

**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  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2024 р.

## **КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**за другим рівнем вищої освіти**

На тему: « Дослідження на прогресивне обвалення хірургічного корпусу  
лікарні »

Виконав (ла)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Шевкун Є.С.

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

Група

\_\_\_\_\_  
БУД 2301-2м

Керівник

\_\_\_\_\_  
(підпис)

к.т.н. Луцьковський В.М.

\_\_\_\_\_  
(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

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

## **ЗАВДАННЯ**

### **НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

Шевкун Євгенія Сергійовича

**1. Тема роботи** Дослідження на прогресивне обвалення хірургічного корпусу лікарні

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

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

*2. Вихідні дані до роботи:*

Архітектурна частина робочого проекту будівлі

---

---

---

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

Розділ 1. Загальна характеристика роботи

Розділ 2. Огляд дослідження

Розділ 3. Об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення будівлі

Розділ 3. Дослідження напружено-деформованого стану та конструктивні розрахунки



## АНОТАЦІЯ

**Шевкун Євгеній Сергійович. Дослідження на прогресивне обвалення хірургічного корпусу лікарні – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.**

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

**В основній частині** описано архітектурно-конструктивні та об'ємно-планувальні рішення будівлі. Предметом дослідження є напружено-деформований стан елементів каркасу будівлі. Дослідження було проведено шляхом моделювання різних ситуацій, що можуть призвести до прогресивного обвалення.

**Результати дослідження** показали, що будівля, котра була обрана для дослідження на прогресивне обвалення забезпечена достатньою стійкістю. Проектні рішення забезпечують вимоги міцності та стійкості.

**Аналіз публікацій та досліджень** встановив, що увага приділяється вивченню механізмів руйнування конструкцій та методам запобігання значних наслідків. Важливу роль у подібних дослідженнях відіграють роль експериментальні дані та моделювання, це дозволяє краще розуміти які ушкодження можуть спричинити руйнування котрі можуть спричинити масштабні обвали. Особлива увага приділяється дослідженню громадських будівель каркасної конструктивної схеми.

У **висновках** підкреслено важливість та актуальність даної теми, наведено аналіз за результатами розрахунку трьох варіантів, за якими було дослідження на прогресивне обвалення елементів каркасу. Дослідження вказує, що певні елементи каркасу є критично вразливими при пошкодженнях такого характеру.

**Ключові слова:** прогресивне обвалення, каркасна будівля, залізобетонні елементи.

### **Список публікацій**

Роботу опубліковано в матеріалах науково-практичної конференції SCIENCE AND SOCIETY: MODERN TRENDS IN A CHANGING WORLD Proceedings of XI International Scientific and Practical Conference Vienna, Austria 1-3 October 2024. Стор. 111-113. «Дослідження на прогресивне обвалення хірургічного корпусу лікарні» Шевкун Є. С., Луцьковський В.М.

URL:<https://sci-conf.com.ua/xi-mizhнародna-naukovo-praktichna-konferentsiya-science-and-society-modern-trends-in-a-changing-world-1-3-10-2024-viden-avstriya-arhiv/>.

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

### ***Структура роботи***

Робота складається з основного тексту на 93 сторінках, у тому числі 22 таблиці, 93 рисунка. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 4 розділи, висновки за результатами роботи, список з 6 використаних джерел, 3 додатків на 14 сторінках. Графічна частина складається з 3 аркушів креслень.

## ЗМІСТ

1.ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ .....	7
Актуальність теми .....	7
Мета і завдання дослідження .....	8
Об'єкт дослідження .....	8
Предмет дослідження.....	8
Методи дослідження .....	8
Практичне значення одержаних результатів.....	8
Апробація та публікація роботи .....	9
2.ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕННЯ .....	10
ПРОБЛЕМА ПРОГРЕСИВНОГО ОБВАЛЕННЯ .....	10
3.ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БУДІВЛІ .....	14
ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ.....	14
АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ .....	17
Фундаменти.....	17
Колони .....	17
Плити перекриття .....	17
Сходи .....	18
Ліфти.....	18
Покрівля .....	18
Стіни та перегородки .....	19
Перемички.....	19
Вікна, двері.....	19
Підлоги .....	20
4.ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ .....	22
МЕТОДИКА ВИКОНАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ .....	22
РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ .....	73
ВИСНОВКИ.....	75
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ .....	77
Додаток А. РОЗРАХУНОК СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ .....	78
Додаток Б. МАТЕРІАЛИ КОНФЕРЕНЦІЇ.....	83
Додаток В. КРЕСЛЕННЯ.....	88

# 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

## Актуальність теми

Питання прогресивного обвалення є актуальним та особливо важливим на сьогоднішній день, адже будівлі лікарень є важливими громадськими об'єктами з підвищеними вимогами до безпеки, тому прогресивне обвалення в таких будівлях може призвести до катастрофічних наслідків.

Зазвичай лікарні є багатоповерховими будівлями з великою площею, часто із складними конструктивними рішеннями (для забезпечення просторих внутрішніх приміщень) сюди можна віднести такі приміщення операційних, зал конференцій і т.п., локальна відмова однієї з несучих конструкцій може запустити ефект прогресивного обвалення, особливо в умовах значних навантажень та складних планувань

Часто у будівлях лікарень знаходиться велика кількість людей, серед яких медичний персонал, відвідувачі, пацієнти. Серед останніх можуть бути з обмеженою рухливістю, наприклад, лежачі хворі, пацієнти реанімаційних відділень у разі загрози теракту вразливість до прогресивного обвалення підвищується, а евакуація пацієнтів ускладнюється.

Будівлі лікарень повинні відповідати вимогам безпеки, оскільки від їхньої функціональності залежать життя людей. Прогресивне руйнування будівель лікарень загрожує не тільки здоров'ю людей, а й здатності установи виконувати свою основну функцію – рятувати життя.

Актуальність проблеми прогресуючого обвалення каркасних будівель лікарень полягає в тому, що прогресивне обвалення може мати катастрофічні наслідки для пацієнтів і медичного персоналу. Тому важливо забезпечити стійкість будівлі до прогресивного обвалення, шляхом виконання перевірочних розрахунків існуючих будівель, проектування нових будівель з урахуванням вимог стійкості до прогресивного обвалення.

## **Мета і завдання дослідження**

Мета даної роботи є дослідження несучого каркасу, будівлі корпусу лікарні, на прогресивне обвалення.

## **Об'єкт дослідження**

Об'єктом дослідження є просторовий несучий каркас, виготовлений з монолітного залізобетону.

## **Предмет дослідження**

Предметом даної дослідницької роботи є напружено деформований стан елементів каркасу будівлі.

## **Методи дослідження**

Проведено ознайомлення з нормативною документацією, розглянуто приклади робіт за даною темою, доступних в інтернет-джерелах, виконано збір вихідних даних котрі необхідні для досягнення мети цієї роботи. Було виконано ознайомлення з рекомендаціями щодо вимог для створення розрахункової моделі будівлі. Аналізування результатів розрахунку.

## **Практичне значення одержаних результатів**

За результатами розрахунку можна зробити висновок про стійкість конкретної будівлі лікувально-оздоровчого призначення до впливу прогресивного обвалення. Також дана робота дає розуміння роботи елементів каркасу при відмові роботи окремих елементів.

## **Апробація та публікація роботи**

Роботу опубліковано в матеріалах науково-практичної конференції SCIENCE AND SOCIETY: MODERN TRENDS IN A CHANGING WORLD Proceedings of XI International Scientific and Practical Conference Vienna, Austria 1-3 October 2024. Стор. 111-113. «Дослідження на прогресивне обвалення хірургічного корпусу лікарні» Шевкун Є. С., Луцьковський В.М.

URL:<https://sci-conf.com.ua/xi-mizhnarodna-naukovo-praktichna-konferentsiya-science-and-society-modern-trends-in-a-changing-world-1-3-10-2024-viden-avstriya-arhiv/>.

## 2. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕННЯ

### ПРОБЛЕМА ПРОГРЕСИВНОГО ОБВАЛЕННЯ

Прогресуюче обвалення — це процес руйнування будівельної конструкції, при якому локальне пошкодження призводить до пошкодження сусідніх елементів через втрату опори, перевантаження або динамічний вплив частин, що вже зруйнувалися, а також самого вмісту будівлі чи споруди.

Основною з характеристик прогресивного обвалення є його ланцюгова реакція, коли пошкодження одного елемента спричиняє руйнування інших елементів, через перевищення їх допустимої несучої здатності.

До основних причин виникнення прогресивного обвалення можна віднести:

- помилки в проектуванні або будівництві;
- вибухи, пожежі, землетруси;
- неякісні або зношені будівельні матеріали;
- довготривалий вплив агресивного середовища призводить до ослаблення матеріалів та зниження їх несучих характеристик;
- підвищені навантаження під час землетрусів можуть перевищити допустимі межі міцності будівлі.

Проаналізувавши доступні в інтернет-джерелах приклади можна виділити декілька основних типів розвитку прогресивного обвалення:

- листковий пиріг – при руйнуванні одного з вертикальних несучих елементів призводить до обвалення конструкції перекриття, покриття та підлоги;
- доміно – виникає при руйнуванні одного сусідньо розташованих несучих вертикальних елементів шляхом перекидання та/або втрати стійкості;
- концентратор – виникає внаслідок руйнування крихкого характеру, через розповсюдження тріщин чи інших дефектів в натягнутій зоні перерізу несучого елемента. Руйнування такого виду є раптове та крихке.

- зіппер – руйнування елемента підтримуючого типу (вант, мостовий трос та ін.)

На сьогоднішній день розроблені нормативні документи для зменшення ризику прогресуючого обвалення. До таких документів відносять:

[1] є основним документом в європейській системі проектування. Документ містить вимоги до характеристик конструкцій, таких як несуча здатність, функціональність, довговічність, надійність. Він описує методику розрахунку граничних станів із застосуванням часткових коефіцієнтів безпеки.

У нормативному документі [2] наведено вимоги, які стосуються захисту будівель від прогресивного обвалення. Ці вимоги повинні бути передбачені на стадії проектування конструкцій для запобігання розвитку ланцюгових руйнувань у разі відмови окремих несучих елементів.

Основні вимоги нормативного документа [2] щодо прогресивного обвалення включають наступне:

- будівлі повинні бути запроектовані так, щоб при локальному пошкодженні або виключенні одного чи кількох несучих елементів не відбулося руйнування чи обвалення всієї конструкції або значної її частини.
- при пошкодженні окремих елементів, руйнування не повинно поширюватися на іншу частину будівлі, тобто повинно бути локалізованим, без поширення на інші ділянки.
- для уникнення виникнення прогресивного обвалення можуть бути застосовувані додаткові заходи, до яких можна віднести підсилення основних конструктивних елементів, використання якісних матеріалів, що володіють підвищеною міцністю.

Вимоги нормативного документа [3] містить загальні принципи забезпечення надійності будівель і споруд

Нормативний документ [4] визначає вимоги до механічного опору та стійкості будівель.

Прогресивне обвалення є причиною кількох відомих трагедій у світі:



Фото 1. Обвалення веж-близнюків Всесвітнього торгового центру в Нью-Йорку



Фото 2. Руйнування мосту в м. Такома, штат Вашингтон, США

Прогресивне обвалення в наслідок бойових дій на території України:



Фото 3. Руйнування одного під'їзду 5-ти поверхового житлового будинку у м. Київ



Фото 4. Руйнування двох під'їздів 9-ти поверхового житлового будинку у м. Дніпрі



Фото 5. Руйнування п'яти поверхів центральної частини будинку у м. Ізюм



Фото 6. Руйнування одного під'їзду 9-ти поверхового житлового будинку у м. Умань

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

#### ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ

Будівля хірургічного корпусу лікарні, в плані має складну форму, з розмірами по вісях 43,8х23,8м. Загальна висота будівлі – 25,5м. Висота поверху – 3,3м.

Конструктивна схема будівлі – неповний каркас. Каркас утворено за допомогою монолітних залізобетонних колон та монолітними залізобетонними безбалковими перекриттями. В підвальной частині наявні несучі цегляні стіни.

Планувальне рішення корпусу хірургії виконано на основі функціонального процесу лікарні.

Розміри окремих приміщень та їх форма прийняті в залежності від характеру розміщення людей та обладнання

Приміщення, за призначенням, розділені на такі групи:

- головні приміщення (для забезпечення основних функцій, сюди відносяться такі приміщення: палати стаціонарного лікування, операційна, кабінети процедур);
- допоміжні приміщення, (для забезпечення допоміжних функцій, це – санітарні вузли, комори, вестибюль, гардероб, кімнати особистої гігієни і т. д.)
- комунікаційні приміщення – сходи, ліфти, коридори

#### Експлікація приміщень

Табл. 3.1.

<i>Номер приміщення</i>	<i>Найменування</i>	<i>Площа, м<sup>2</sup></i>	<i>Кат. приміщення</i>
1	2	3	4
	<b>Підвал</b>		
1	Електрографія	50,00	Д
2	Кімната для зберігання R апарату	57,30	Д
3	Рентго - діагностичний кабінет	77,30	Д

Продовження Табл. 3.1.

4	Роздягальня	19,50	Д
5	Очікувальна	12,60	Д
6	Фотолабораторія	64,60	Д
7	Хол	45,50	Д
8	Душова	3,30	Д
9	Санкімната	4,85	Д
10	Туалет	7,00	Д
11	Умивальна	18,00	Д
12	КЛГЖ	48,00	Д
13	Тамбур	13,70	Д
14	Комора інвентарю	15,12	Д
15	Коридор	153,00	Д
16	Тимчасове зберігання речей	30,50	Д
17	Тимчасове зберігання речей	25,70	Д
18	ЭКГ	46,00	Д
19	Кімната занять з персоналом	46,70	Д
20	Архів	25,30	Д
21	Сходи	18,60	Д
22	Ліфтовий хол	31,20	Д
23	Хол	26,30	Д
	<b>1 поверх</b>		
1	Зберігання прибирального інвентарю	4,80	Д
2	Туалет	4,40	Д
3	Вестибюль	17,70	Д
4	Оглядова	12,50	Д
5	Електрощитова	12,60	Г
6	АТС	43,80	Г
7	Машбюро	21,50	Г
8	Пультова	21,30	Г
9	Ванна	15,30	Д
10	Роздягальня	4,80	Д
11	Одягальня	4,80	Д
12	Прогулянковий вестибюль	20,20	Д
13	Завантажувальна	6,10	Д
14	Тамбур	3,70	Д
15	Ліфтовий хол	31,20	Д
16	Комора - гладильня	16,90	Д
17	Гардероб персоналу	24,50	Д
18	Туалет	7,10	Д
19	Кімната особистої гігієни жінок	8,80	Д
20	Приміщення 1	17,40	Д
21	Підсобна	1,30	Д
22	Гардероб персоналу	17,30	Д
23	Сходи	15,90	Д
24	Тамбур	14,20	Д
25	Тамбур	17,70	Д
26	Сигналізація	17,70	Д
27	Гардероб вуличного одягу персоналу	12,60	Д
28	Управління медгазами	12,50	Д
29	Кабінет лікаря	21,30	Д

Продовження Табл. 3.1.

30	Передопераційна	10,40	Д
31	Комора	1,10	Д
32	Операційна	31,20	Д
33	Смітскамера	14,70	Д
34	Комора	6,10	Д
35	Коридор	179,60	Д
36	Коридор	74,40	Д
<b>Типовий поверх (2 – 6)</b>			
1	Кабінет лікаря	11,60	Д
2	Процедурна	18,70	Д
3	Палата на 3 ліжка	25,70	Д
4	Палата на 3 ліжка	21,50	Д
5	Коридор	174,00	Д
6	Перев'язувальна	26,00	Д
7	Їдальня	15,50	Д
8	Буфет	14,10	Д
9	Білизноскід	21,20	Д
10	Кімната для обробки суден і миття клейонок	12,40	Д
11	Туалет	7,00	Д
12	Душова	3,30	Д
13	Санкімната	4,80	Д
14	Умивальна	17,70	Д
15	Комора чистої білизни	10,30	Д
16	Комора брудної білизни	9,60	Д
17	Підсобна	4,45	Д
18	Пост чергової сестри	6,00	Д
19	Кімната переносної апаратури	11,00	Д
20	Коридор	107,00	Д
21	Ліфтовий хол	31,20	Д
22	Сходи	15,90	Д
23	Палата на 2 ліжка	15,00	Д
24	Палата на 1 ліжко	12,55	Д
25	Кімната старшої сестри	15,00	Д
26	Кімната завідувача	9,80	Д
27	Коридор	13,60	Д
28	Приміщення 1	7,20	Д

Клас відповідальності будівлі - СС1, ступінь вогнестійкості будівлі – II.

# **АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ**

## **Фундаменти**

В якості основи прийнято – глина тугопластична. Рівень ґрунтових вод знаходиться нижче позначки фундаментів.

Фундаменти під колони каркасу – стовпчасті, залізобетонні, виготовлені з бетону класом С12/15. Фундаменти для зовнішніх стін виконані із збірних з/б блоків.

Відмітка закладання конструкцій фундаментів складає 4,72м.

Для монолітних ділянок використано клас бетону С8/10.

В якості гідроізоляції фундаментів використано розігрітий бітум та нанесений в два шари.

Для захисту конструкцій від впливу атмосферної вологи передбачено вимощення шириною 1м, що складається з асфальтобетону по щебневій основі. Ухил вимощення 3% від будівлі.

## **Колони**

Вертикальні несучі конструкції каркасу – колони виконані монолітними залізобетонними. Переріз колон – 400х400мм. Для колон використано бетон С25/30.

## **Плити перекриття**

Плити перекриття виконані монолітні залізобетонні, з важкого бетону. Клас С20/25, з крупністю заповнювача приблизно 40мм. Висота плит перекриття становить 160мм.

## **Сходи**

Для переміщення між поверхами передбачено збірні залізобетонні сходи. Конструкції сходів (марші та майданчики) серійного виробництва. На один марш припадає 11 проступнів. Сходові майданчики оперті на бокові стіни сходової клітини.

Для безпечного пересування по сходам встановлено металеву огорожу з дерев'яними поручнями. Стійки огорожі приварені до закладних деталей. Загальна висота огорожі – 850мм. Розмір сходинки 300x150(h). На сходових клітинах передбачено штучне та природне освітлення через вікна.

## **Ліфти**

Ліфтова шахта розміщена окремо від сходової клітини, стіни ліфтової шахти виконані з керамічної цегли.

У шахті ліфта розміщені два пасажирські ліфти, вантажопідйомність, яких становить 400кг, розмір кабіни ліфта 1100x950x2100, швидкість підйому становить 1 м/с. Машинне відділення для обслуговування ліфта розміщено на покрівлі.

Ліфти сполучені з підвальним приміщенням.

## **Покрівля**

Покрівля пласка, з рулонних матеріалів. З ухилом 2%. В якості пароізоляції використано 1 шар пароізолу, що вкладено на гарячу бітумну мастику.

В якості утеплювача використано мінераловатні плити, жорсткі.

Гідроізоляція – 2 шари руберойду.

У місці примикання рулонного килима до парапетних стін влаштовано два додаткові шари гідроізолу. Рулонний килим заведено на 300мм по висоті та накрито фартухом з покрівельної сталі. В місці примикання до рулонного килиму

до вентиляційних шахт влаштовано три додаткових шара гідроізолю. Водовідведення внутрішнє організоване.

### **Стіни та перегородки**

Для стін використано повнотілу цеглу марки 100, та цементно-піщаний розчин марки 50. При муруванні стін використано систему багаторядної перев'язки.

Зовнішні стіни будівлі утеплені з використанням мінераловатних жорстких плит ROCKWOOL FASROCK товщиною 100мм. Загальна товщина зовнішньої стіни з утеплювачем дорівнює 480мм.

Стіни в середині будівлі та перегородки – керамічна цегла маркою 50 на розчині марки 50. Внутрішні стіни та перегородки виконані товщиною 250та 120мм.

### **Перемички**

Для улаштування дверних та віконних перемичок використано з/б перемички. Прийняті перемички серійного виробництва.

### **Вікна, двері**

Приміщення з постійним перебуванням людей мають природне освітлення.

Загальні коридори освітлені з торців, за допомогою віконних блоків.

На кожному поверсі передбачено світлові кармани.

Вікна та входні двері виконано металопластиковими з потрійним склопакетом.

Особливості виконання дверей в спец. приміщеннях згідно з протипожежними вимогами.

### **Специфікація вікон та дверей**

Табл. 3.2.

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість на поверх, шт.				Маса од, кг	Примітка
			-3,300	0,000	3,300	Всього		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Вікна</b>								
Вік-1				11	40	51		2060x870
Вік-2				18	90	108		2060x1970
<b>Двері внутрішні</b>								
1			2	19	135	156		2070x884
2			4	6	10	20		2070x984
3			16	6	25	47		2370x1500
4			3	9,5	10	22,5		2070x700
5			1	2		3		2370x984
<b>Двері зовнішні</b>								
6				1		1		2370x884
7				1		1		2370x1500

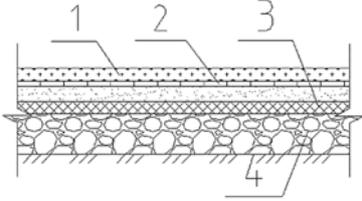
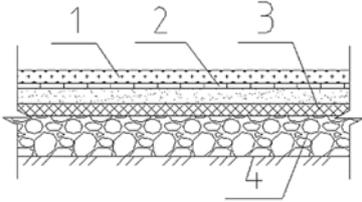
### Підлоги

Покриття підлоги виконано у відповідності до призначення приміщення.

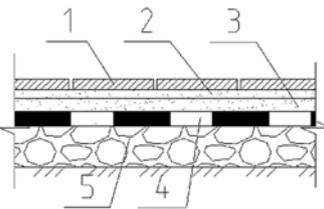
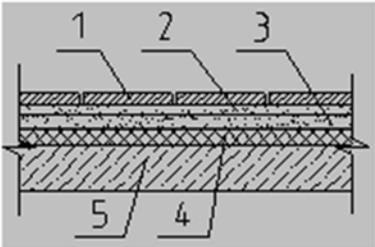
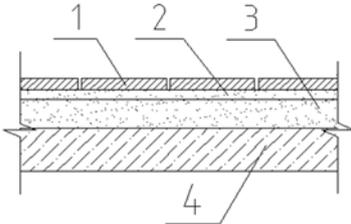
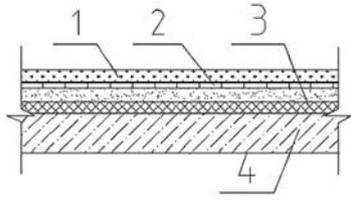
Детальніше склад підлог наведено у таблиці «Специфікація підлог».

### Специфікація підлог

Табл. 3.3.

Найменування або номер приміщення	Тип підлоги по проекту	Схема підлоги або вузла по серії	Елементи підлоги та їх товщина	Площа підлоги
Підвал (7,22,23)	1		1. Бетон шліфований - 30мм 2. Цементно-піщана стяжка М150 - 20мм 3. Підстильний шар бетону В7, 5 - 100мм 4. Ґрунт ущільнений щебенем - 100мм	103
Підвал (1-3;16-20)	2		1. покриття з лінолеуму 2. прошарок клейкої мастики 3. цементно-піщана розчин М-150 3. Підстильний шар бетону В7, 5 - 100мм 4. Ґрунт ущільнений щебенем - 100мм	445,5

Продовження Табл. 3.3.

