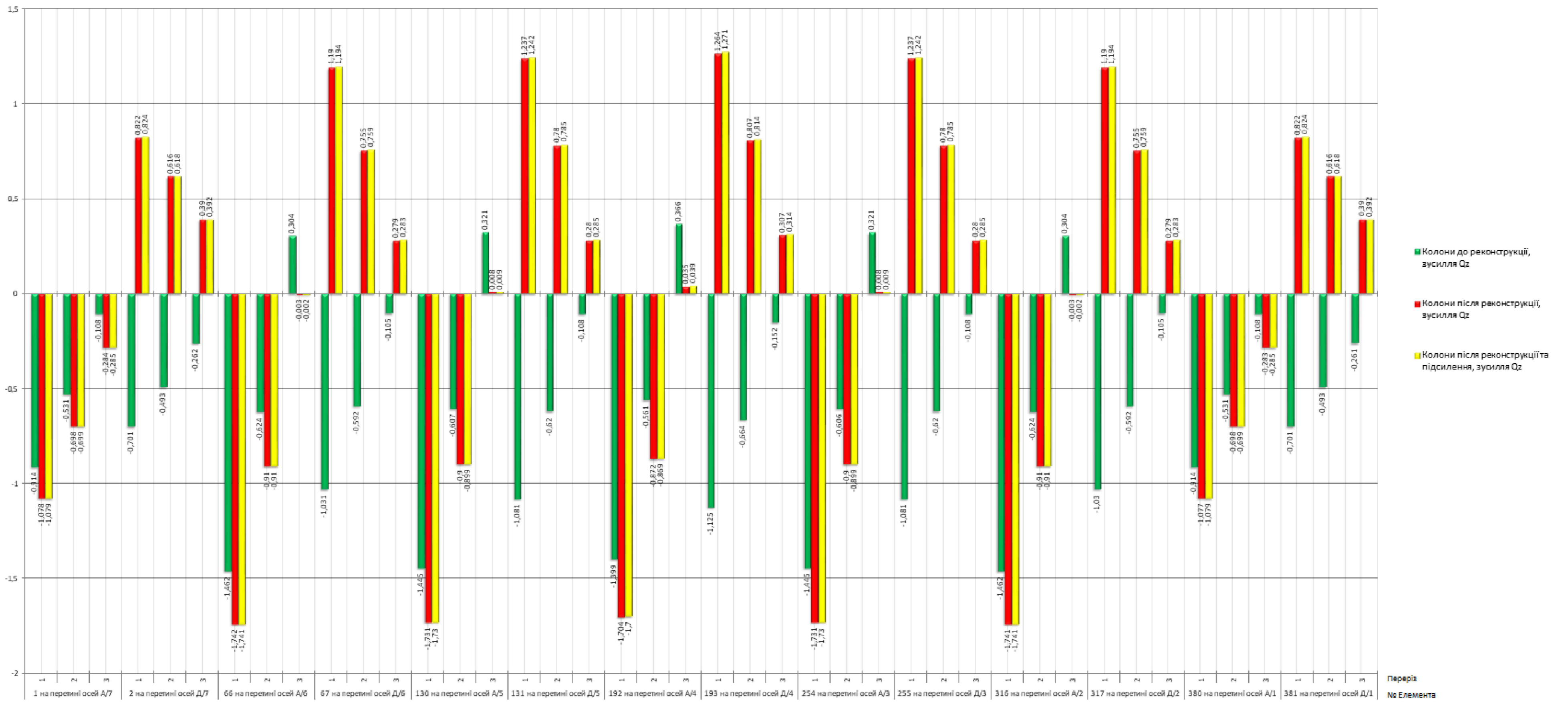
**Висновок**

За результатами перевірочних розрахунків було виявлено, що існуючі колони не мають достатньої несучої спроможності, особливо враховуючи критерій стійкості елемента в площині дії моменту при позacentровому стиску. Головним фактором, що впливає на цю ситуацію, є збільшення гнучкості колон при збільшенні їхньої висоти.