<p>Підвал (9-15)</p>	<p>3</p>		<p>1. Плитка керамічна - 8мм 2. Цементно-піщана стяжка М150 - 22мм 3. Гідроізоляція - 2 шари гідроізола на гарячій бітумній мастиці - 5мм 4. Підстильний шар бетону В7, 5 - 100мм 5. Грунт ущільнений щебенем - 100мм</p>	<p>269,97</p>
<p>1 поверх (2;9;18;19) 2-6 поверхи (10-14)</p>	<p>2</p>		<p>1. Плитка керамічна - 8мм 2. Цементно-піщана стяжка М150 - 22мм 3. Гідроізоляція - 2 шари гідроізола на гарячій бітумній мастиці - 5мм 4. Підсипка - гравій керамзитовий - 25мм 5. Монолітна з / б плита перекриття - 160мм</p>	<p>303,7</p>
<p>1 поверх (4;5;14;15;24;25;32;33;35;36) 2-6 поверхи (5-9;20;21)</p>	<p>3</p>		<p>1. Плитка керамічна - 8мм 2. Цементно-піщана стяжка М150 - 22мм 3. Підсипка - гравій керамзитовий - 25мм 4. Монолітна з / б плита перекриття - 160мм</p>	<p>2458,4</p>
<p>1 поверх (1;3;6-8;11-13;16;17;27-29;31;34) 2-6 поверхи (1;3;4;15;19)</p>	<p>4</p>		<p>1. покриття з лінолеуму 2. прошарок клейкої мастики 3. цементно-піщана розчин М-150 5. звукоізоляція з керамзиту <math>\gamma=4\text{кН/м}^3</math> 4. залізобетонна плита перекриття</p>	<p>1877,15</p>

## 4. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ

### МЕТОДИКА ВИКОНАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

На початковому етапі було визначено ситуації які будуть моделюватися, для перевірки каркасу на прогресивне обвалення:

ситуація 1 – видалення колони центрального ряду підвального поверху:

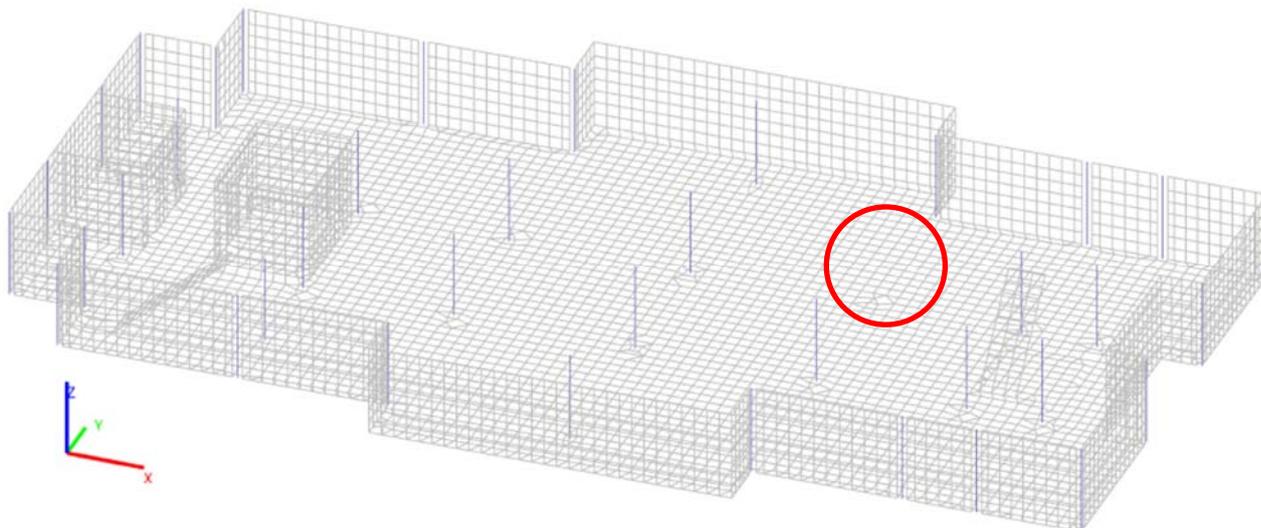


Рис. 4.1. Схема підвального поверху із зображенням вилученого елемента

ситуація 2 – видалення колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху:

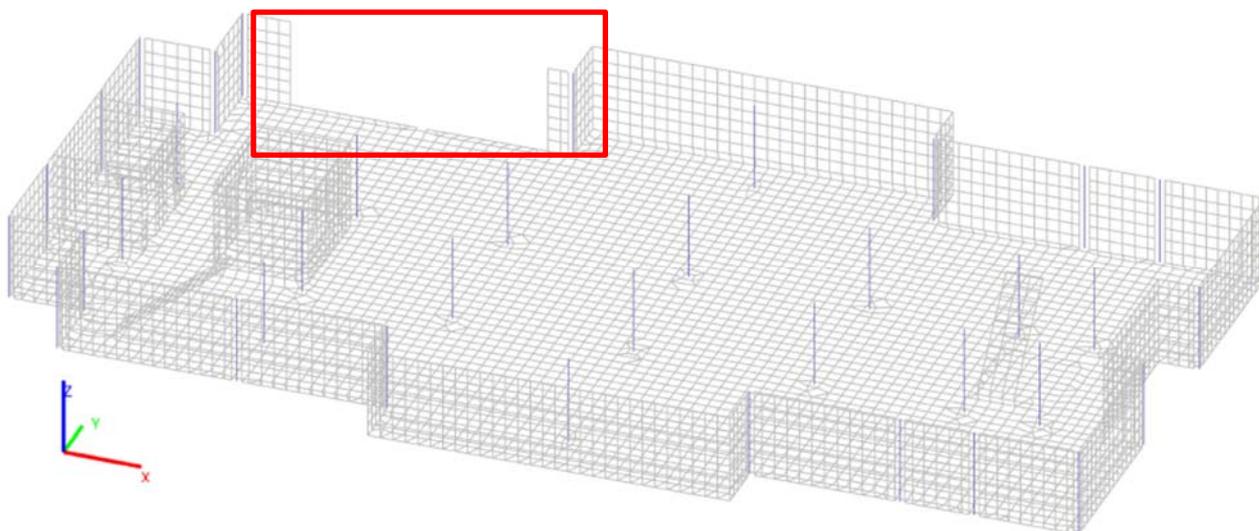


Рис. 4.2. Схема підвального поверху із зображенням вилучених елементів

ситуація 3 – видалення колони центрального ряду першого поверху:

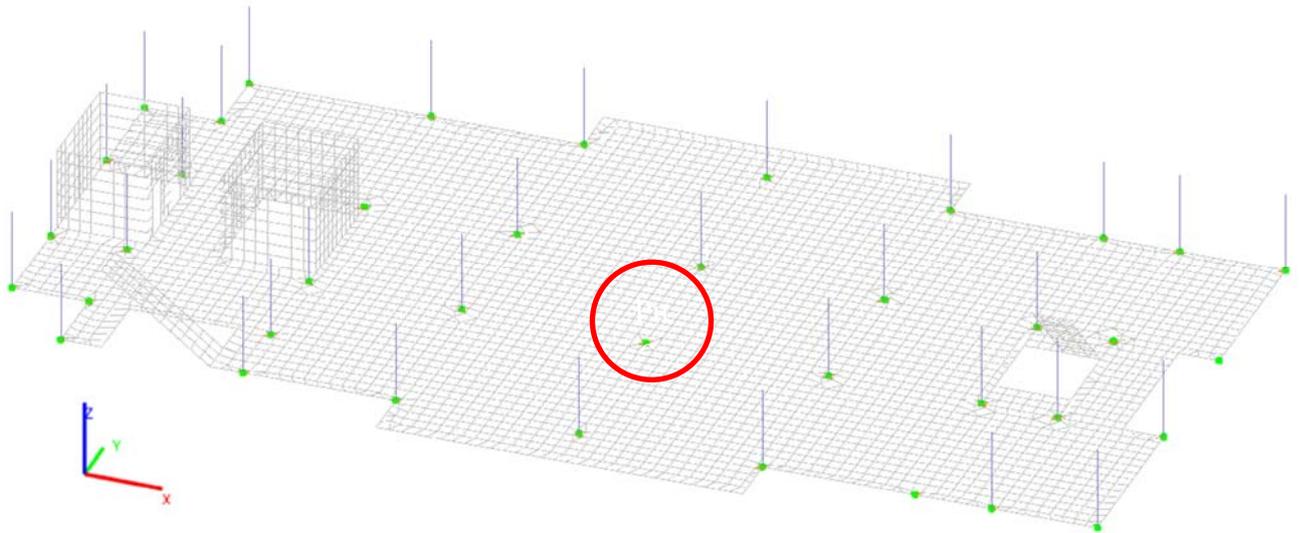


Рис. 4.3. Схема першого поверху із зображенням вилучених елементів

ситуація 4 – видалення ділянки перекриття в рівні другого поверху:

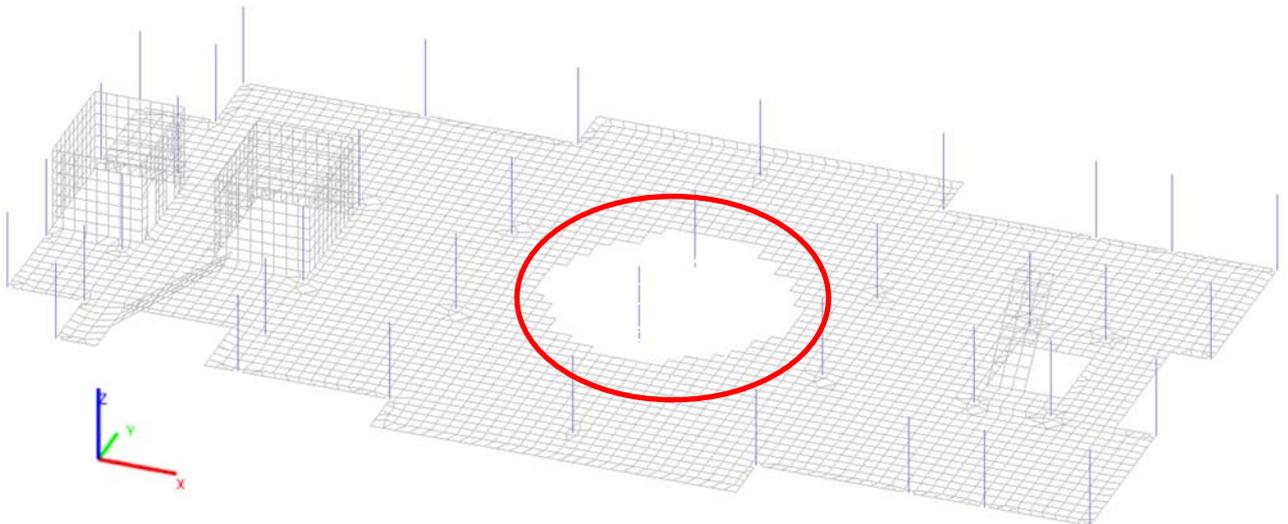


Рис. 4.4. Схема першого поверху із зображенням вилучених елементів

Наступним етапом є збір навантаження:

виконуємо збір навантаження від ваги покрівлі:

Збір навантажень від ваги покрівлі на 1м<sup>2</sup>

Табл. 4.1.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Граничне розрахункове значення кгс/м <sup>2</sup>	Примітка
<i>Постійне</i>					
Захисне покриття з гравію 10 мм, по шару бітумноемульсійної мастики товщиною 3 мм	-	18,5	1,2	22,2	
Один шар "ЕЛАСТОБІТ-ПЕ-4" – 5 мм	-	1	1,2	1,2	
Один шар "ЕЛАСТОБІТ-СЕ-2" – 5 мм	-	1	1,2	1,2	
Полосова підклейка підкладочного руберойду типу ПВ (ПК ЕПК) (ширина полоси 100 мм)	-	1	1,2	1,2	
Вирівнююча стяжка з розчину М100-40 мм, армована сіткою Ø4 мм чарункою 150x150 мм	-	72	1,3	93,6	
Утеплювач - плити пінополістирольного типу ПСБ-50– 100 мм	-	4	1,2	4,8	
Граншлак по ухилу 30-230 мм	-	104	1,3	135,2	
Пароізоляція з одного шару підкладкового руберойду	-	1	1,2	1,2	
Вирівнююча стяжка з розчину М100 – 20 мм	-	36	1,3	46,8	
<b>Всього</b>		<b>238,5</b>		<b>307,4</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>50</b>	1,3	<b>65</b>	
<b>Всього</b>		<b>288,5</b>		<b>372,4</b>	

виконуємо збір навантаження від ваги перегородок:

Збір навантажень від ваги перегородок на 1м.п.

Табл. 4.2.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Граничне розрахункове значення кгс/м <sup>2</sup>	Примітка
Перегородки, 2-6 поверхи	0,12x3,2x1900 =570,0	729,6	1,2	875,52	
<b>Всього</b>		<b>729,6</b>		<b>875,52</b>	

виконуємо збір навантаження від ваги підлоги типового поверху:

Збір навантажень від ваги підлоги на 1м<sup>2</sup>

Табл. 4.3.

Навантаження	Характеристичне значення	Експлуатаційне значення кгс/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Граничне розрахункове значення кгс/м <sup>2</sup>	Примітка
<i>Постійне</i>					
Лінолеум $\gamma=1200$ кг/м <sup>3</sup> ; $\delta=0,003$ м	-	3,6	1,2	4,32	
Цементно-піщана стяжка М150 $\gamma=1600$ кг/м <sup>3</sup> ; $\delta=0,022$ м	-	35,2	1,3	45,76	
Гідроізоляція - 2 шари гідроізола на гарячій бітумній мастиці $\gamma=600$ кг/м <sup>3</sup> ; $\delta=0,005$ м	-	3	1,2	3,6	
Підсипка - гравій керамзитовий $\gamma=200$ кг/м <sup>3</sup> ; $\delta=0,03$ м	-	6	1,2	7,2	
<b>Всього</b>		<b>47,8</b>		<b>60,88</b>	
<i>Тимчасове</i>					
Корисне навантаження (табл.6.2. ДБН В.1.2-2:2006)		<b>200</b>	1,3	<b>260</b>	
<b>Всього</b>		<b>247,8</b>		<b>320,88</b>	

Виконуємо моделювання розрахункової схеми будівлі та її конструктивних елементів:

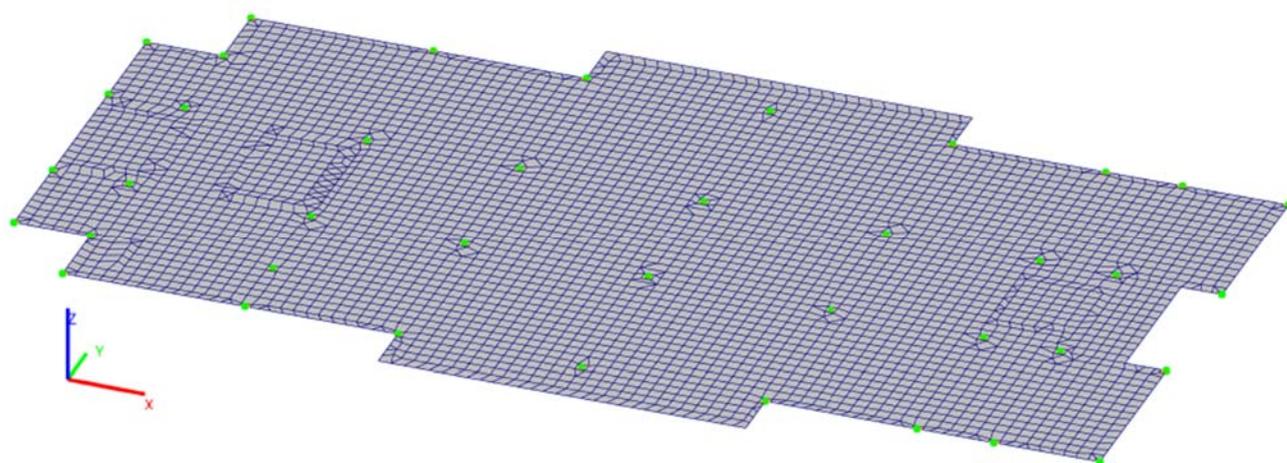


Рис. 4.5. Моделювання фундаментної плити

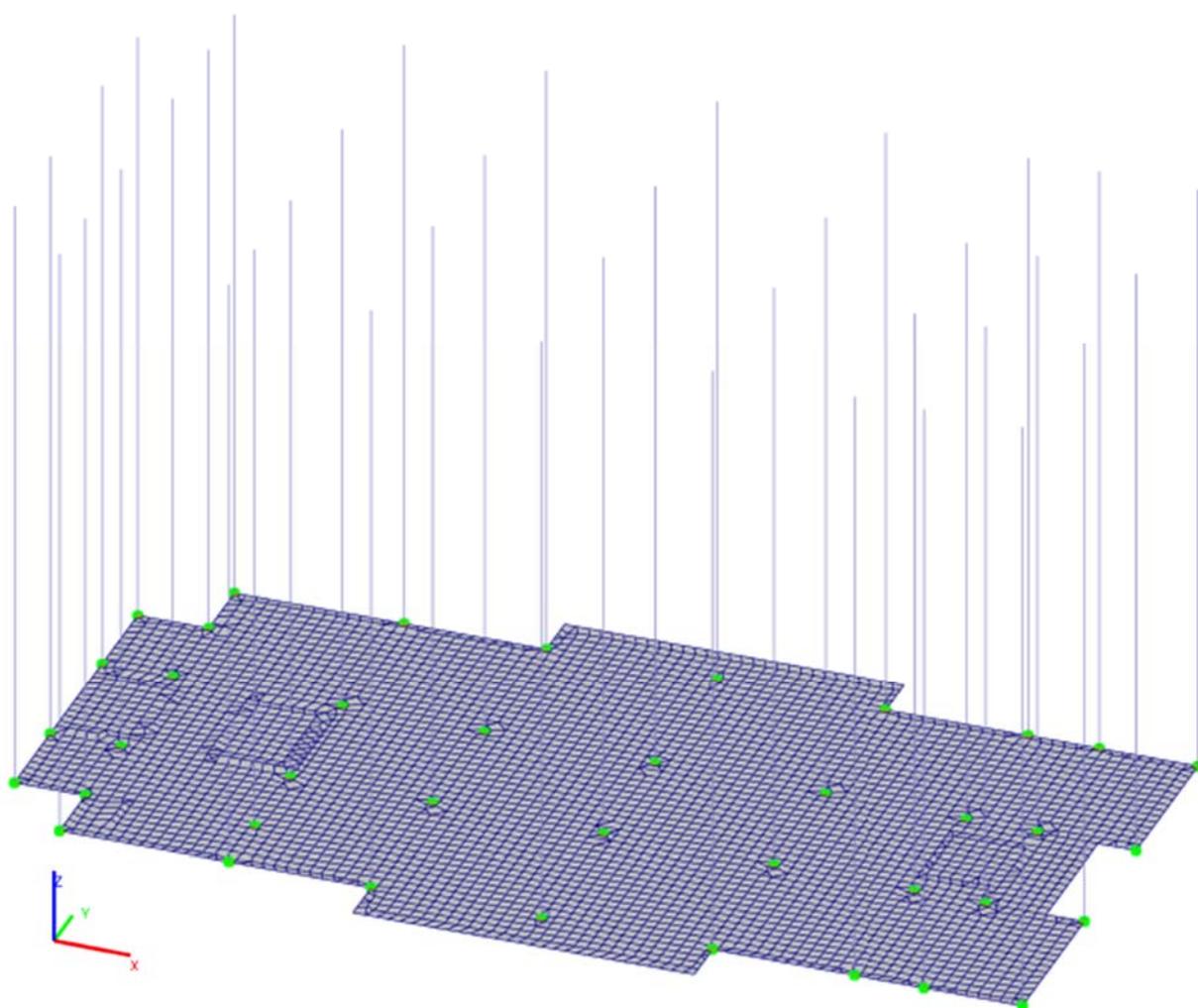


Рис. 4.6. Моделювання колон каркасу

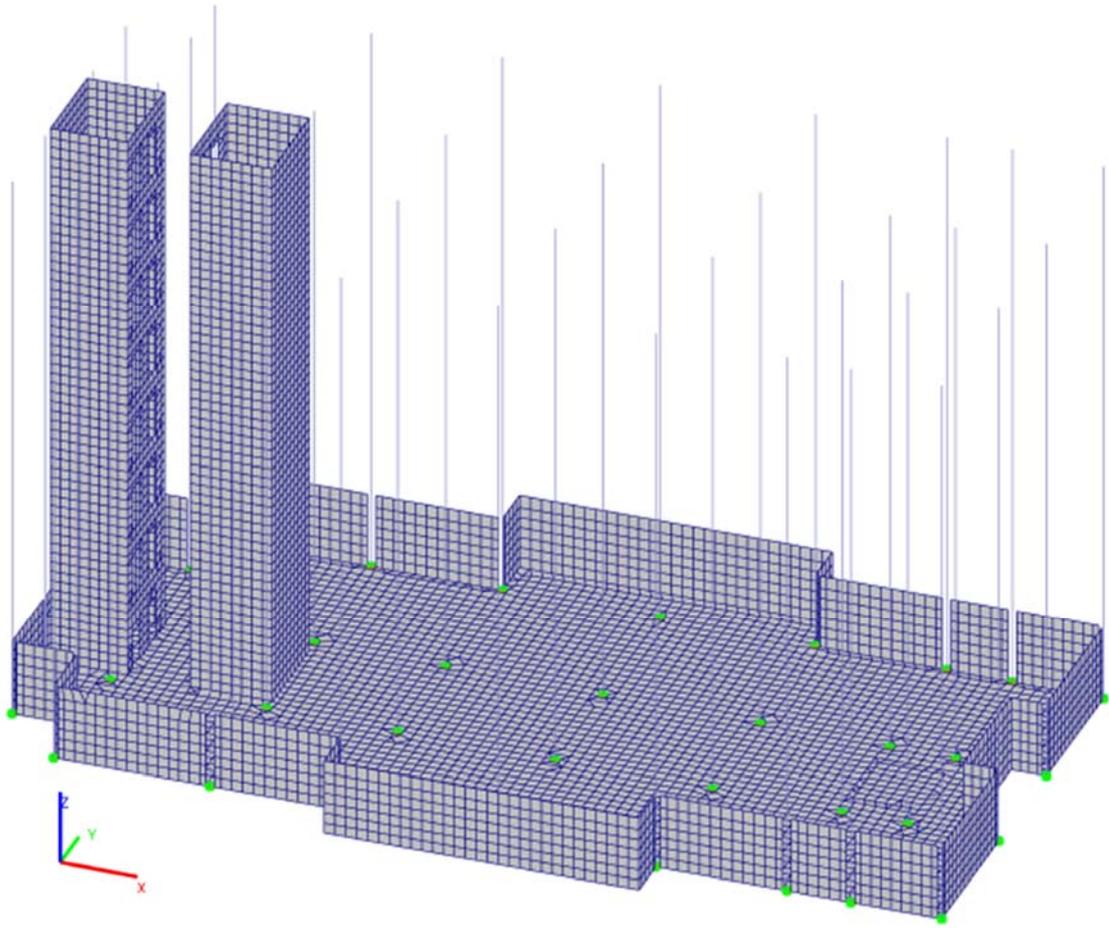


Рис. 4.7. Моделювання стін та ліфтових шахт

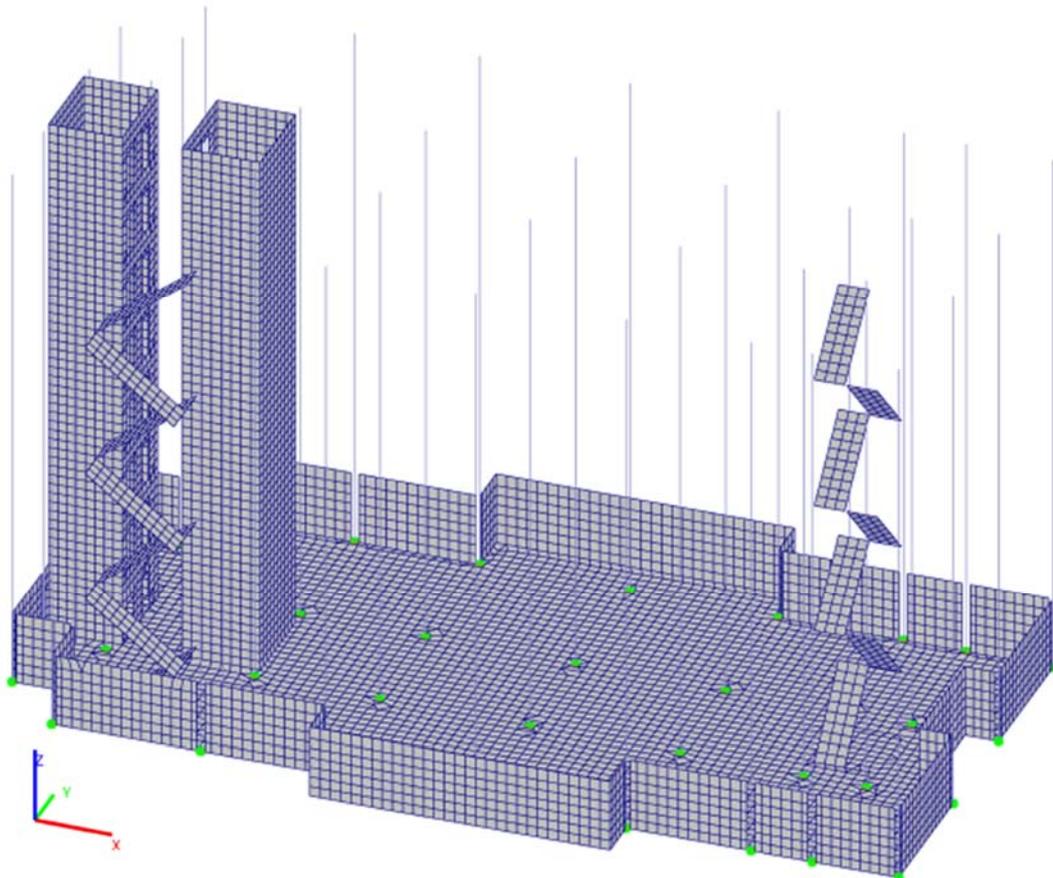


Рис. 4.8. Моделювання сходових маршів

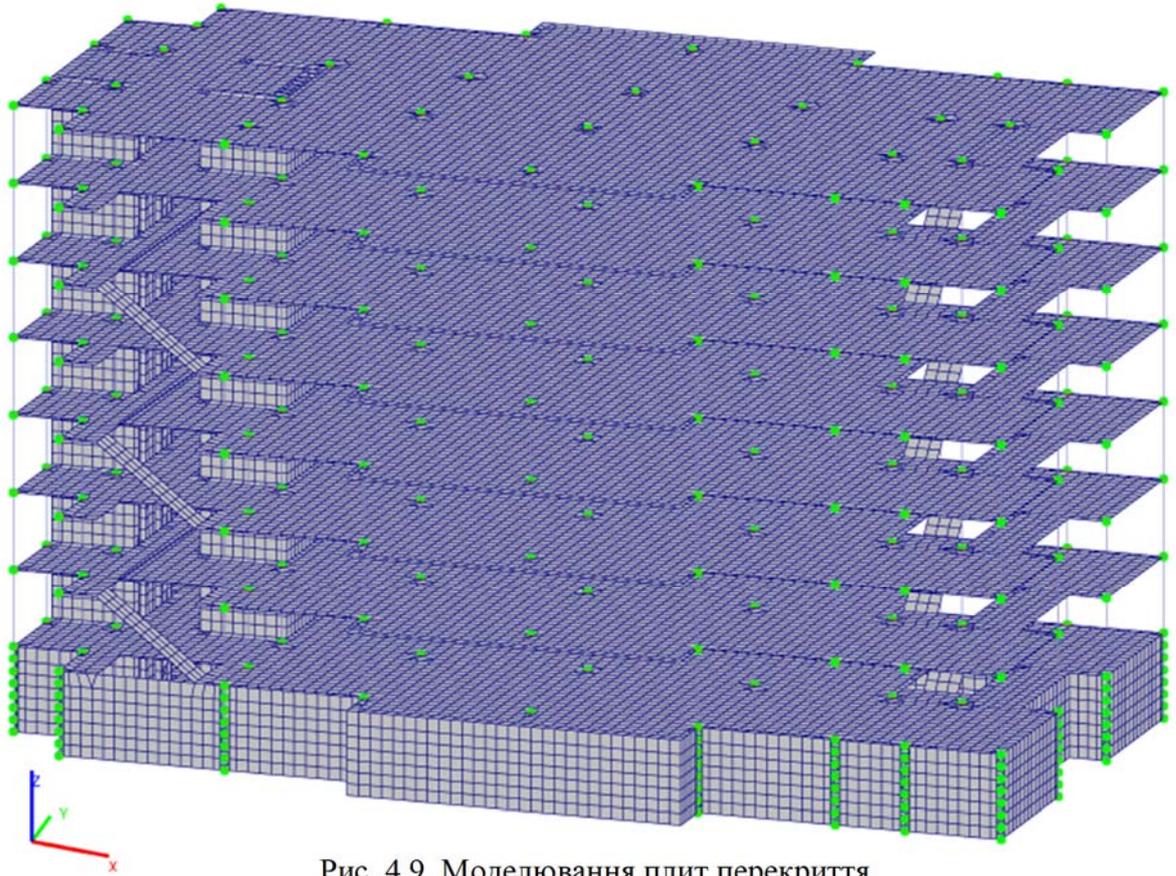


Рис. 4.9. Моделювання плит перекриття

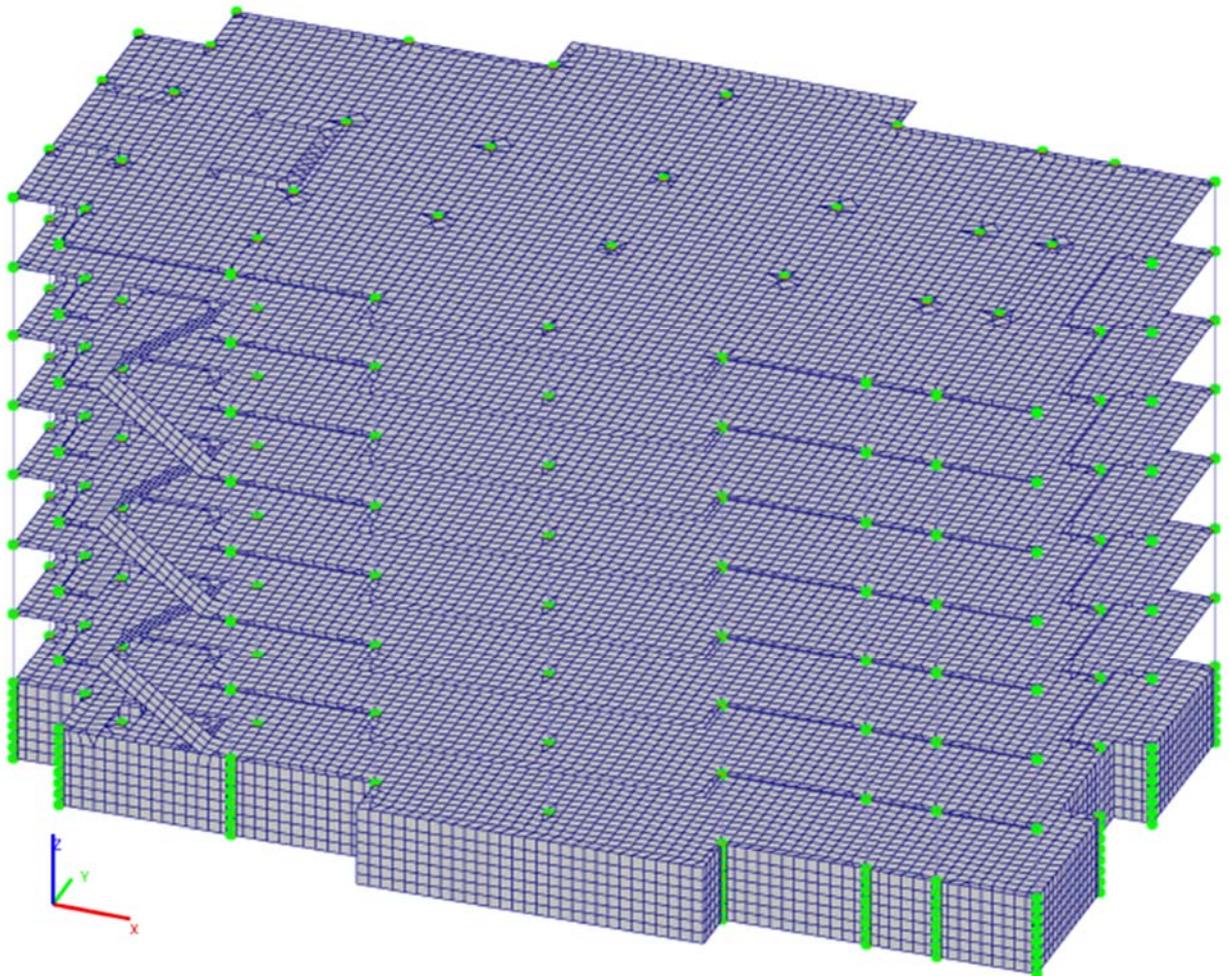


Рис. 4.10. Загальний вид моделі будівлі

Задаємо жорсткості елементам каркасу:

 h=0.5 | h=0.5

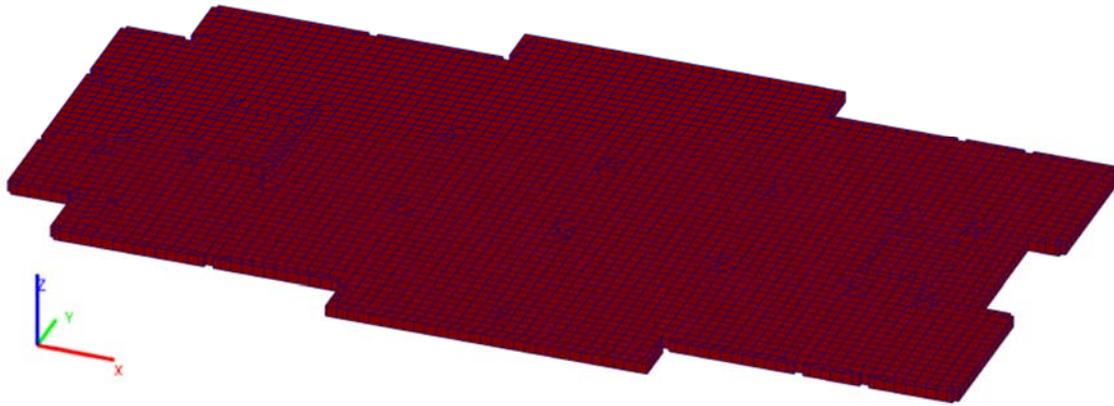


Рис. 4.11. Задавання жорсткостей для фундаментної плити

	500 * 500		500 * 500
	h=0.5		h=0.5
	600 * 600		600 * 600

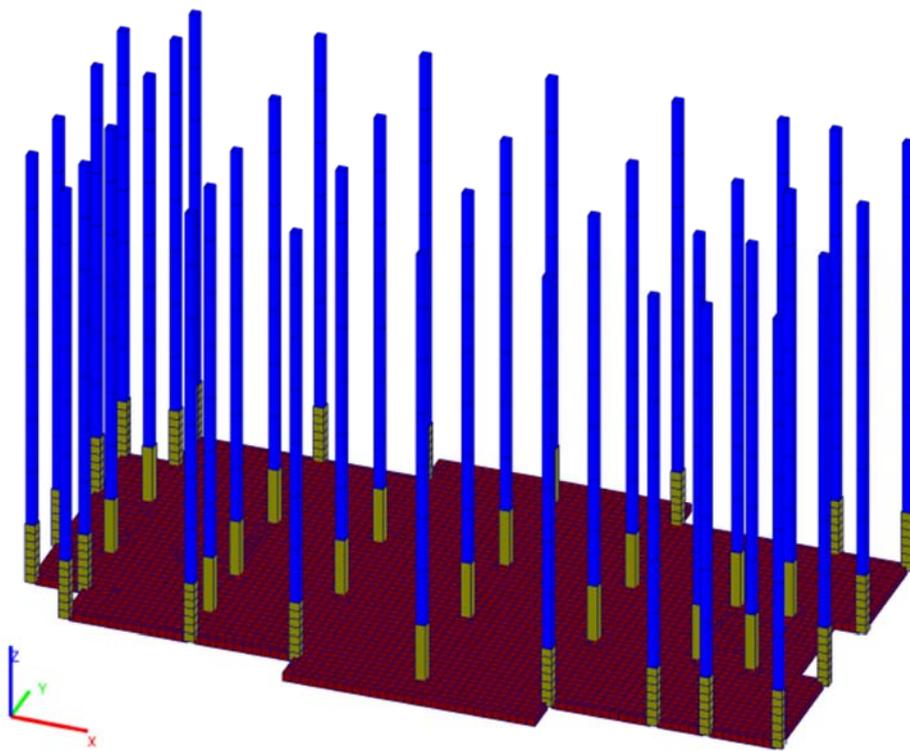


Рис. 4.12. Задавання жорсткостей для колон каркасу

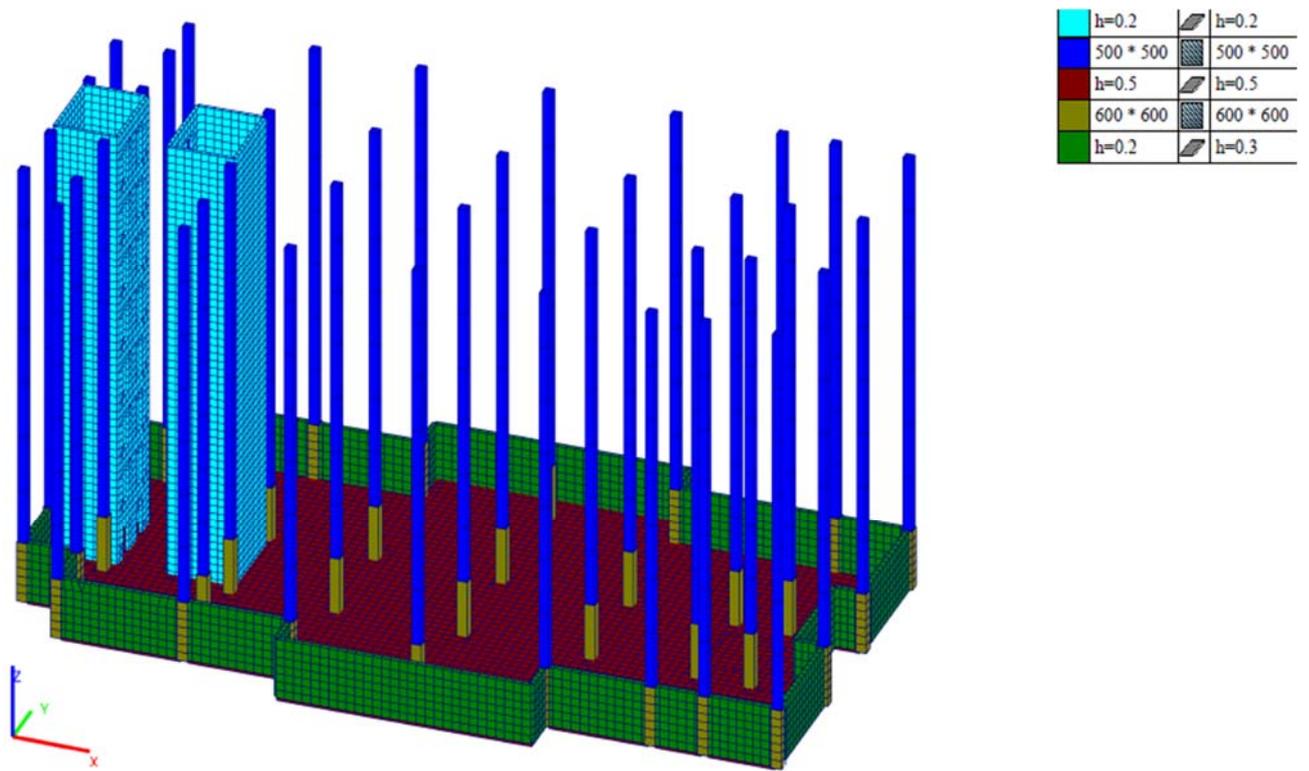


Рис. 4.13. Задавання жорсткостей для стін ліфтових шахт та стін підвалу

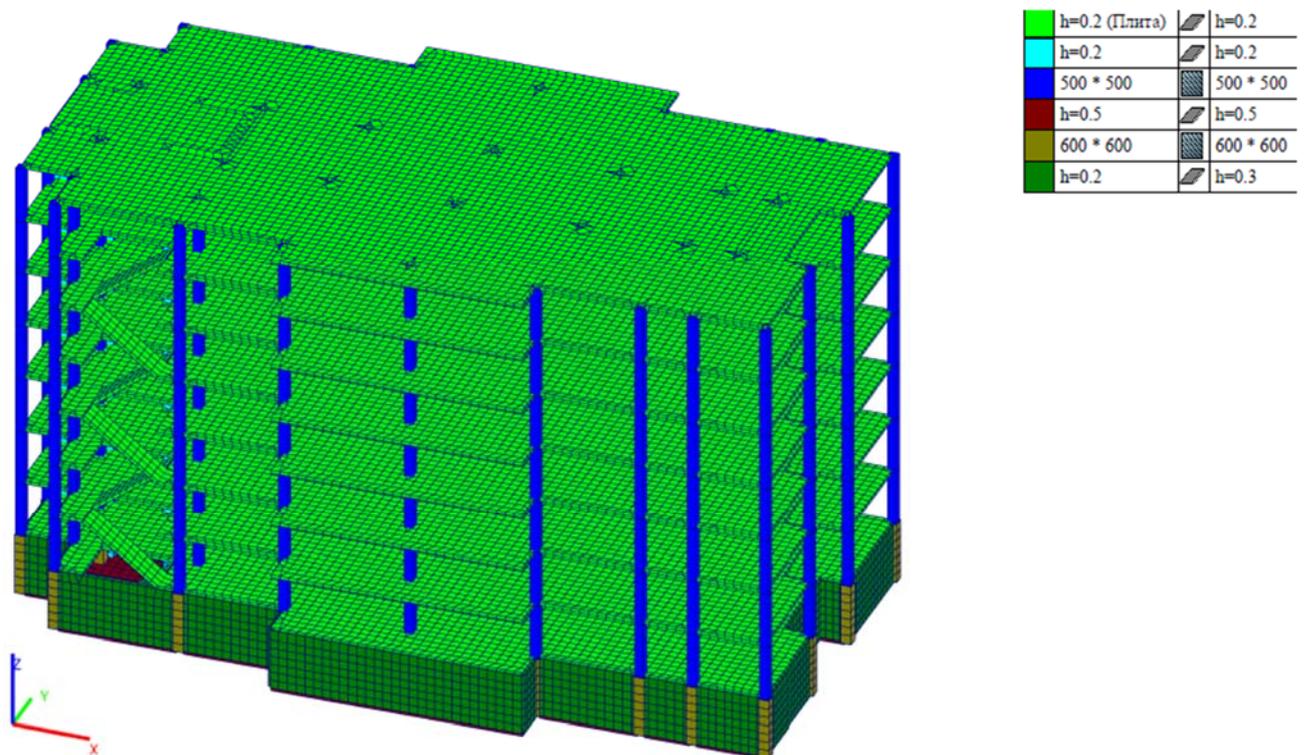


Рис. 4.14. Задавання жорсткостей для плит перекриття, покриття, сходових маршів

Далі, відповідно до алгоритму розрахунку, задаємо навантаження:

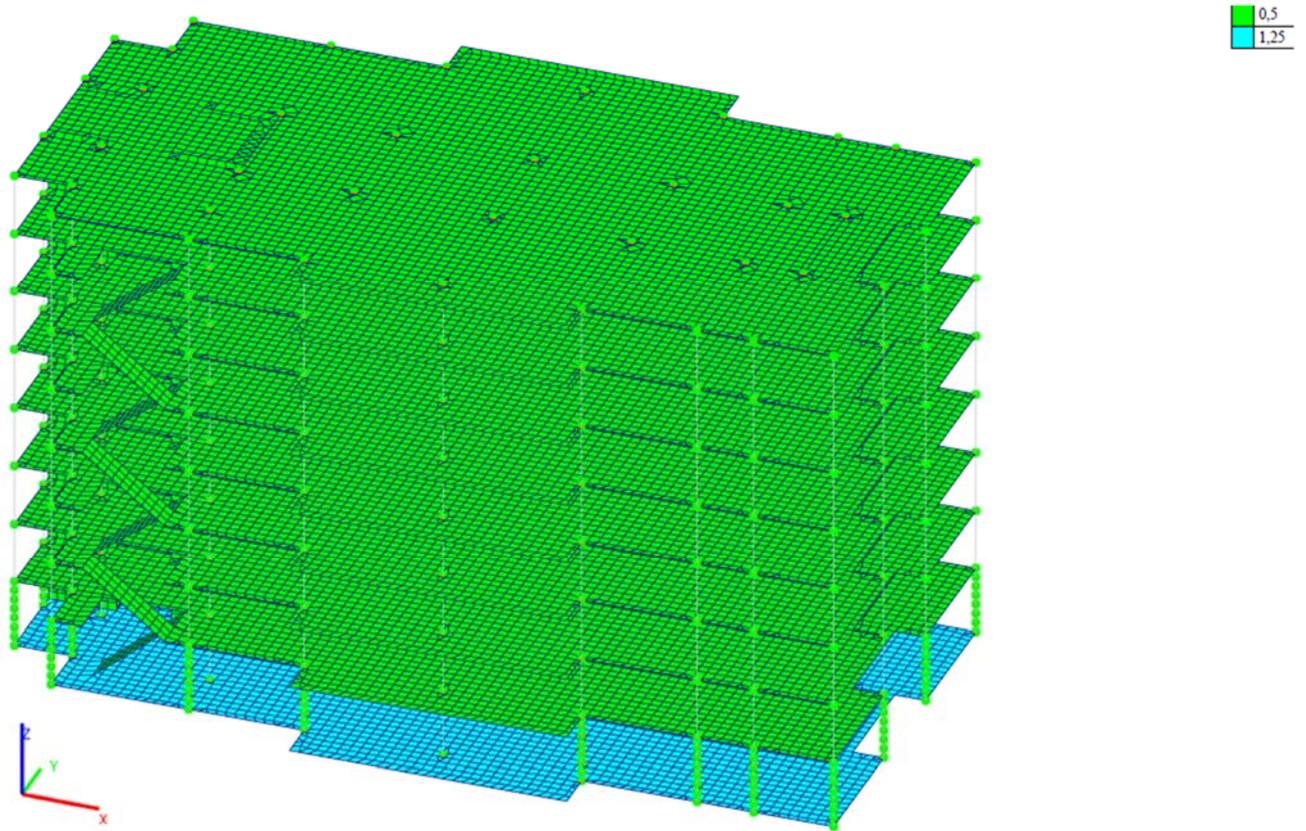


Рис. 4.15. Задавання навантаження від власної ваги,  $T/m^2$

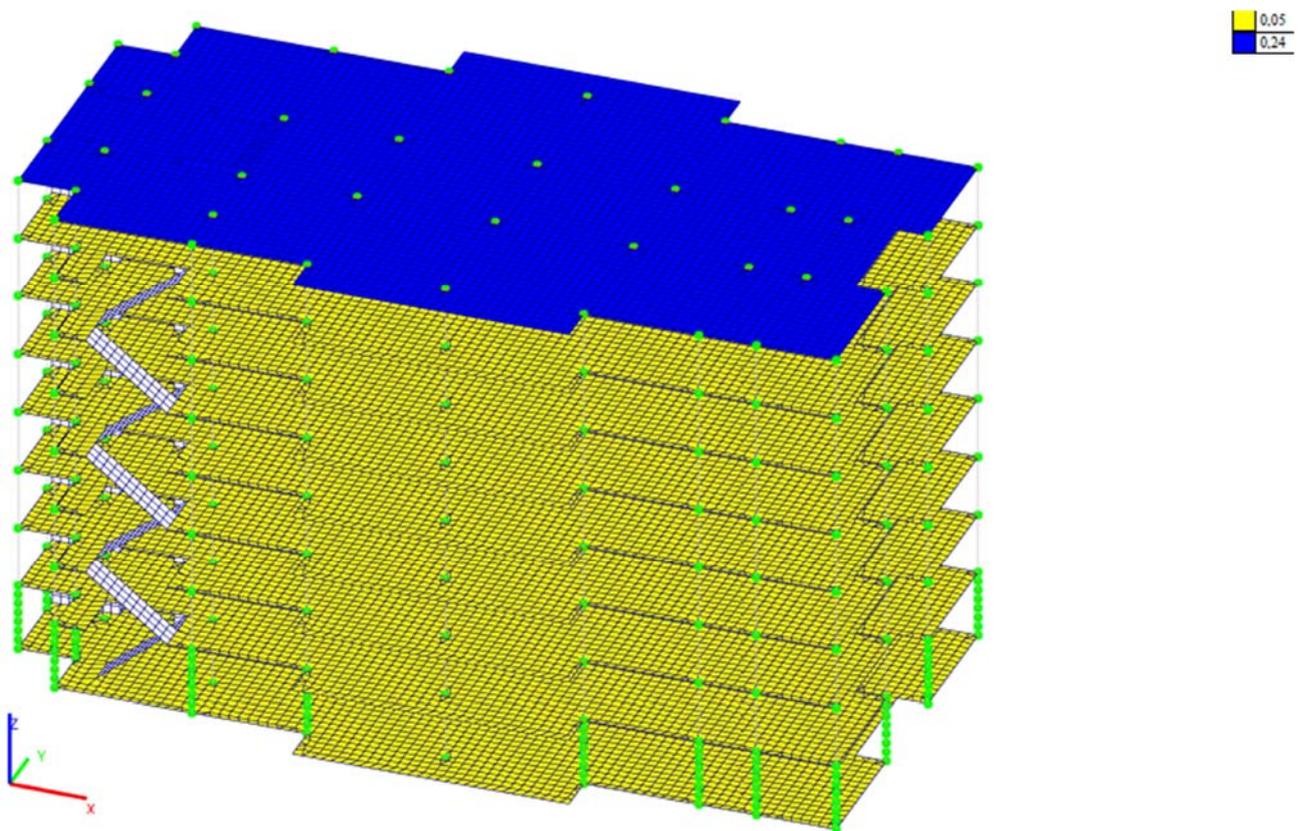


Рис. 4.16. Задавання навантаження від ваги покриттів (вага складу підлог, покриттів),  $T/m^2$