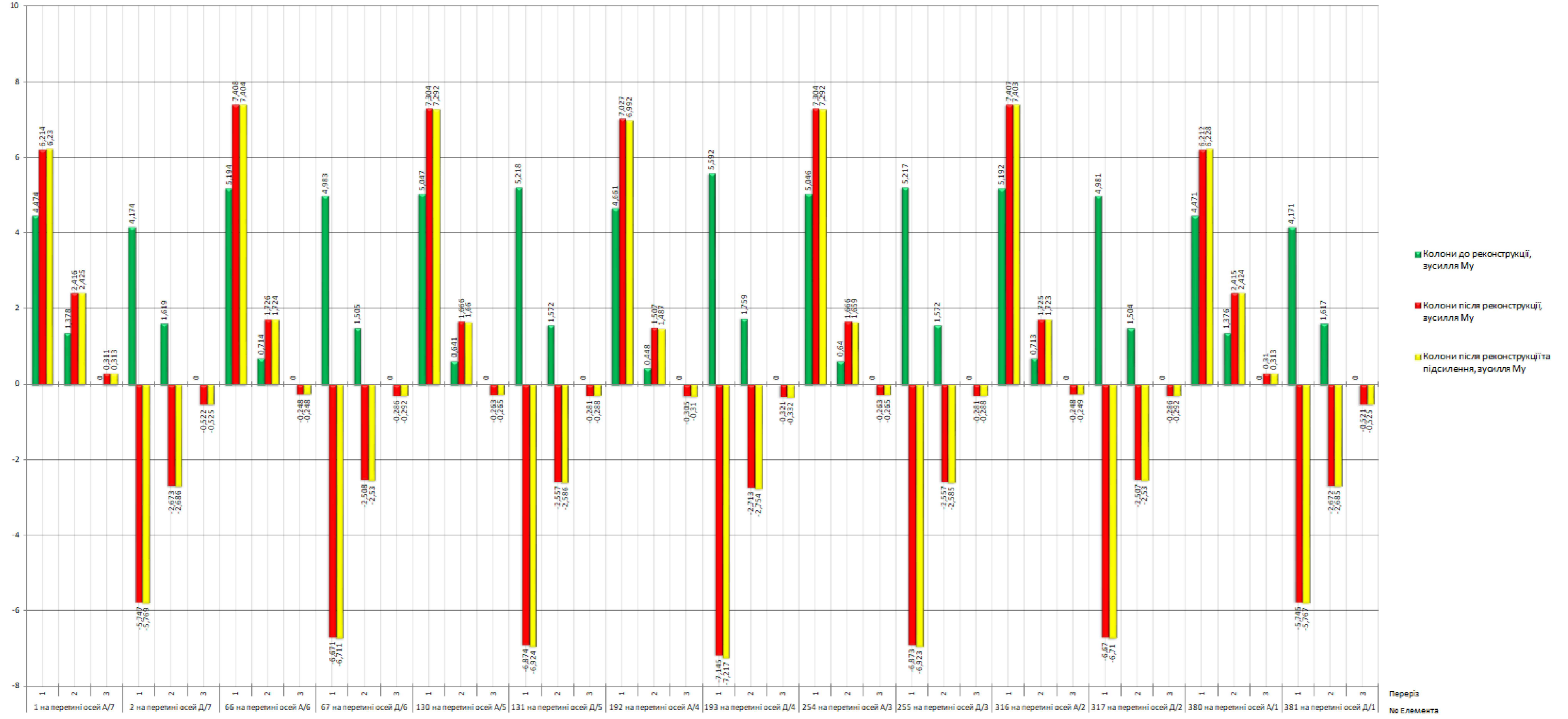
З метою підвищення несучої здатності прийнято рішення про збільшення площі поперечного перерізу елемента. Це досягнуто шляхом кріплення двох кутиків L63x5 до внутрішніх граней полук та стінки колони з двотавру ЗОШ1.

					МР 9123. БК ДР			
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин	Статя	Маса	Масштаб
Виконав		Горощенко Ю.В.				Н		
Керівник		Альчицький В.М.			Аркш 6	Аркш 7		
					Схема колон після реконструкції та підсилення		СНАУ гр. ПЦБ 2204м	
Затвердив		Циганенко Л.А.						