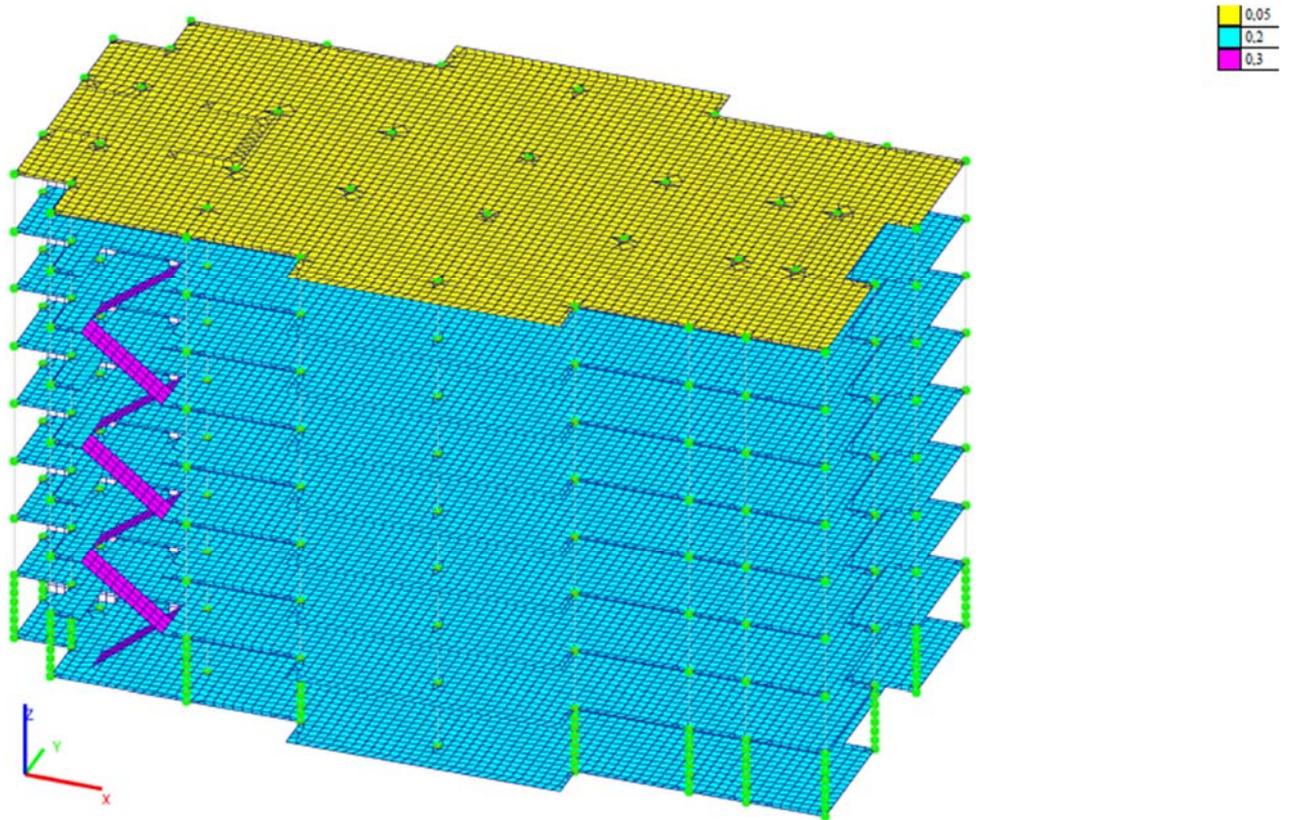


Рис. 4.17. Задавання навантаження від корисного навантаження,  $T/m^2$

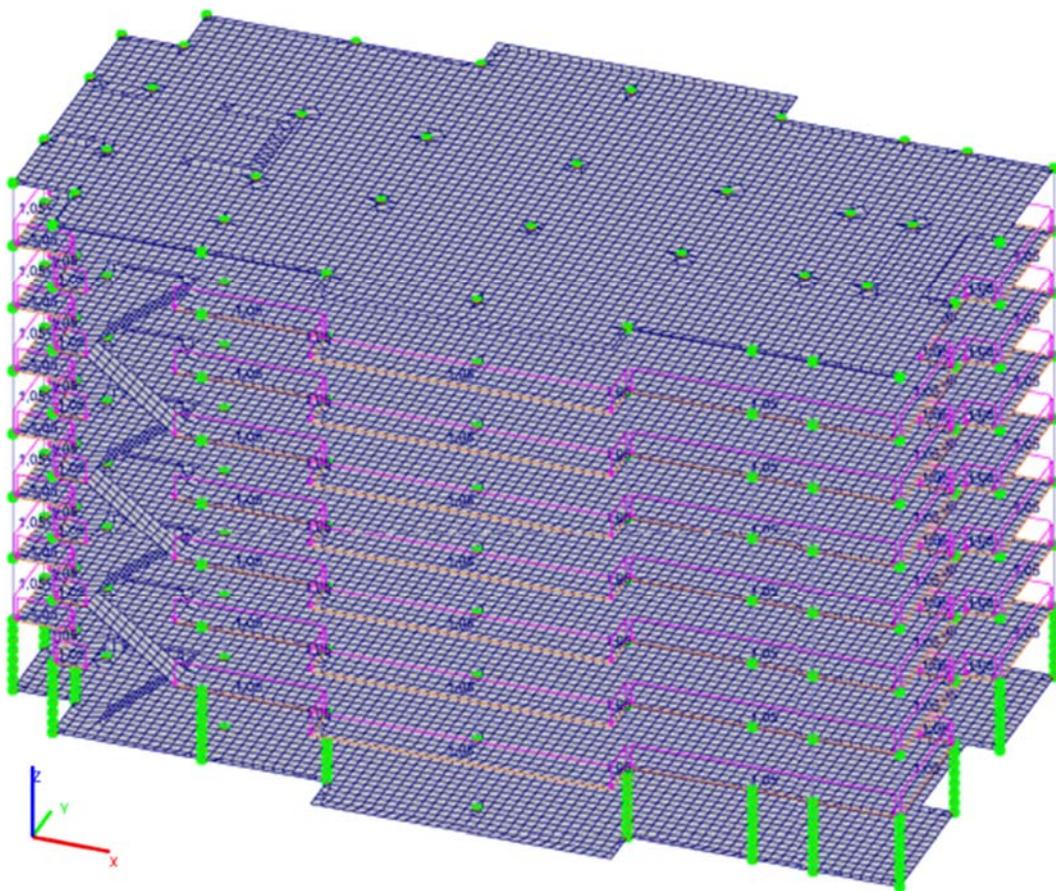


Рис. 4.18. Задавання навантаження від ваги зовнішніх стін,  $T/m^2$

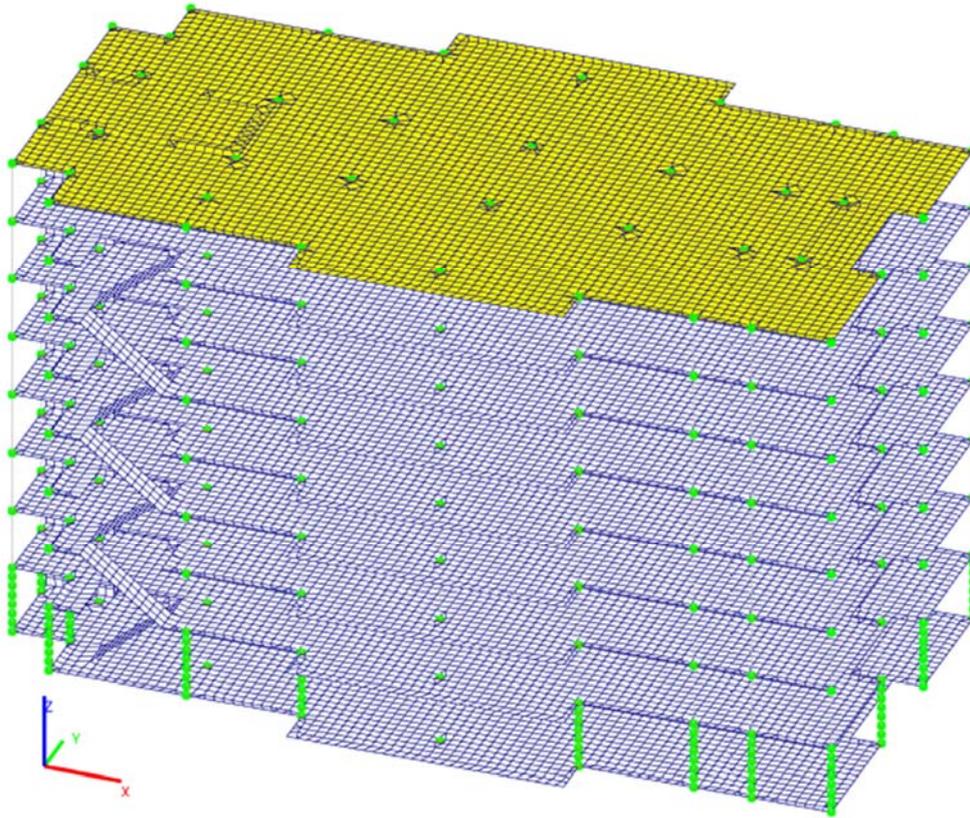


Рис. 4.19. Задавання навантаження від ваги снігового покриву,  $T/m^2$

Після всього що наведено вище виконуємо розрахунок. Під час розрахунку використано види навантаження та їх комбінації що наведені в таблицях нижче.

#### Види навантажень

Табл. 4.4.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Вага стін
L5	Снігове навантаження

#### Комбінації навантажень

Табл. 4.5.

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+L4+L5$

Відповідно до результатів розрахунку отримали наступні величини внутрішніх зусиль та напружень.

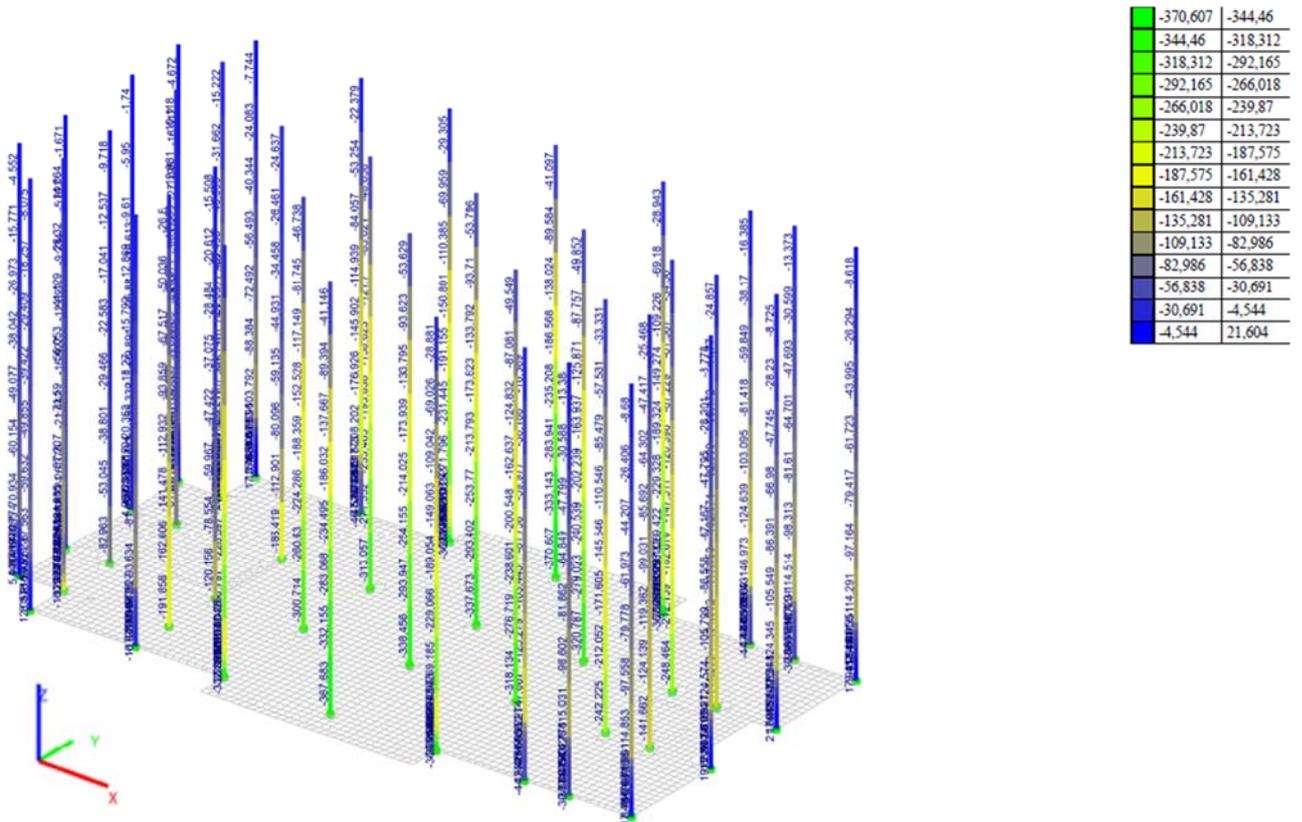


Рис. 4.20. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)

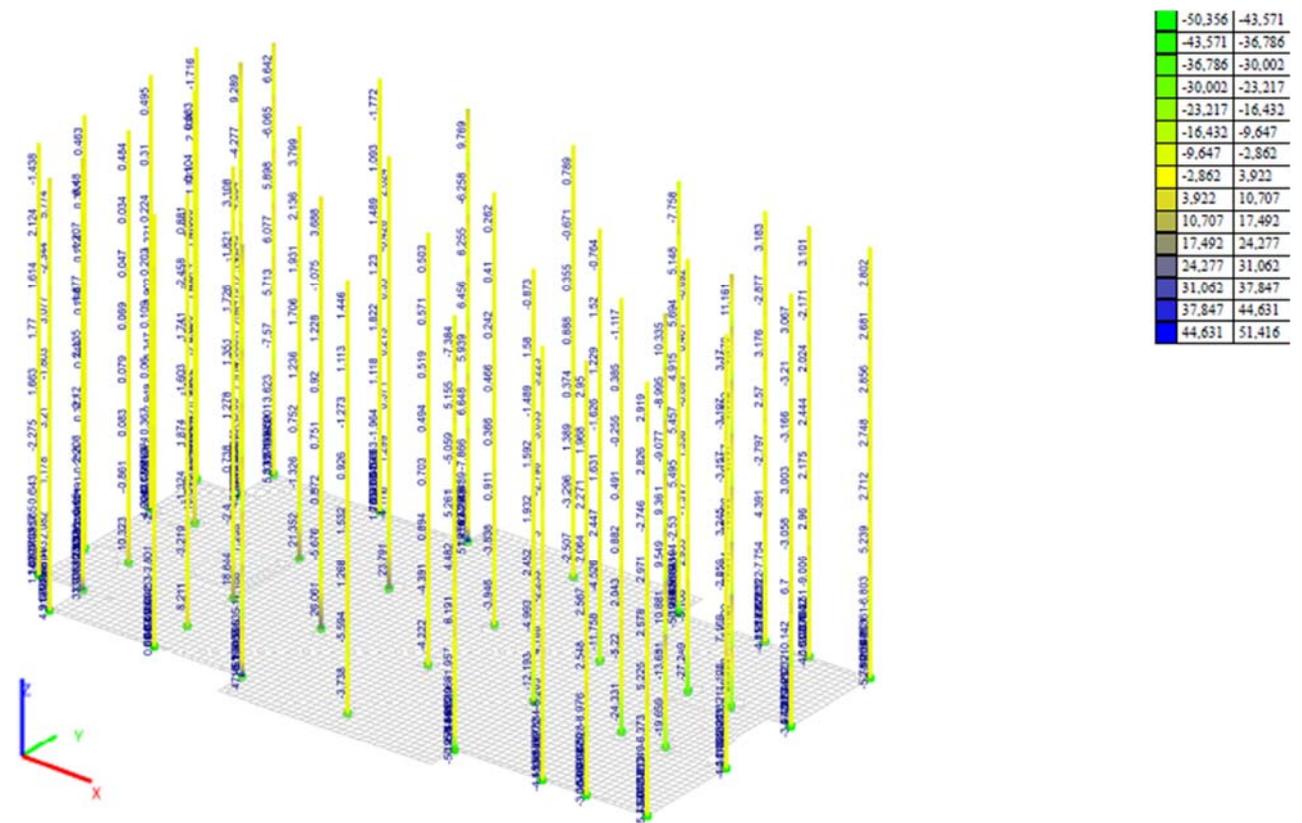


Рис. 4.21. Розрахункова схема із зазначенням зусиль My в колонах каркасу (Т\*м)

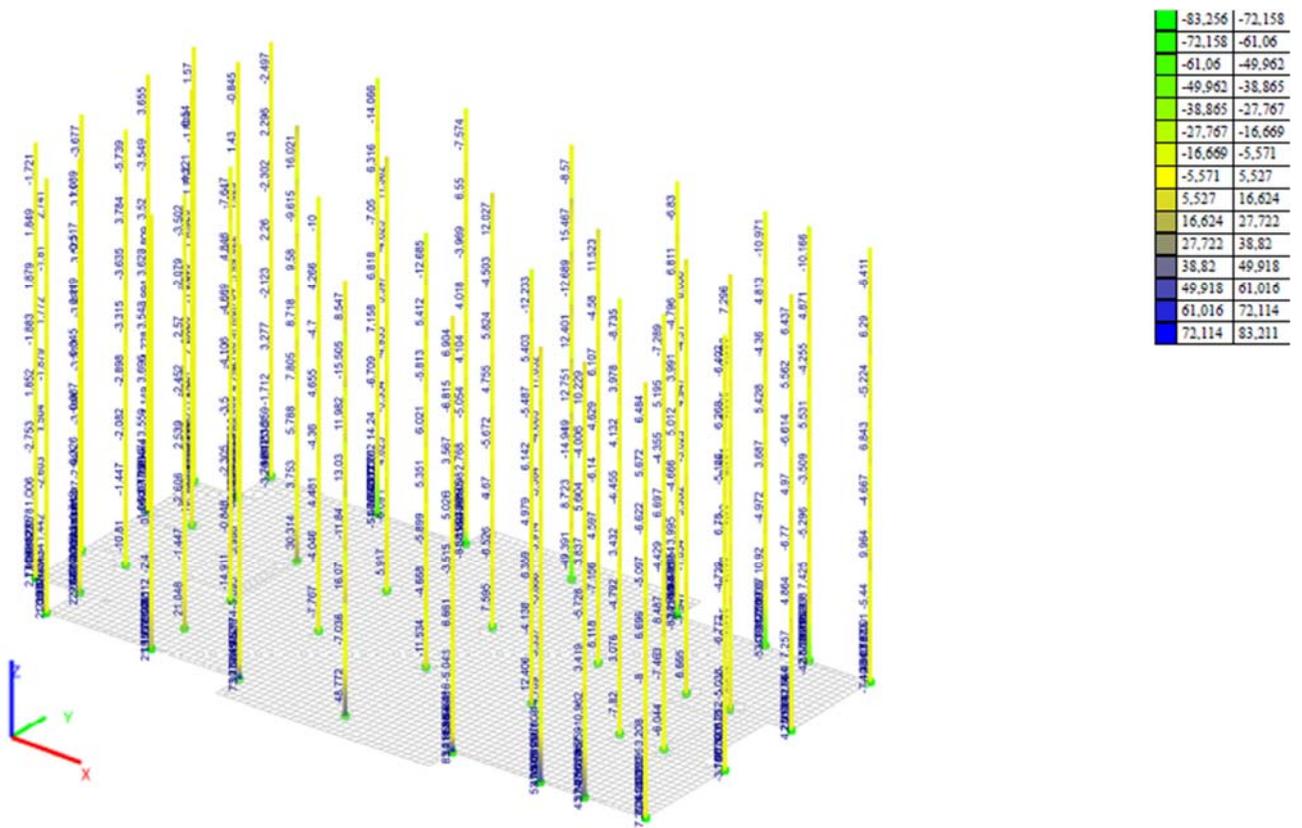


Рис. 4.22. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_z$  в колонах каркасу (Т\*м)

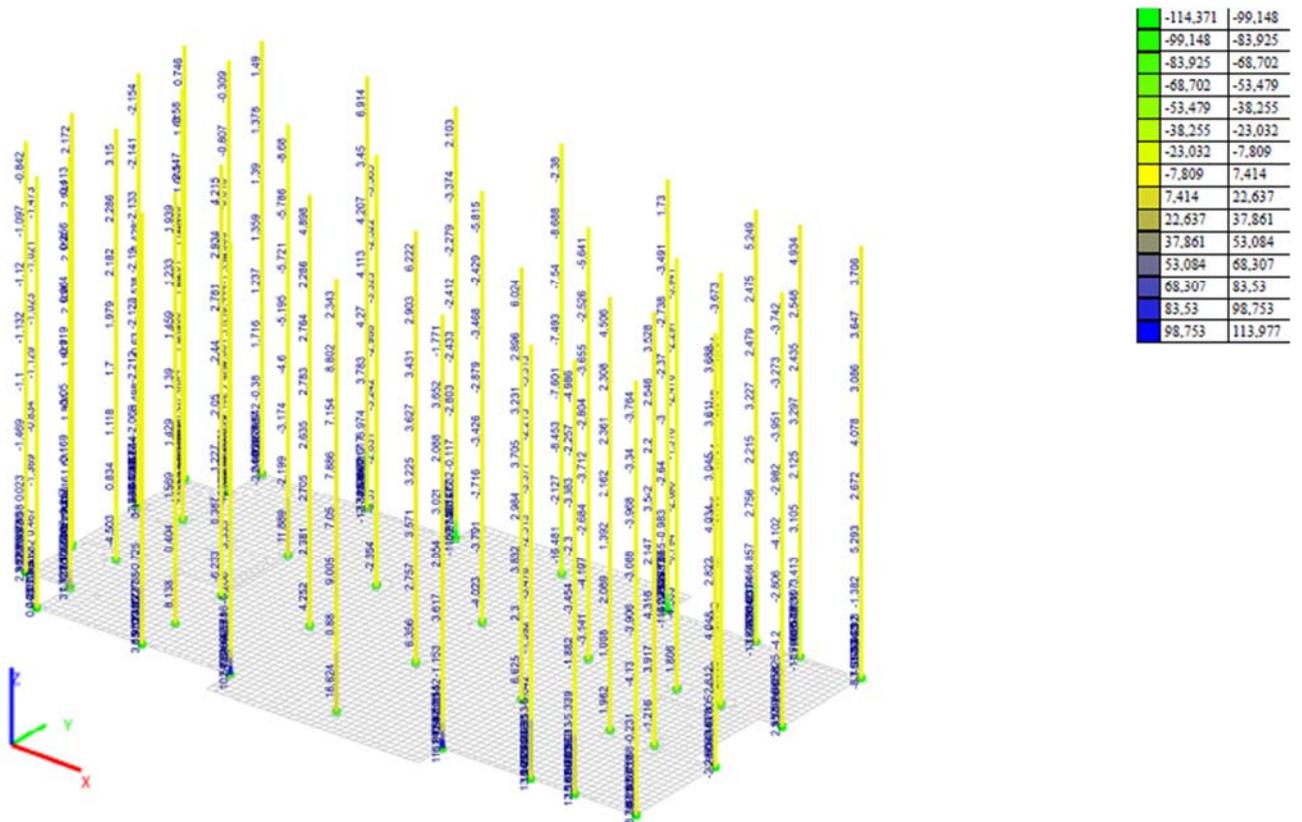


Рис. 4.23. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в колонах каркасу (Т)

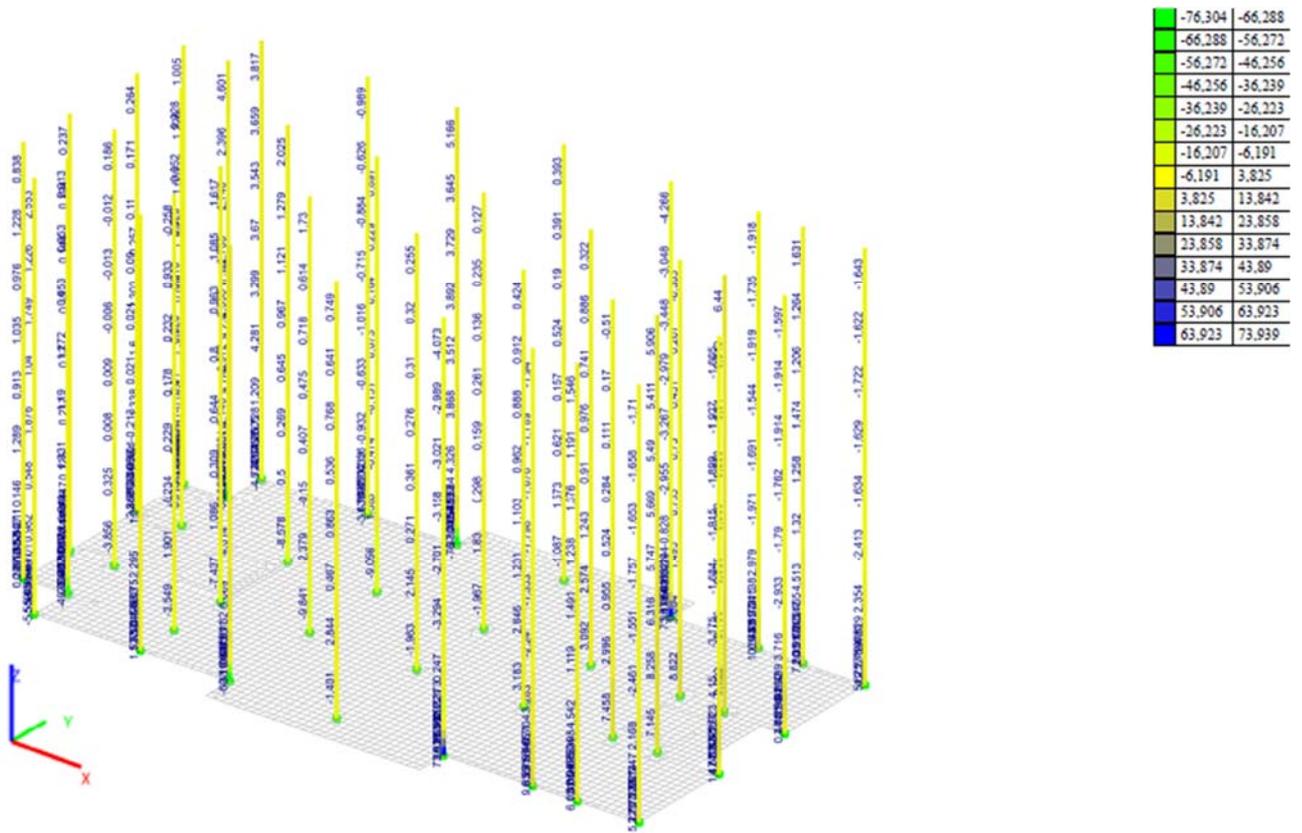


Рис. 4.24. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_z$  в колонах каркасу (Т)

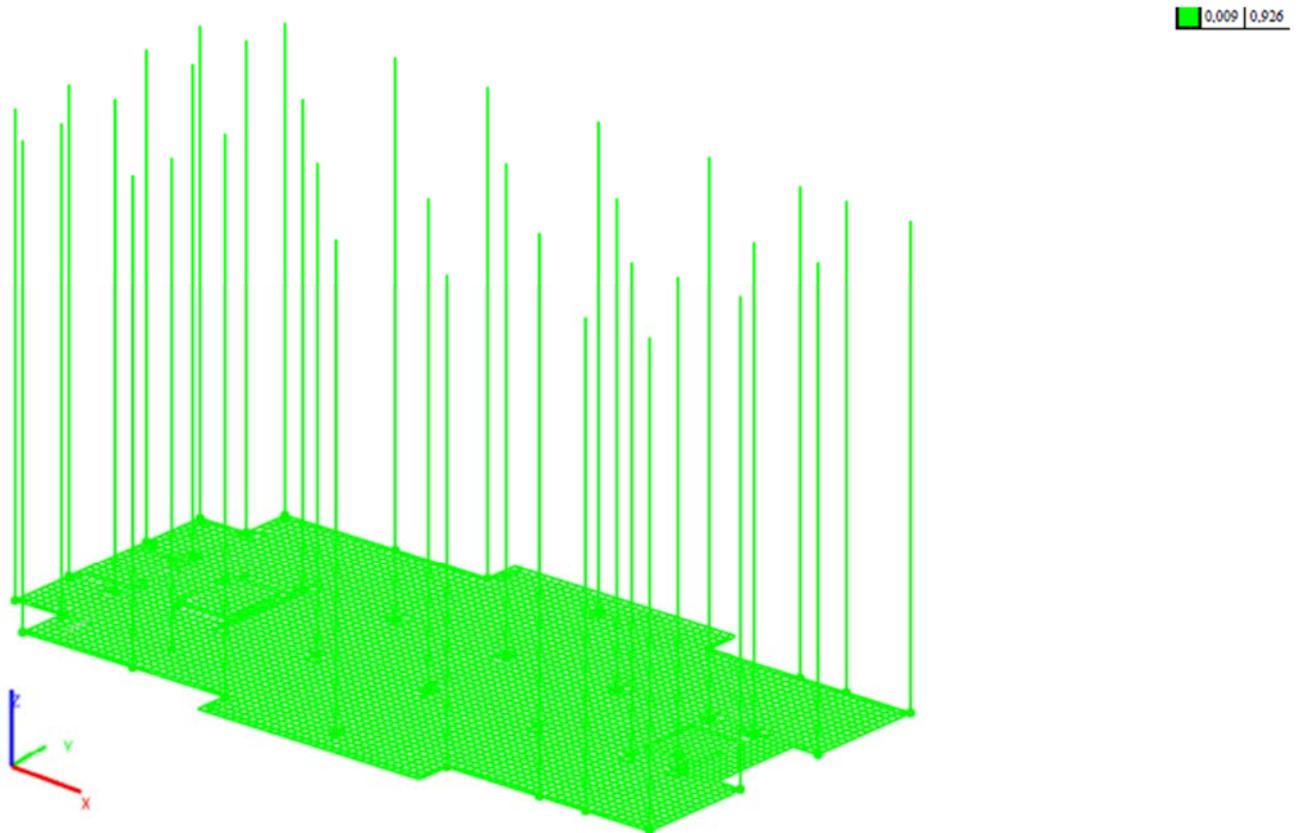


Рис. 4.25. Експертиза залізобетону колон каркасу

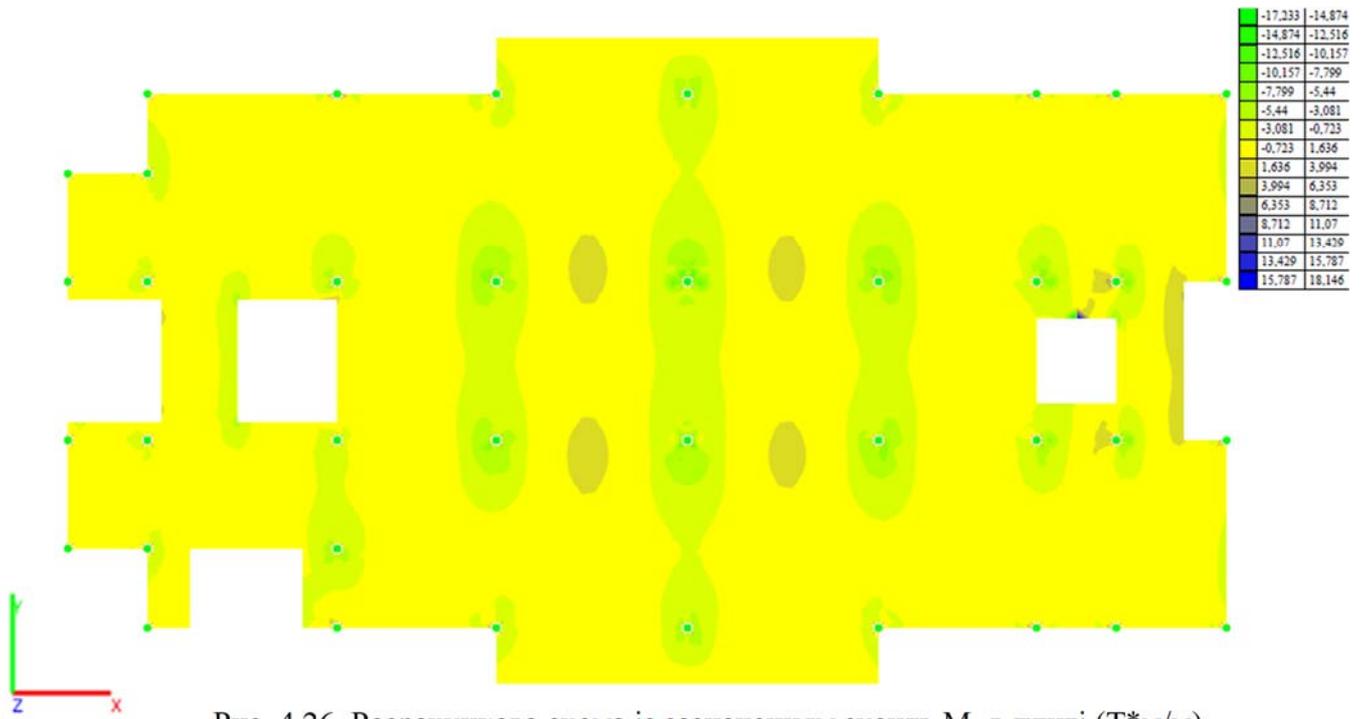


Рис. 4.26. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_x$  в плиті ( $T^*m/m$ )

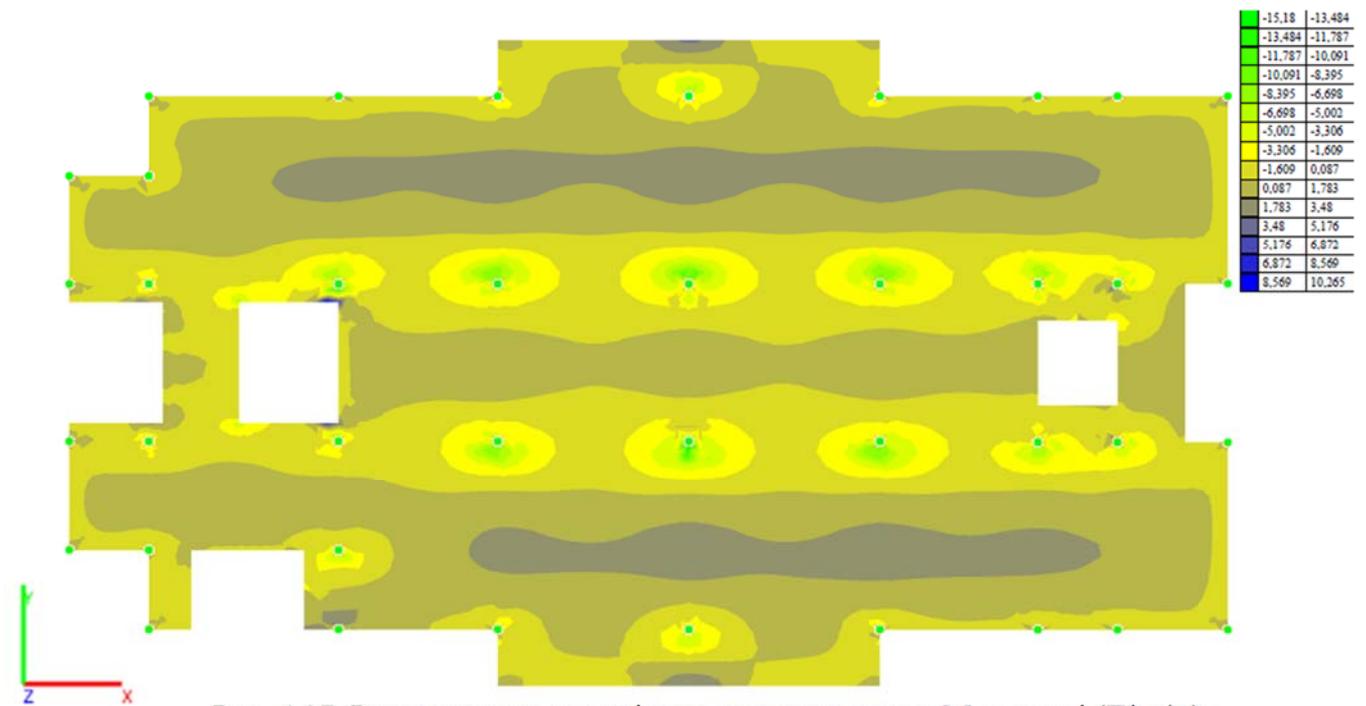


Рис. 4.27. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в плиті ( $T^*m/m$ )

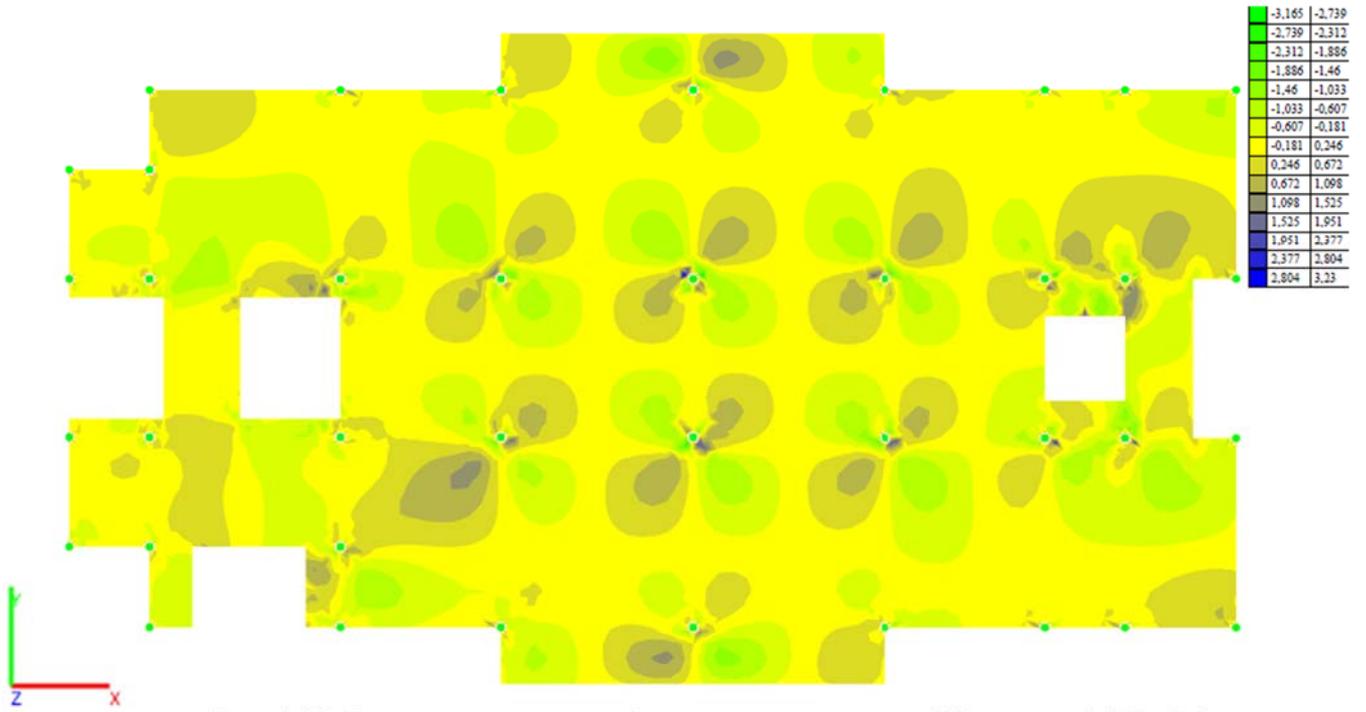


Рис. 4.28. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_{xy}$  в плиті (Т\*м/м)

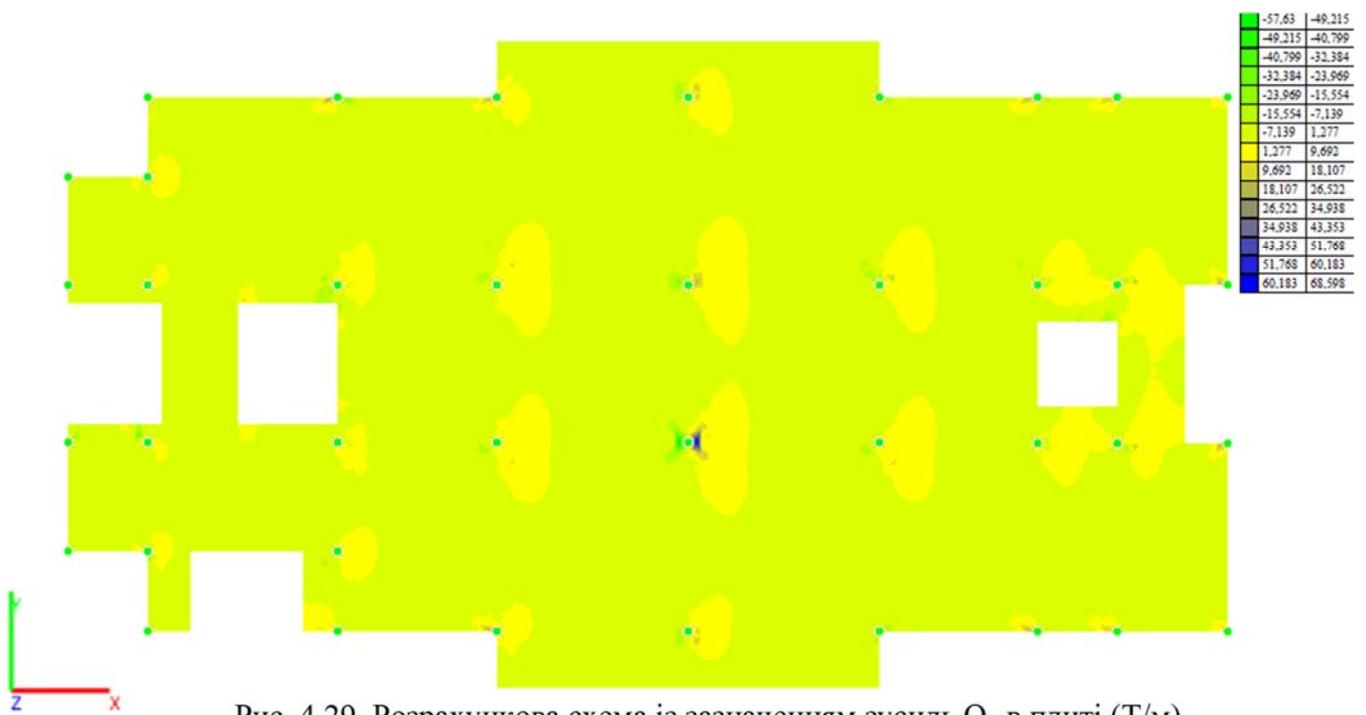


Рис. 4.29. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_x$  в плиті (Т/м)

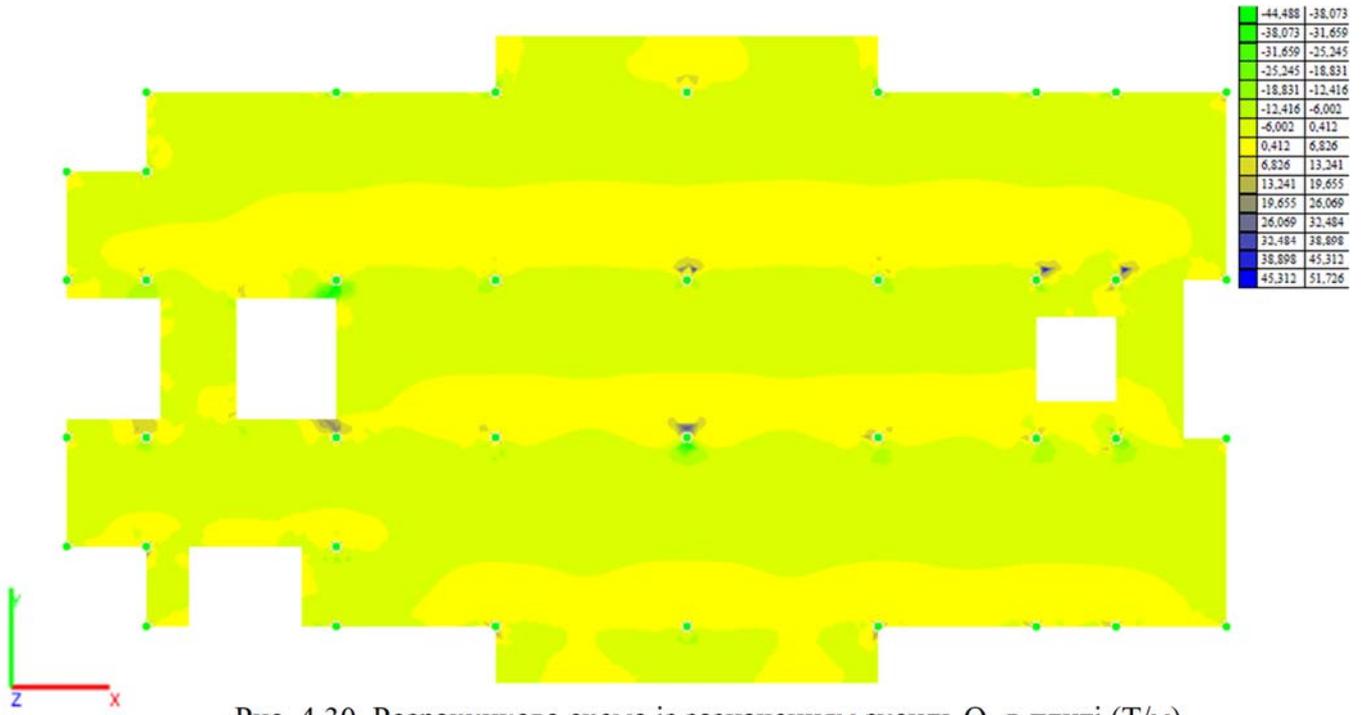


Рис. 4.30. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в плиті (Т/м)

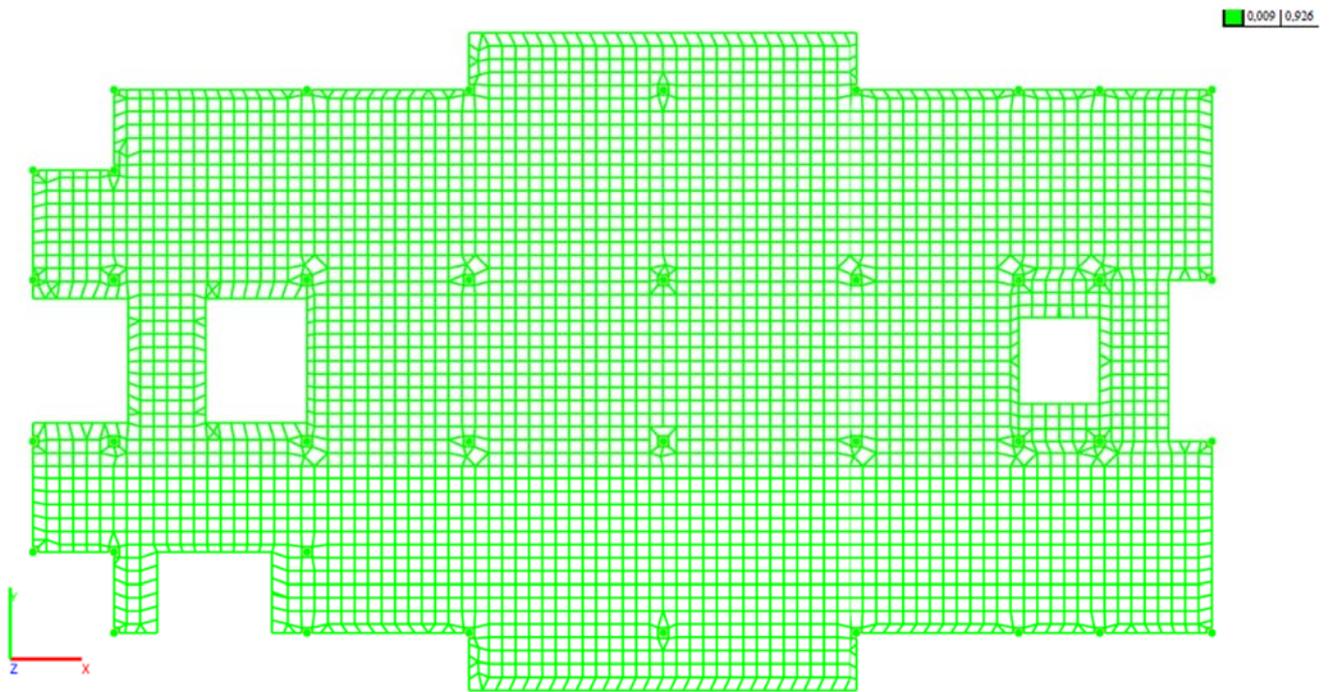


Рис. 4.31. Експертиза залізобетону плити

# РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 1

## (видалення колони центрального ряду підвального поверху)

Для розрахунку було скопійовано та відредаговано розрахункову модель вихідної розрахункової схеми для моделювання ситуації 1 (Рис. 4.1.).

У розрахунку використано види та комбінації навантажень, що показані нижче.