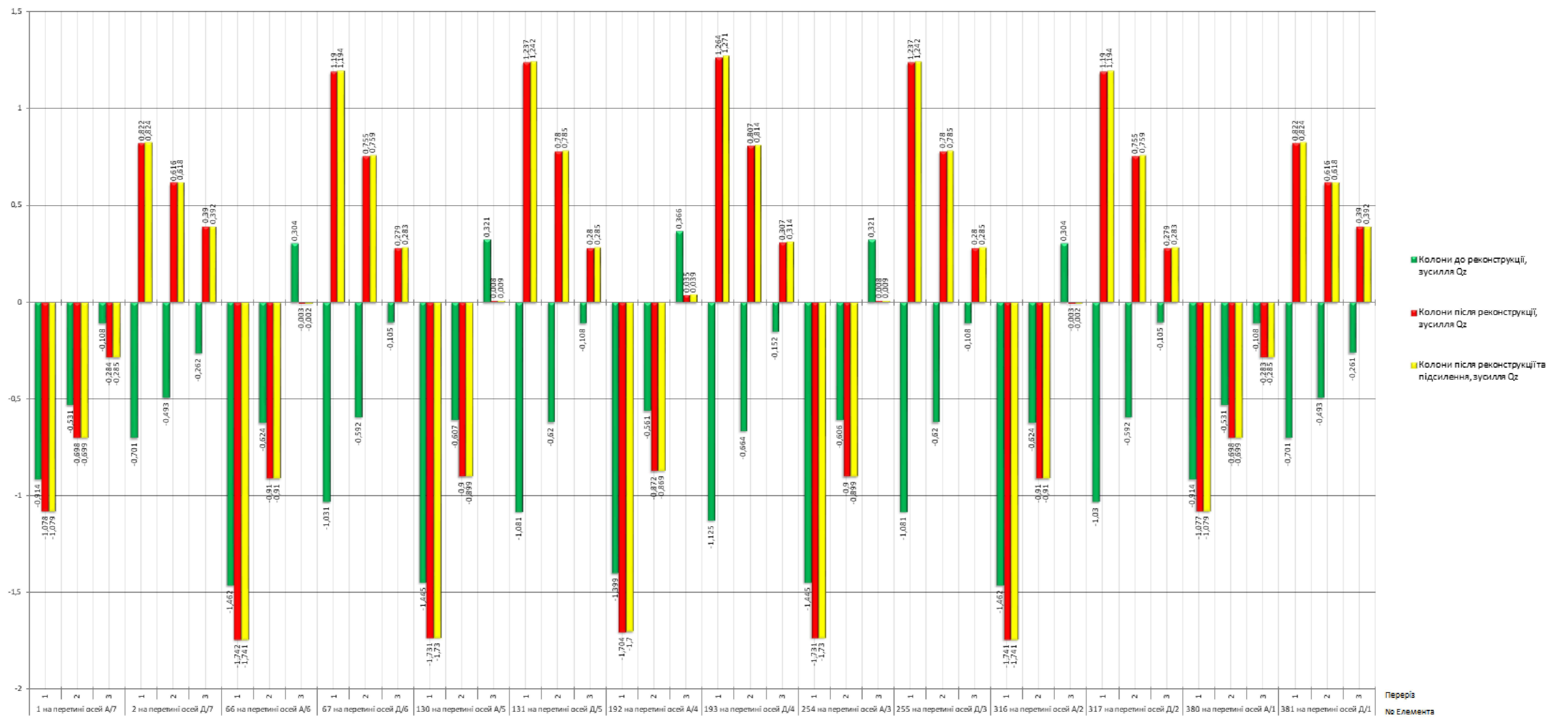
Гістограма зусиль  $N_x$   
до, після реконструкції, після реконструкції та підсилення



Гістограма зусиль  $M_y$   
до, після реконструкції, після реконструкції та підсилення



Гістограма зусиль  $Q_z$   
до, після реконструкції, після реконструкції та підсилення



				МР 9123. БК ДР			
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Розширення виробничої будівлі фермерського господарства в м. Ніжин		
Виконав	Гарашко Ю.В.						
Керівник	Афанасьєв В.М.						
Затвердив	Циганенко Л.А.						
					Стая	Маса	Масштаб
					Н		
					Аркш 7	Аркшів 7	
					СНАУ гр. ПЦБ 2204м		
					Формат	A1	