### Види навантажень

Табл. 4.6.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Вага стін
L5	Снігове навантаження

### Комбінації навантажень

Табл. 4.7.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5xL3+L4+0,35xL5$

Результати розрахунку наступні:

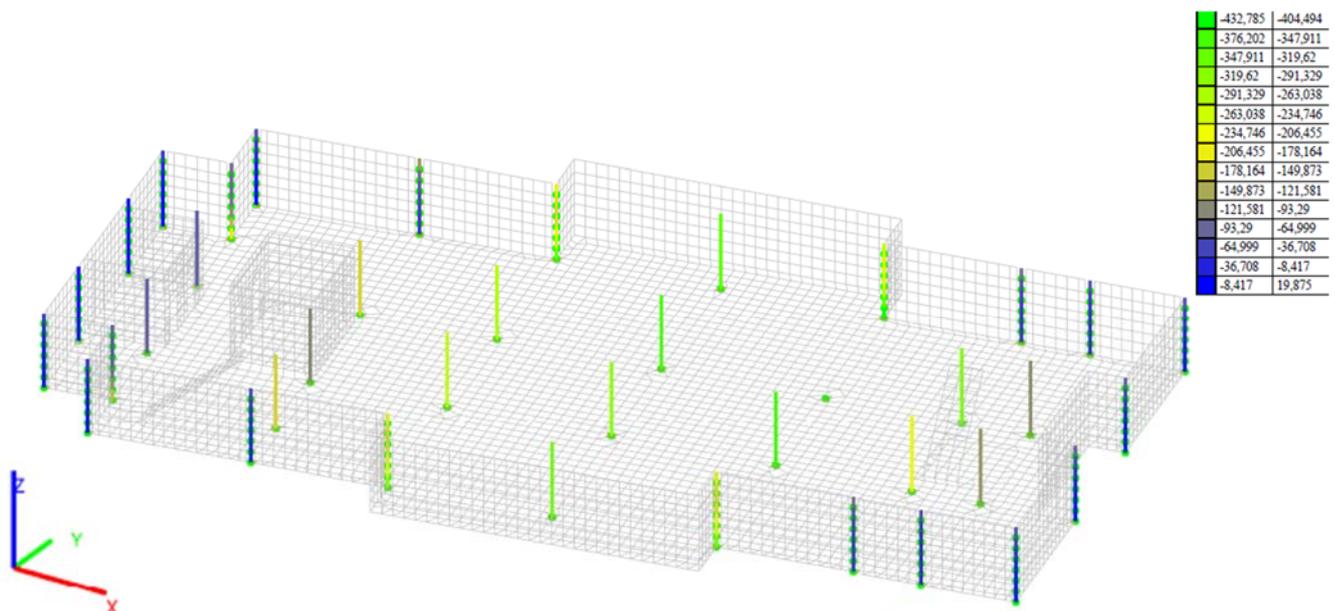


Рис. 4.32. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (T)

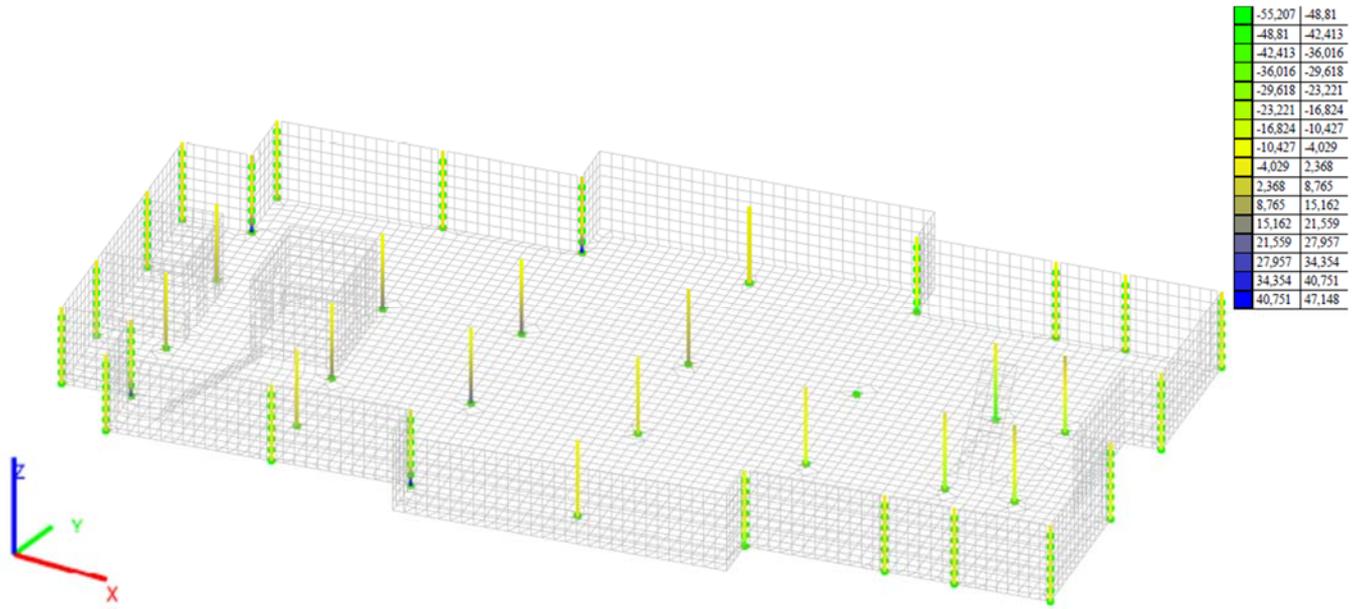


Рис. 4.33. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в колонах каркасу (Т\*м)

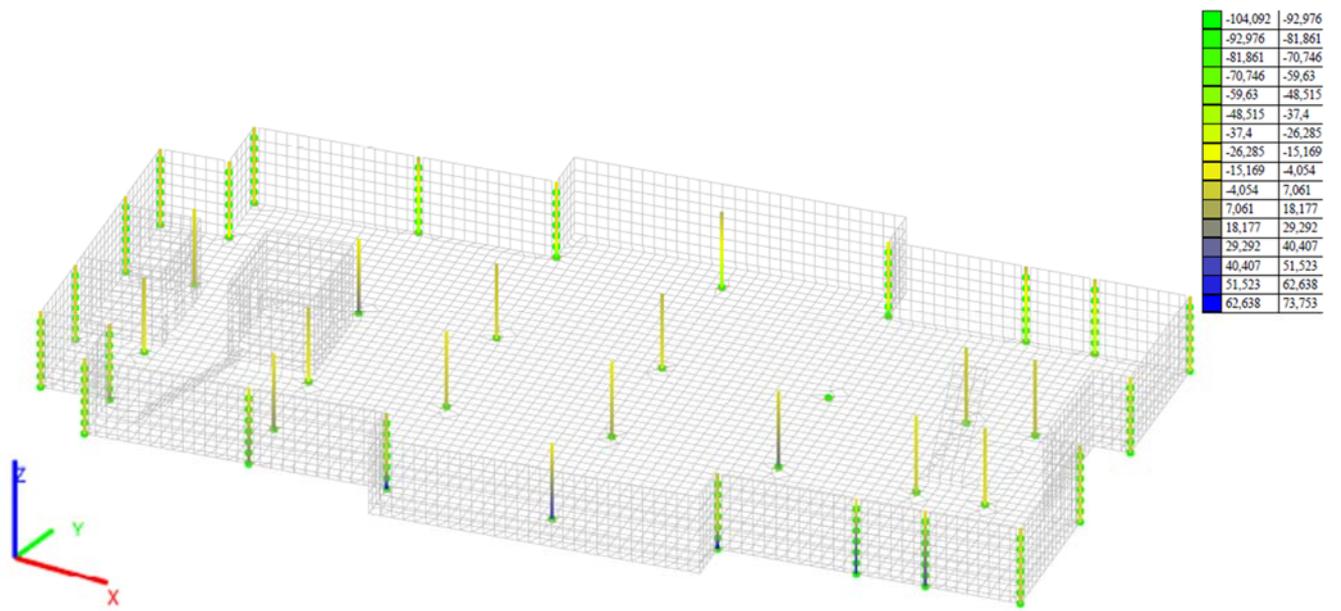


Рис. 4.34. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_z$  в колонах каркасу (Т\*м)

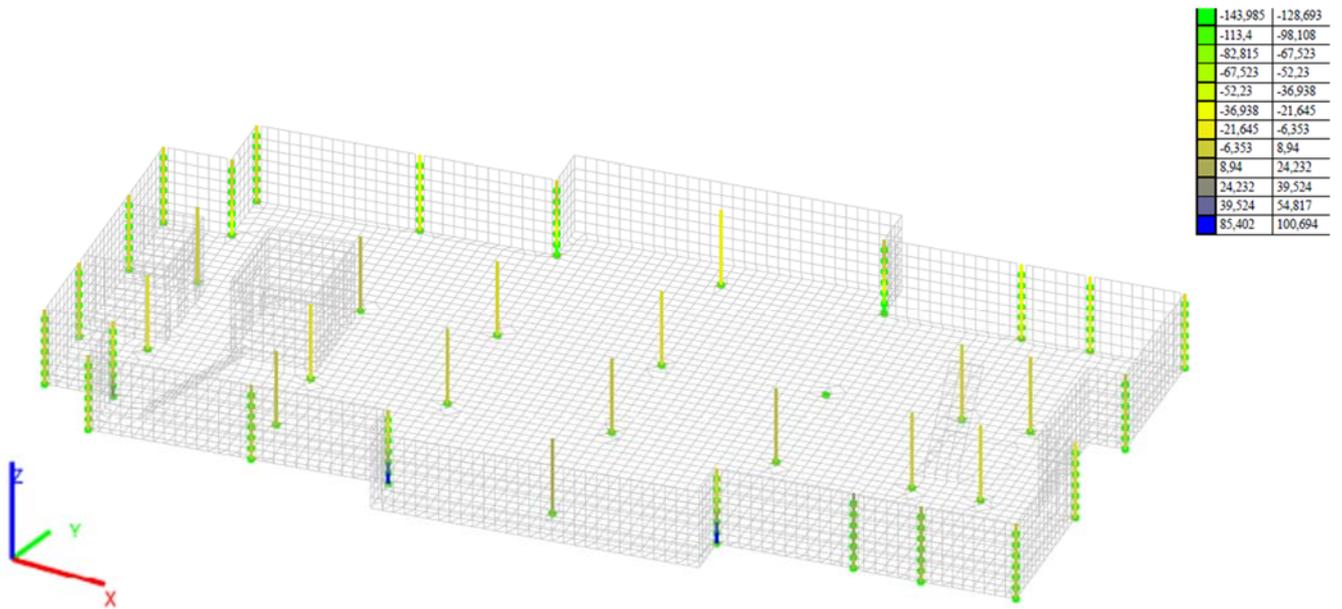


Рис. 4.35. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в колонах каркасу (Т)

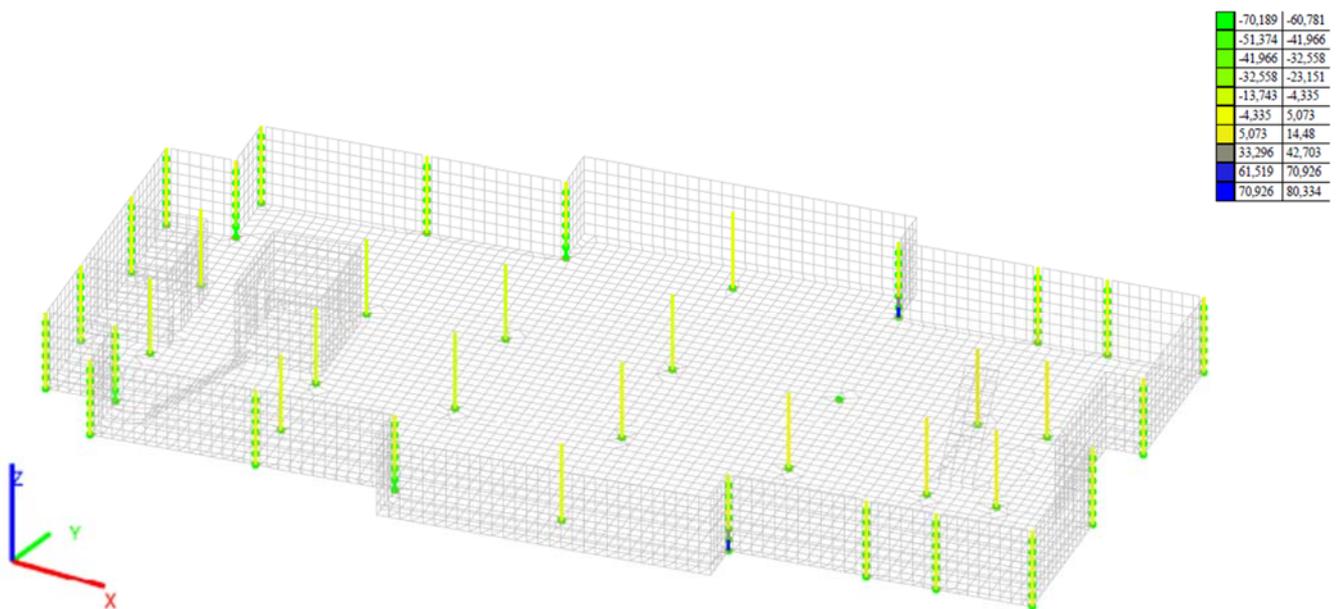


Рис. 4.36. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_z$  в колонах каркасу (Т)

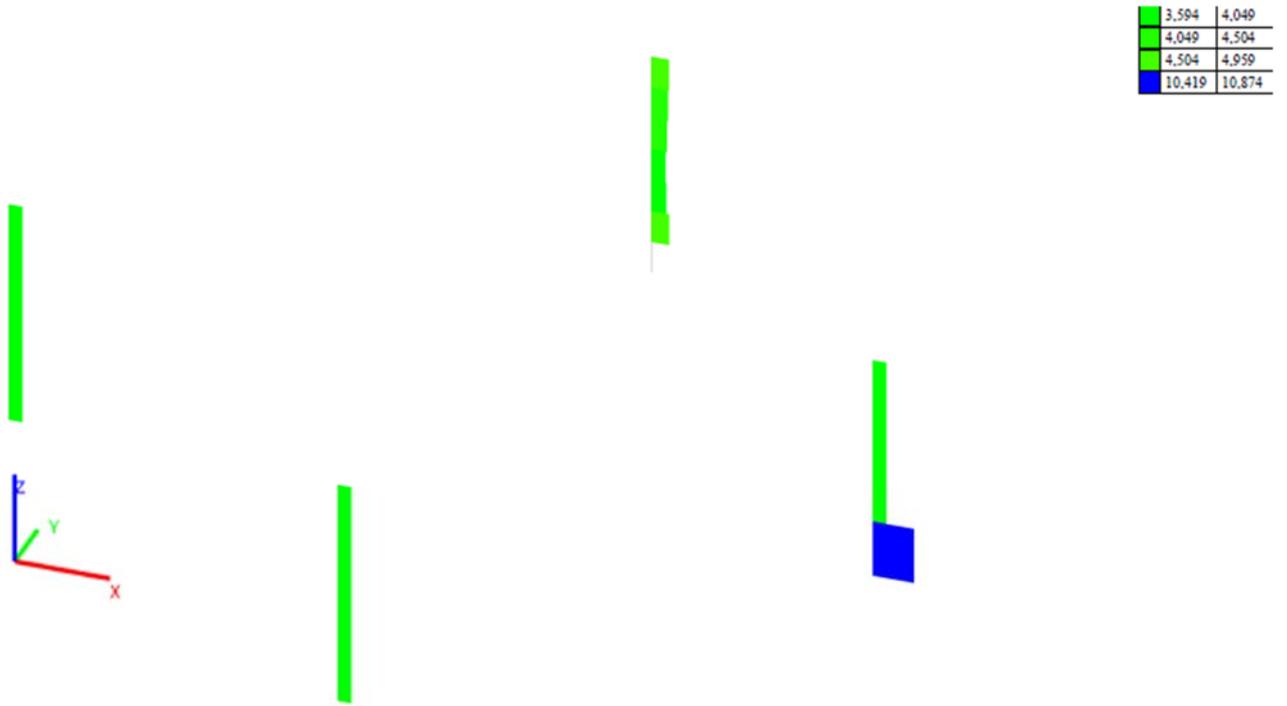


Рис. 4.37. Армування колон\* при видаленні колони центрального ряду підвального поверху,  $\text{см}^2$

\* - сусідні колони видаленої колони

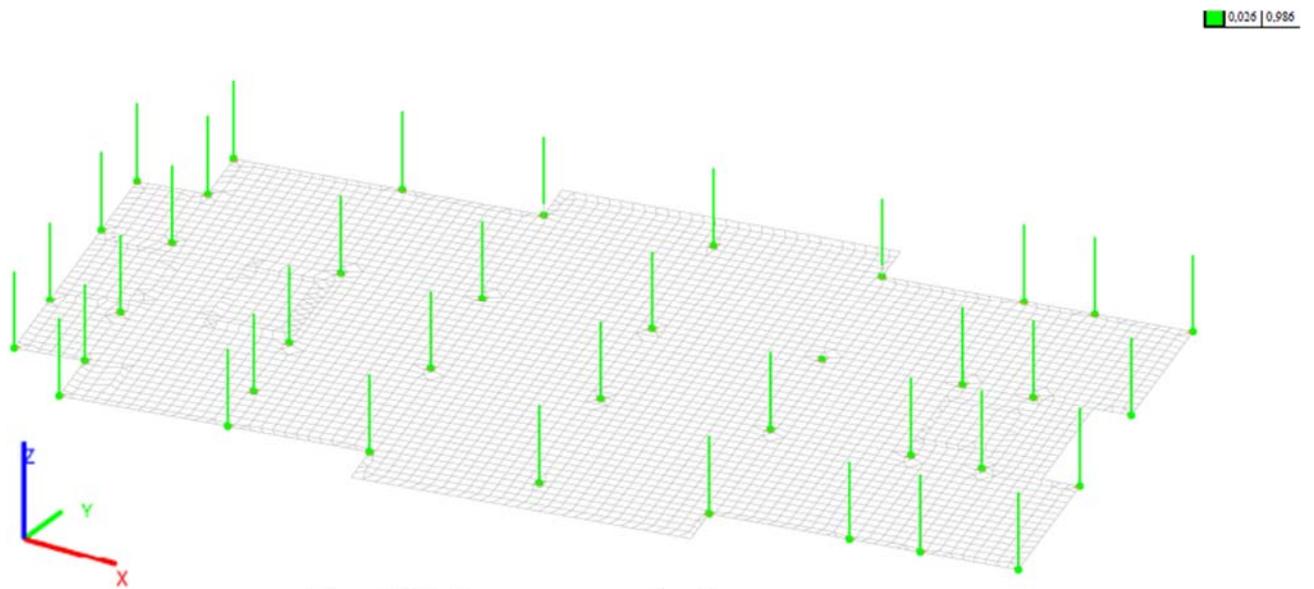


Рис. 4.38. Експертиза залізобетону колон каркасу

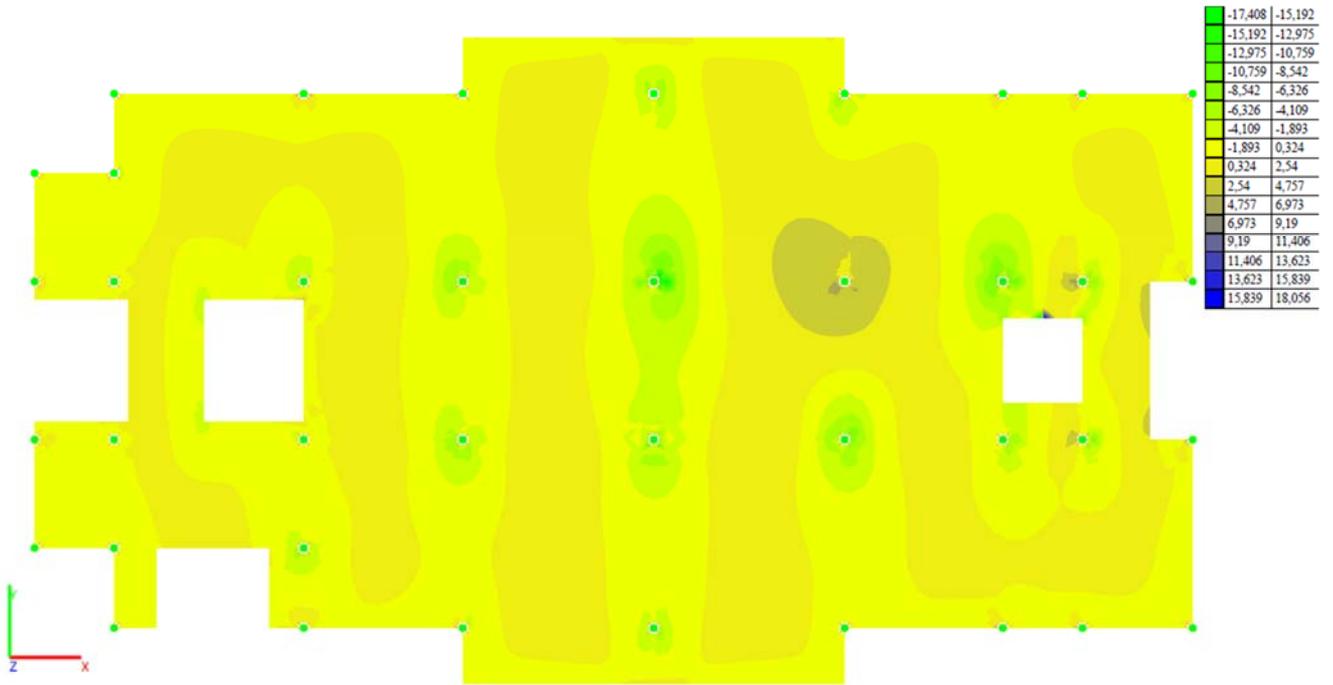


Рис. 4.39. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_x$  в плиті ( $T^*m/m$ )

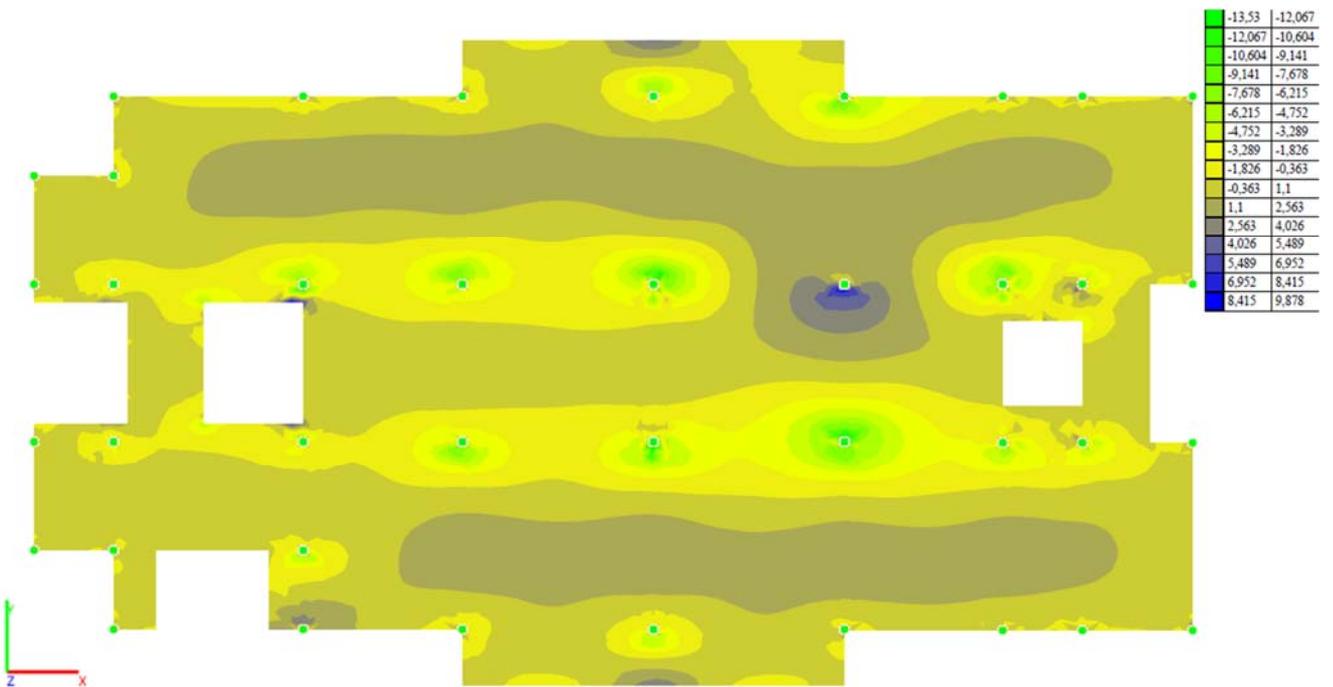


Рис. 4.40. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в плиті ( $T^*m/m$ )

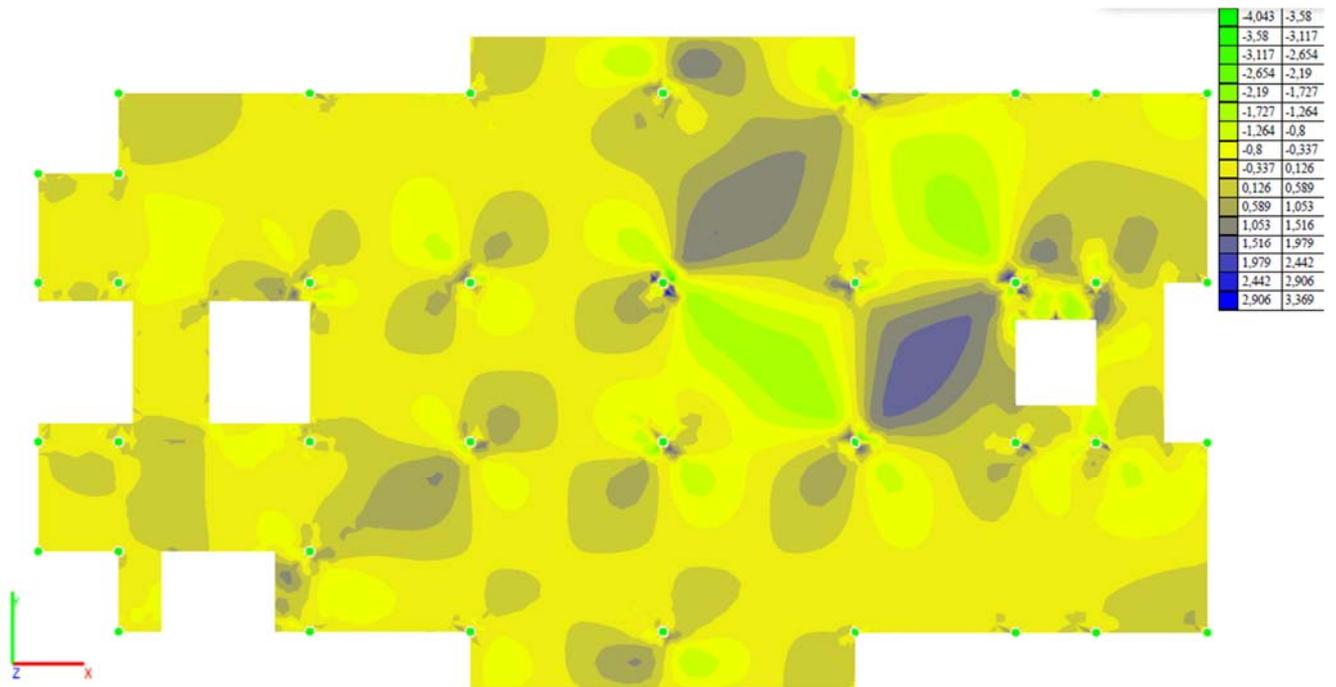


Рис. 4.41. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_{xy}$  в плиті (Т\*м/м)



Рис. 4.42. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_x$  в плиті (Т/м)

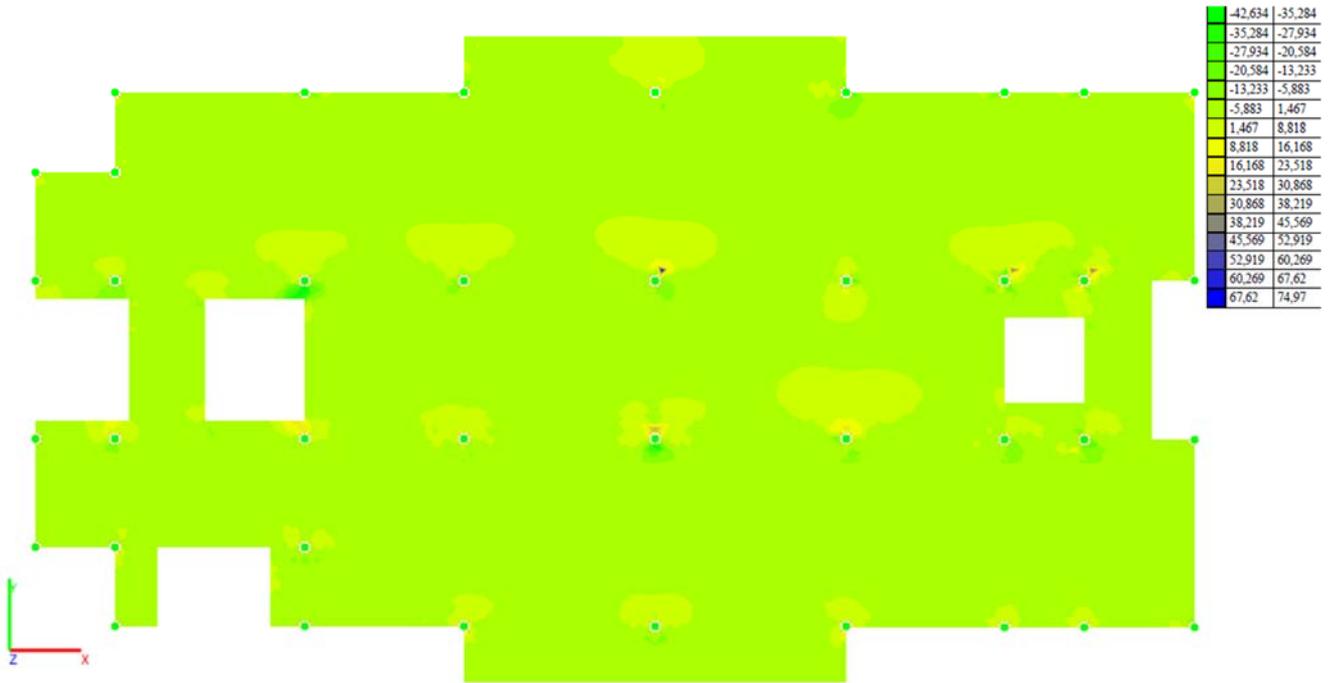


Рис. 4.43. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в плиті (Т/м)

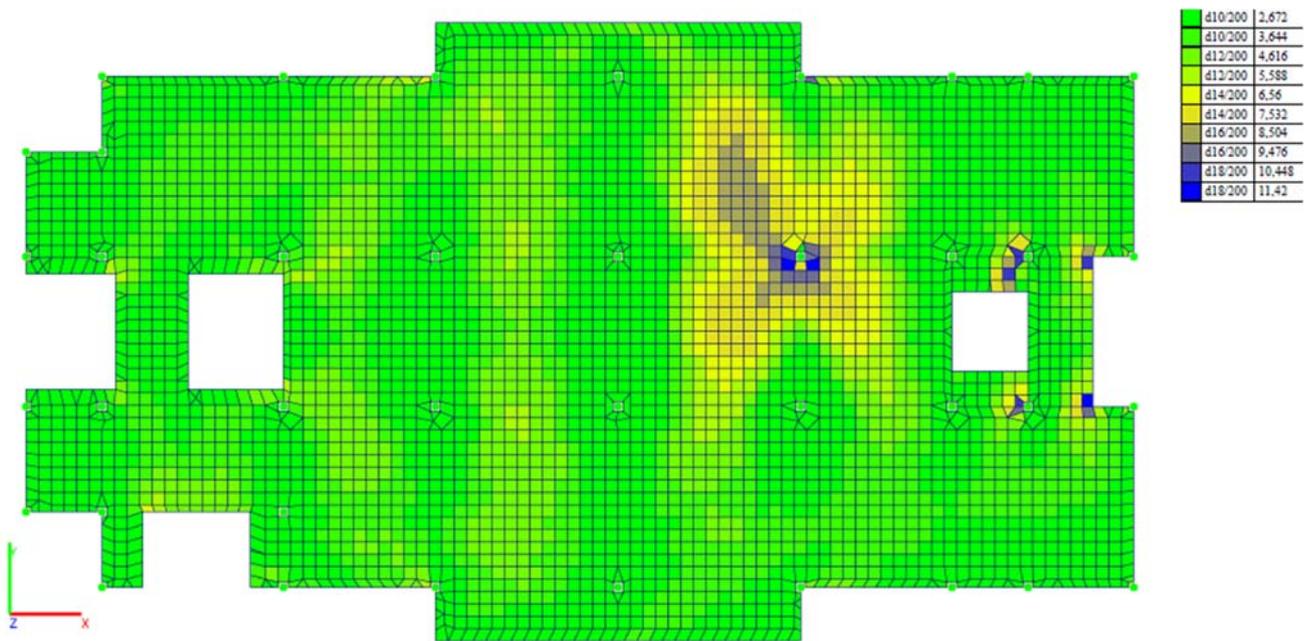


Рис. 4.44. Армування плити перекриття (нижня вздовж X) при видаленні колони центрального ряду підвального поверху,  $cm^2/m$

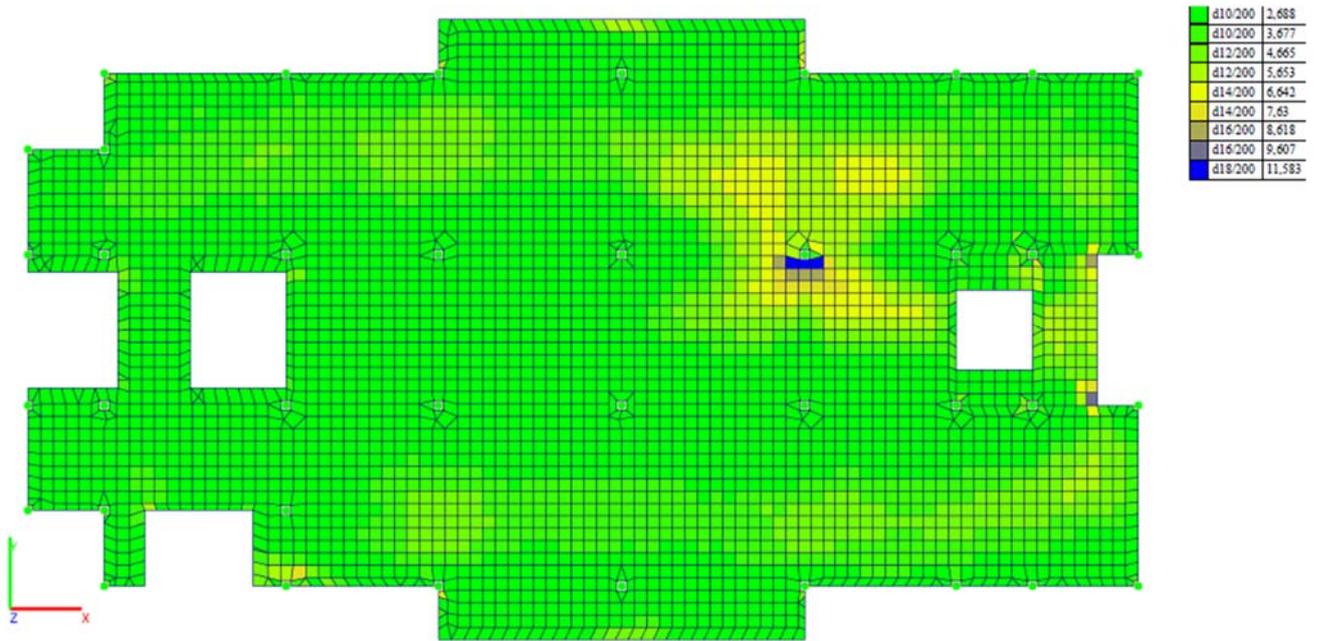


Рис. 4.45. Армування плити перекриття (нижня вздовж Y) при видаленні колони центрального ряду підвального поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

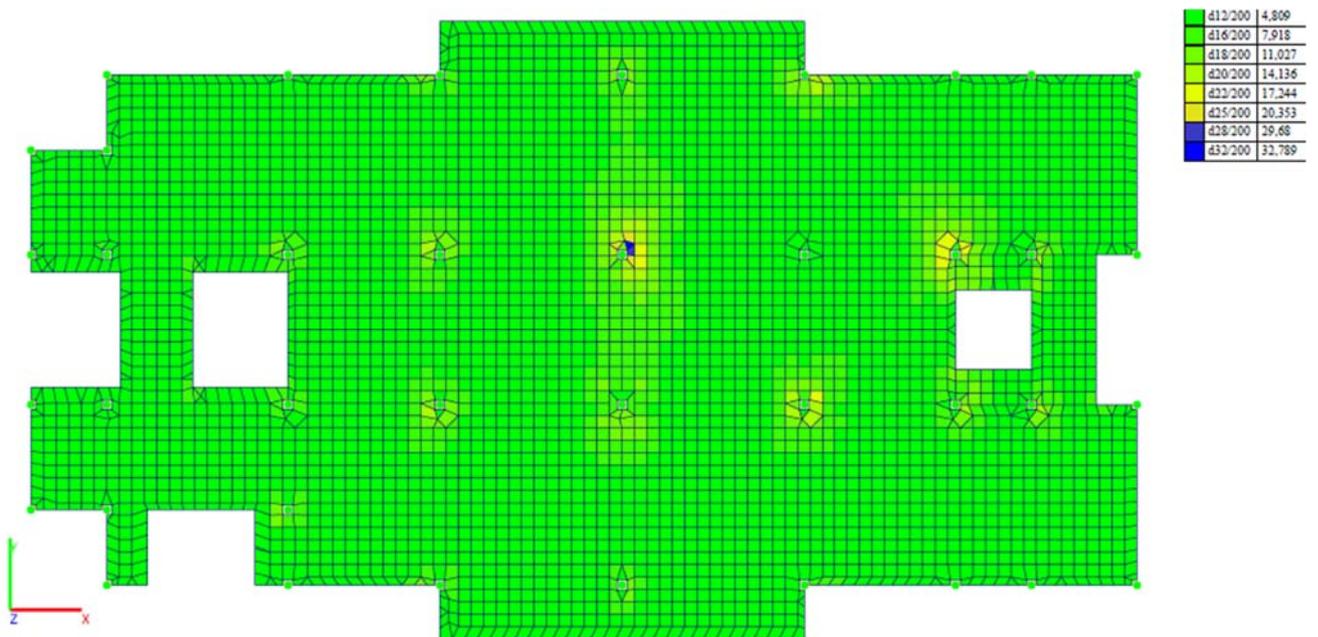


Рис. 4.46. Армування плити перекриття (верхня вздовж X) при видаленні колони центрального ряду підвального поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

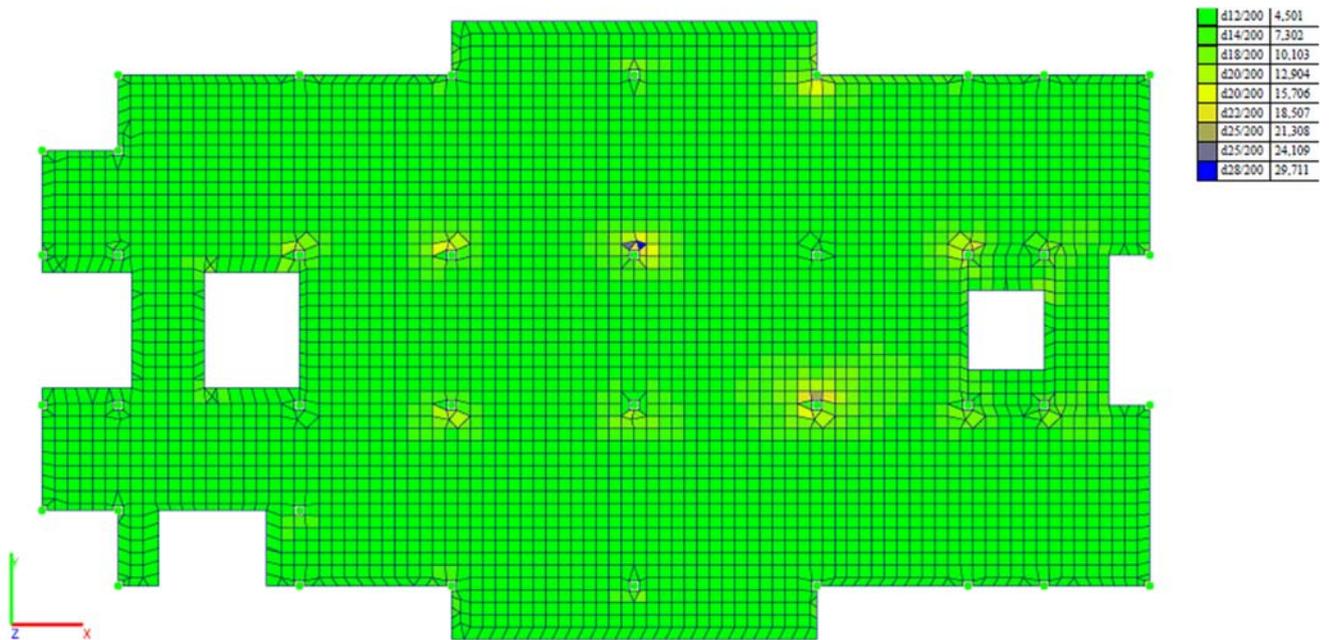


Рис. 4.47. Армування плити перекриття (верхня вздовж Y ) при видаленні колони центрального ряду підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

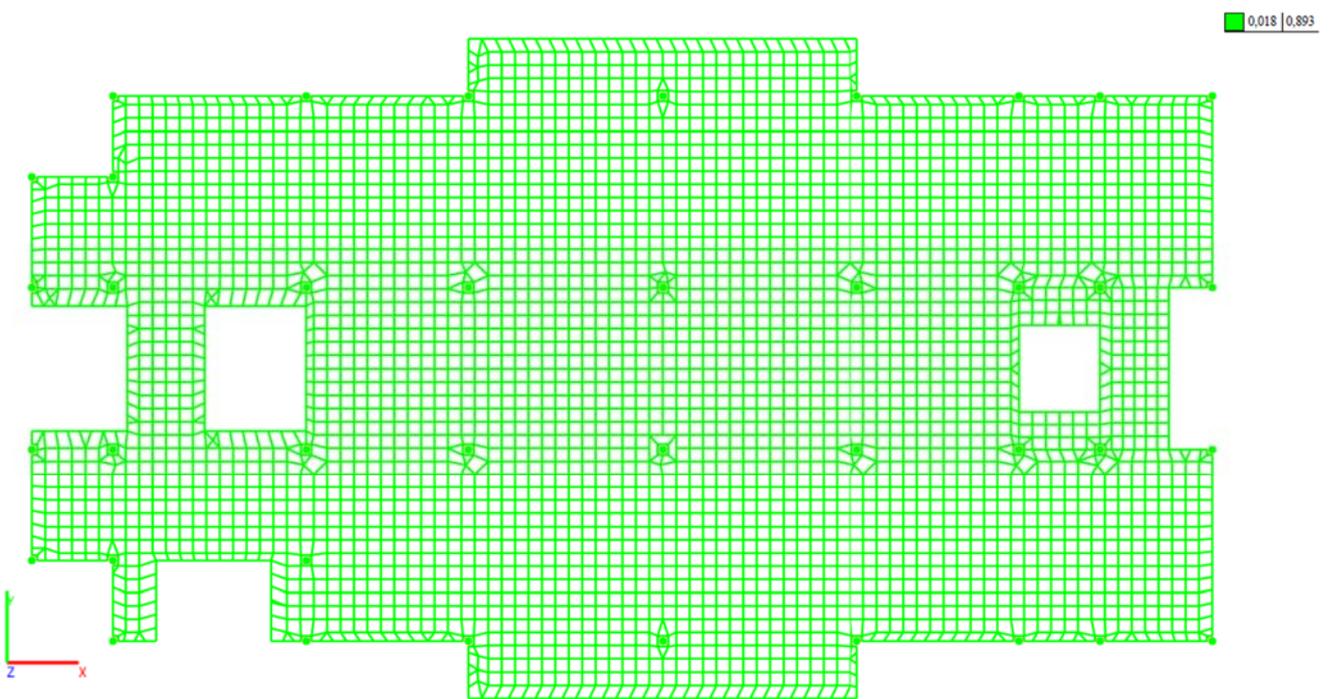


Рис. 4.48. Експертиза залізобетону плити

## РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 2 (видалення колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху)

Для моделювання ситуації 2 (Рис. 4.2.) та її розрахунку було скопійовано та відкориговано вихідну розрахункову схему.

У розрахунку використано види навантажень та їх комбінації, що показано в таблицях нижче.

### Види навантажень

Табл. 4.8.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Вага стін
L5	Снігове навантаження

### Комбінації навантажень

Табл. 4.9.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5xL3+L4+0,35xL5$

Результати розрахунку наступні:

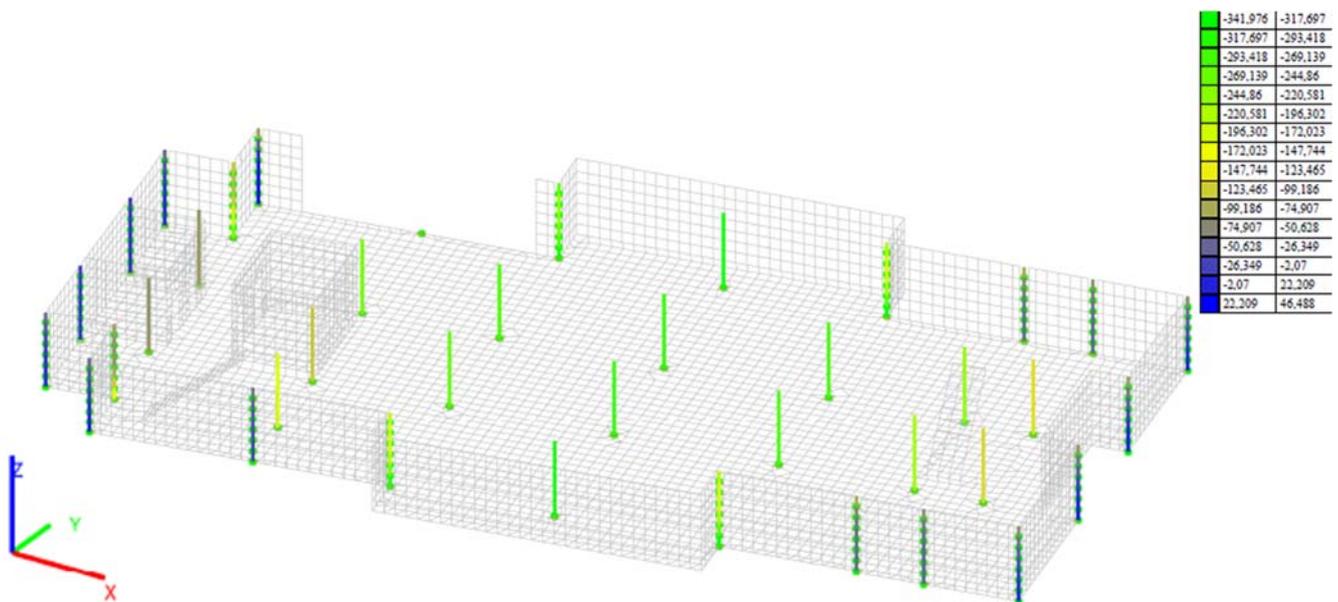


Рис. 4.49. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (T)

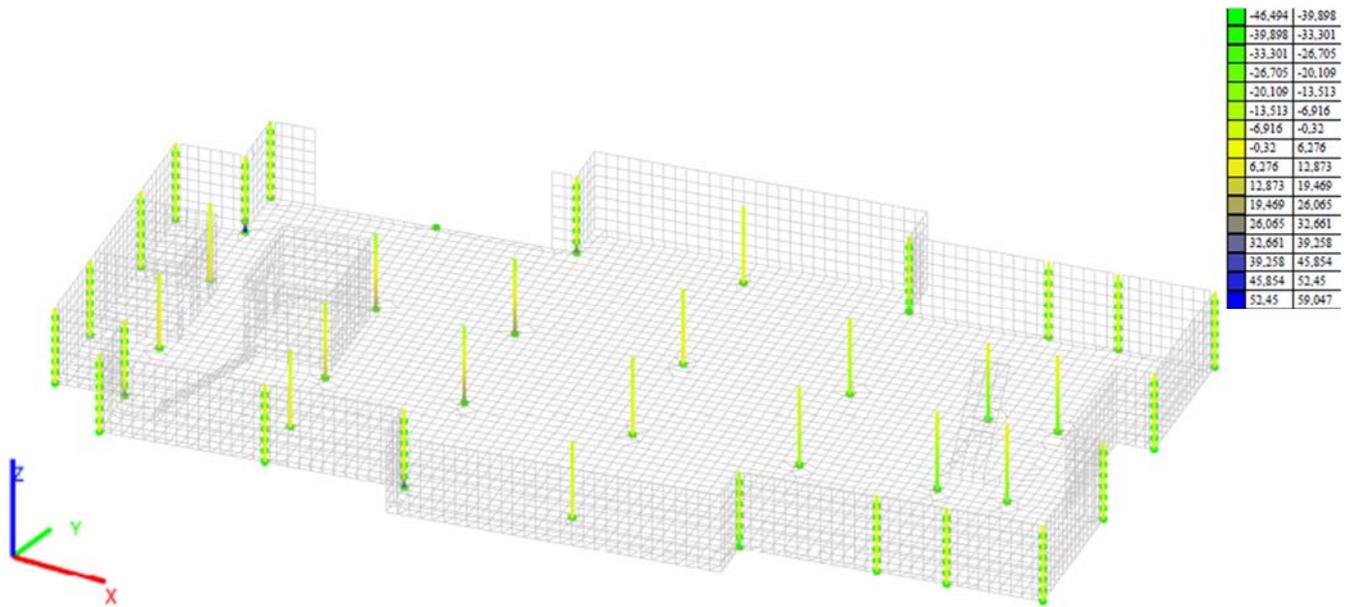


Рис. 4.50. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в колонах каркасу (Т\*м)

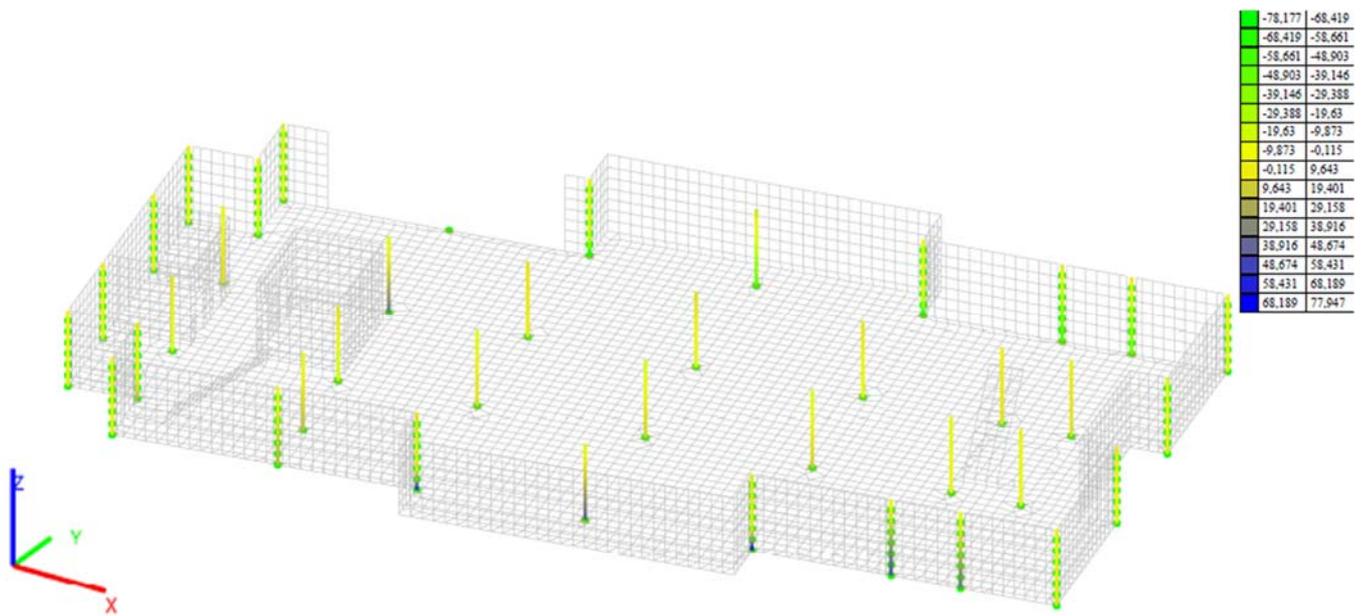


Рис. 4.51. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_z$  в колонах каркасу (Т\*м)

-107.819	-94.401
-67.564	-54.146
-54.146	-40.728
-27.31	-13.891
-13.891	-0.473
-0.473	12.945
12.945	26.363
26.363	39.781
39.781	53.2
53.2	66.618
66.618	106.872

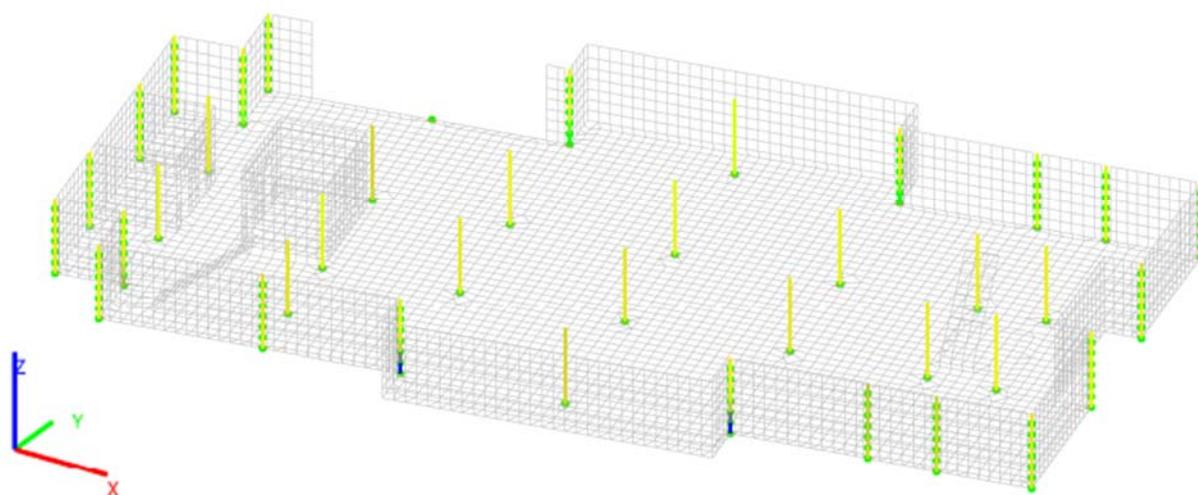


Рис. 4.52. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в колонах каркасу (Т)

-85.259	-75.655
-66.051	-56.447
-46.844	-37.24
-37.24	-27.636
-27.636	-18.032
-18.032	-8.428
-8.428	1.176
1.176	10.78
10.78	20.384
20.384	39.591
39.591	68.403

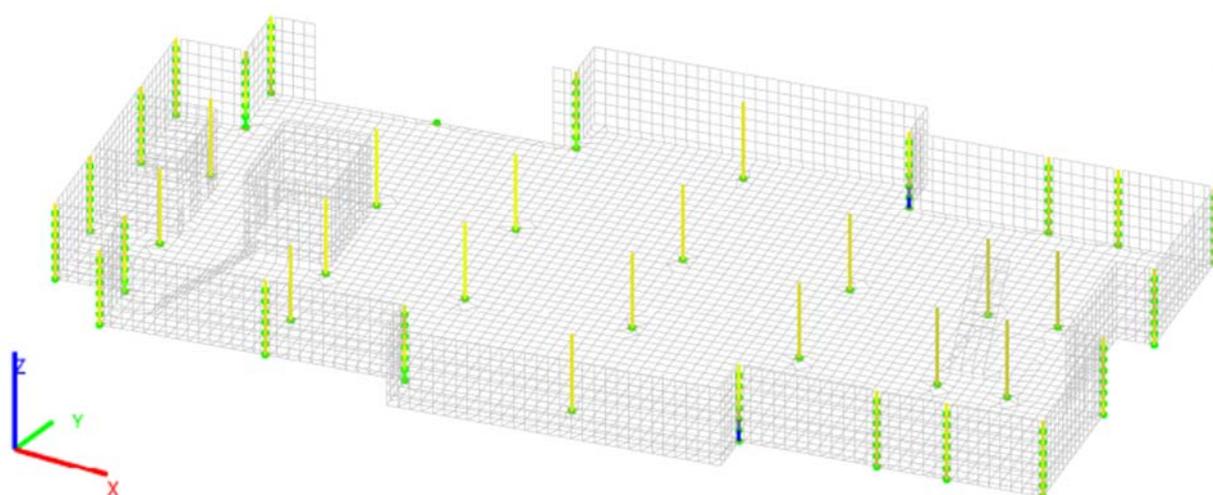


Рис. 4.53. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_z$  в колонах каркасу (Т)



Рис. 4.54. Армування колон\* при видаленні колони центрального ряду підвального поверху, см<sup>2</sup>

\* - сусідні колони видаленої колони

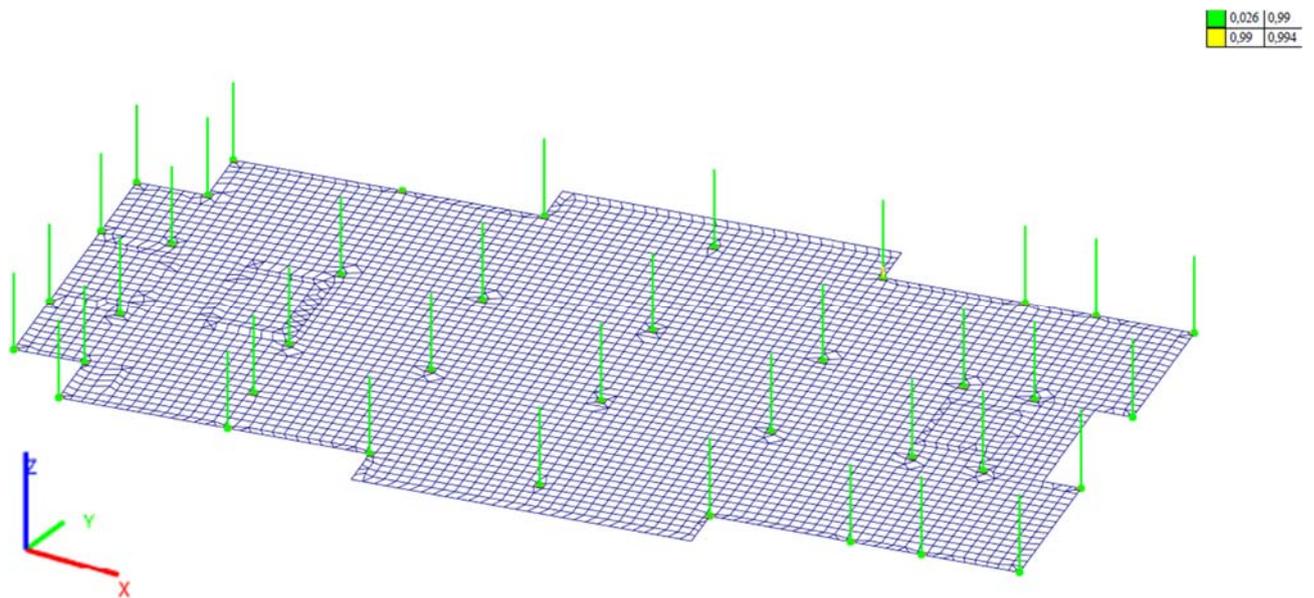


Рис. 4.55. Експертиза залізобетону колон каркасу

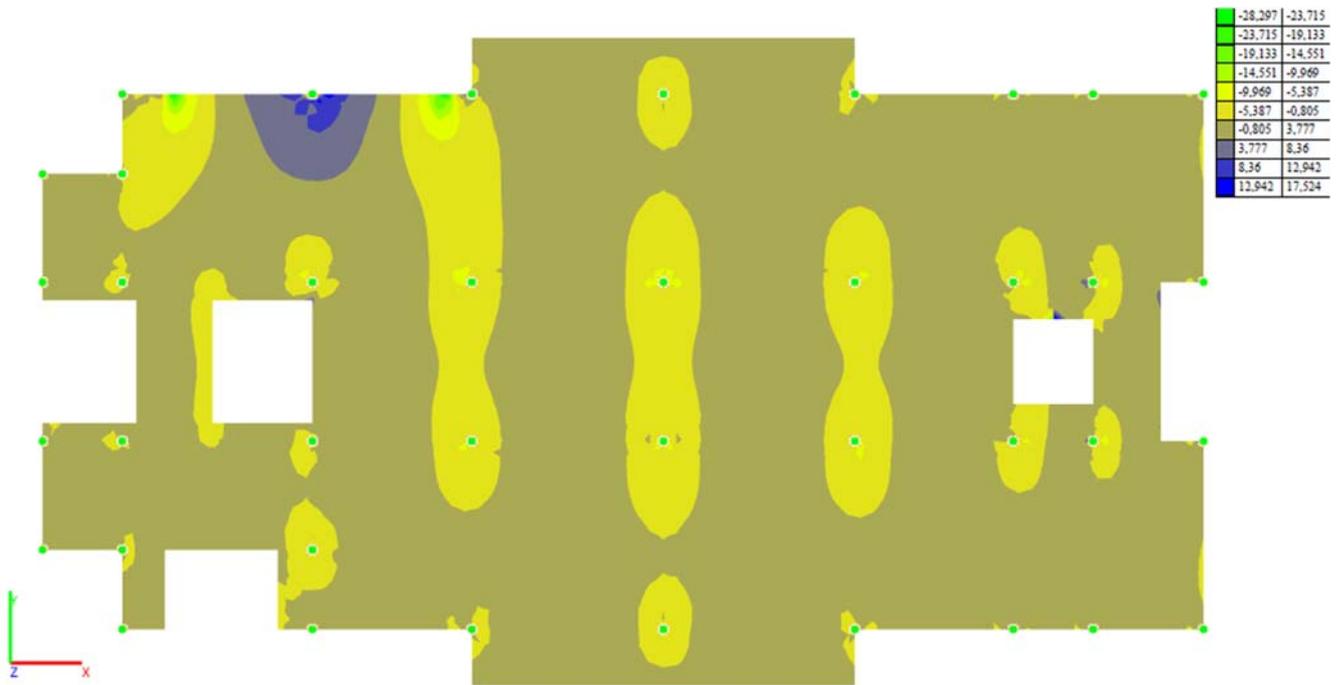


Рис. 4.56. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_x$  в плиті (Т\*м/м)

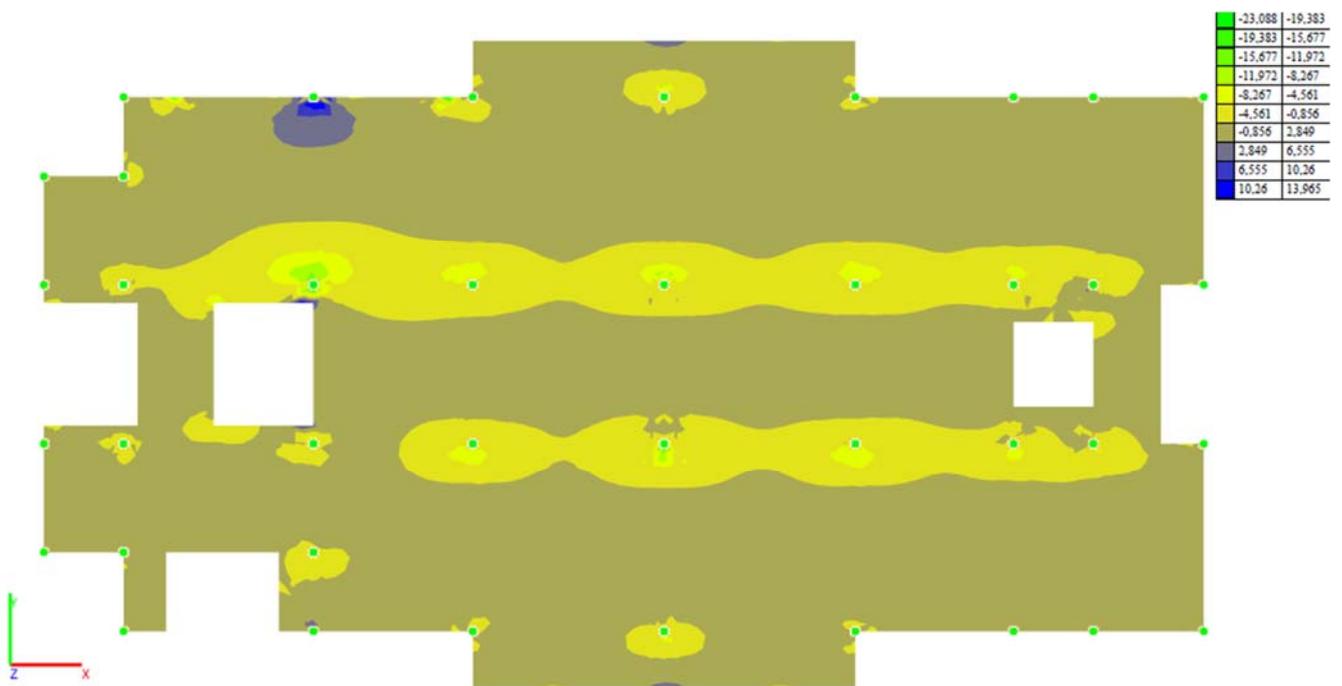


Рис. 4.57. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в плиті (Т\*м/м)

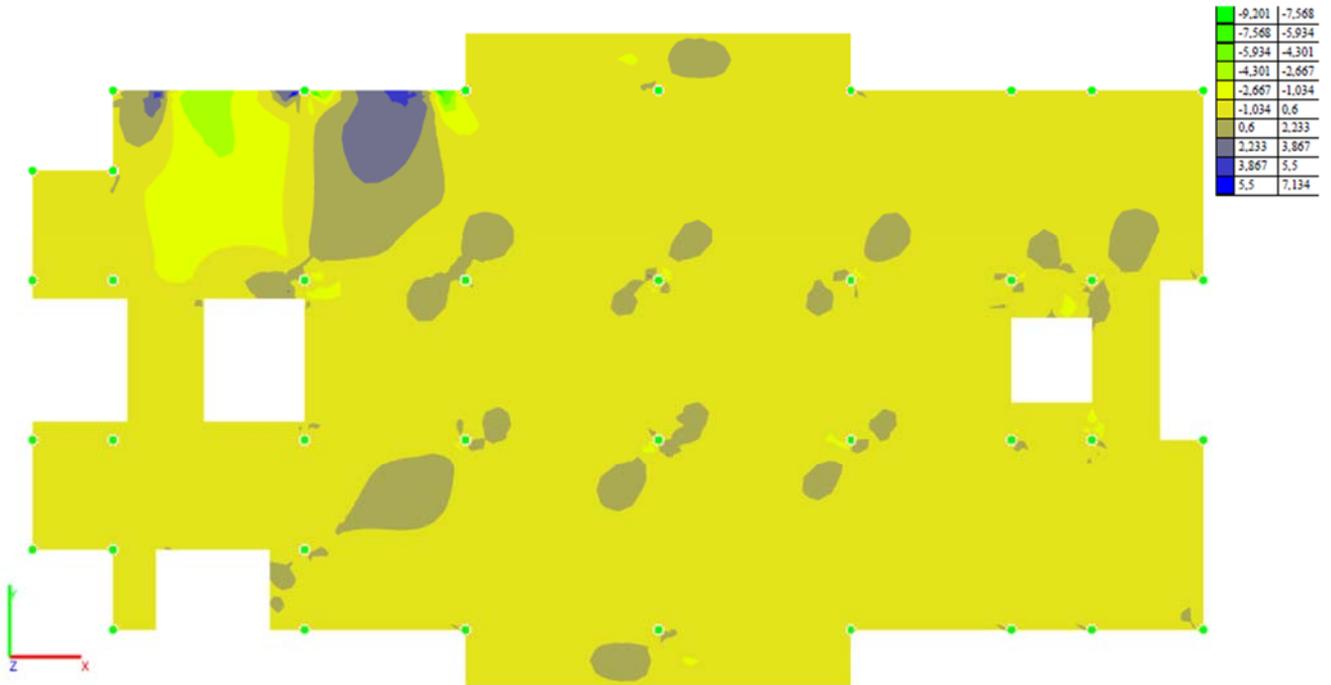


Рис. 4.58. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_{xy}$  в плиті (Т\*м/м)

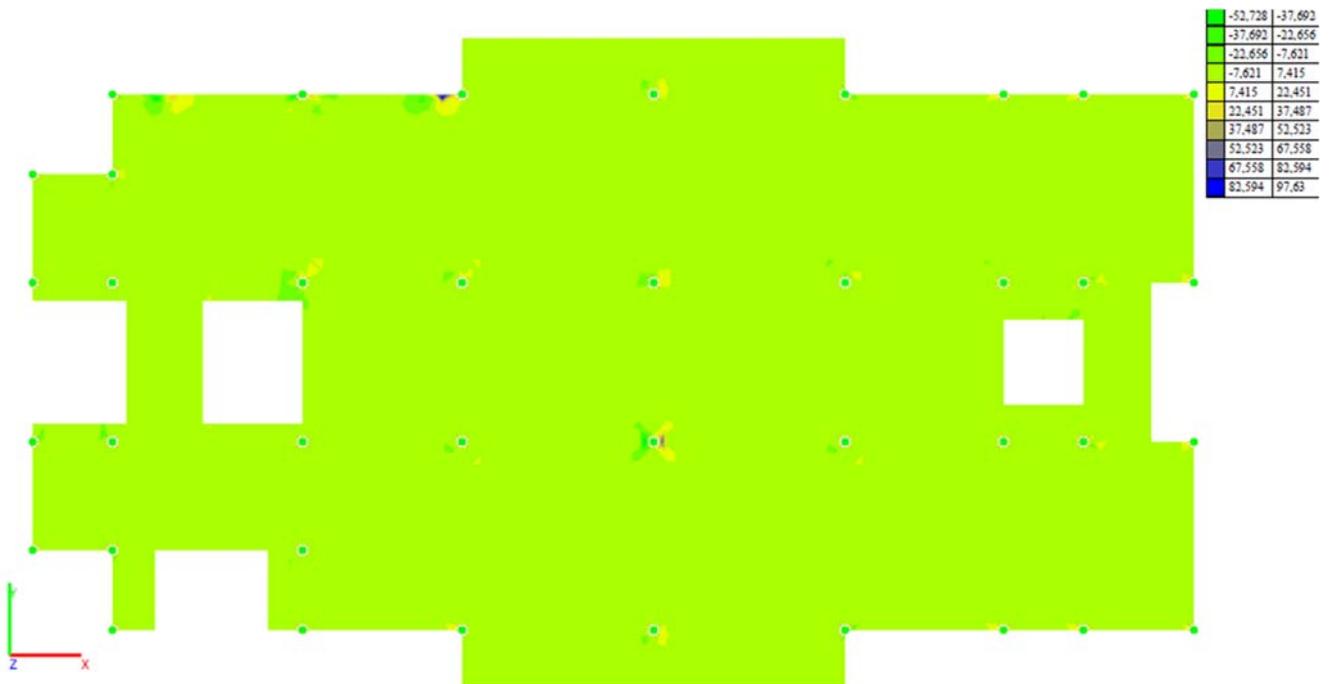


Рис. 4.59. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_x$  в плиті (Т/м)

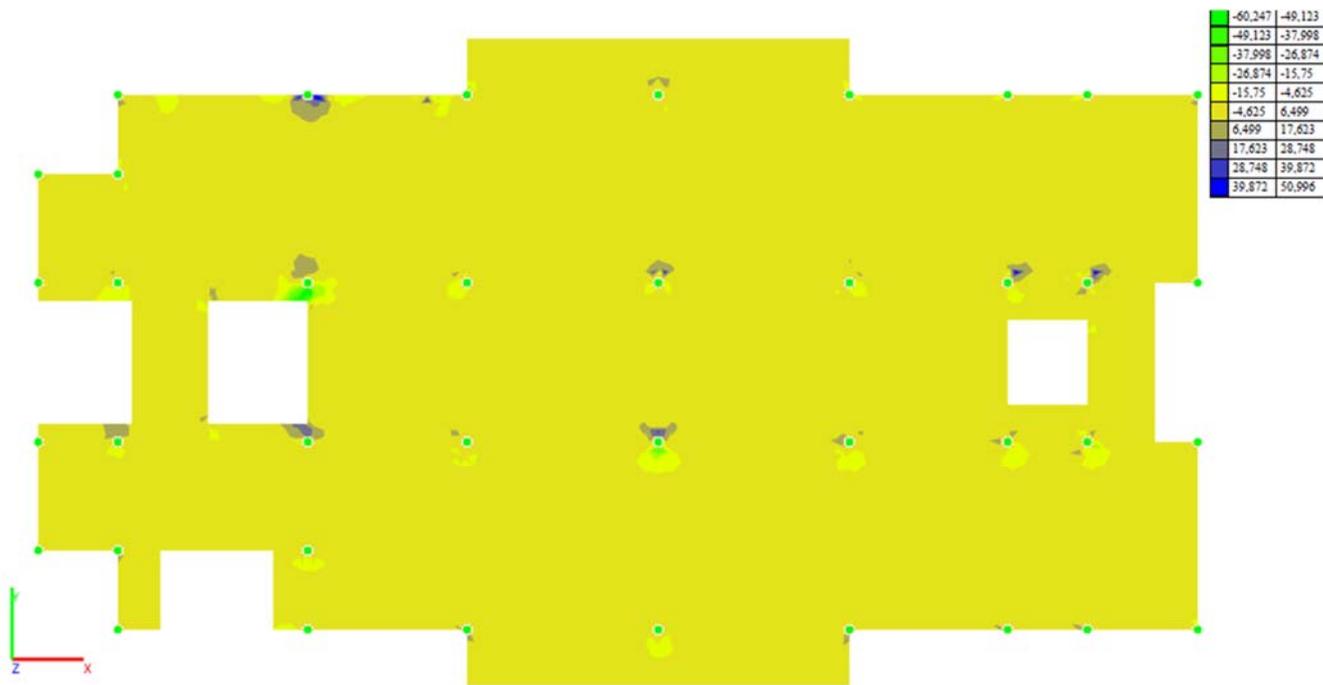


Рис. 4.60. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в плиті (Т/м)

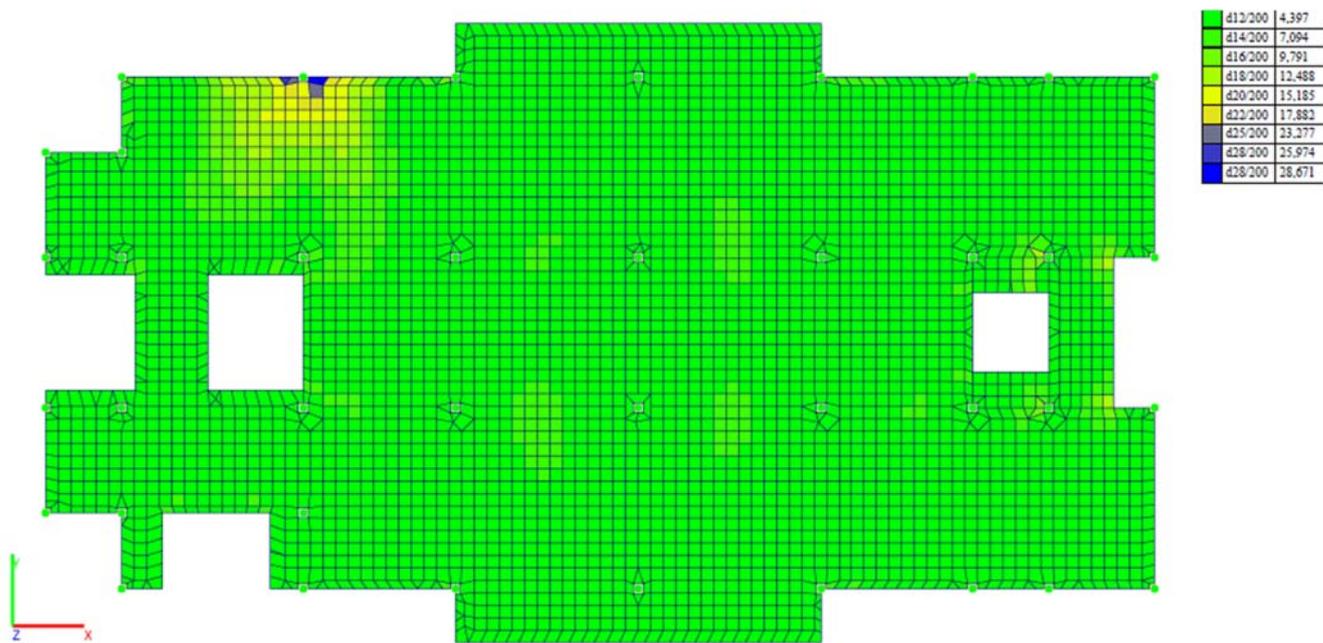


Рис. 4.61. Армування плити перекриття (нижня вздовж X) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

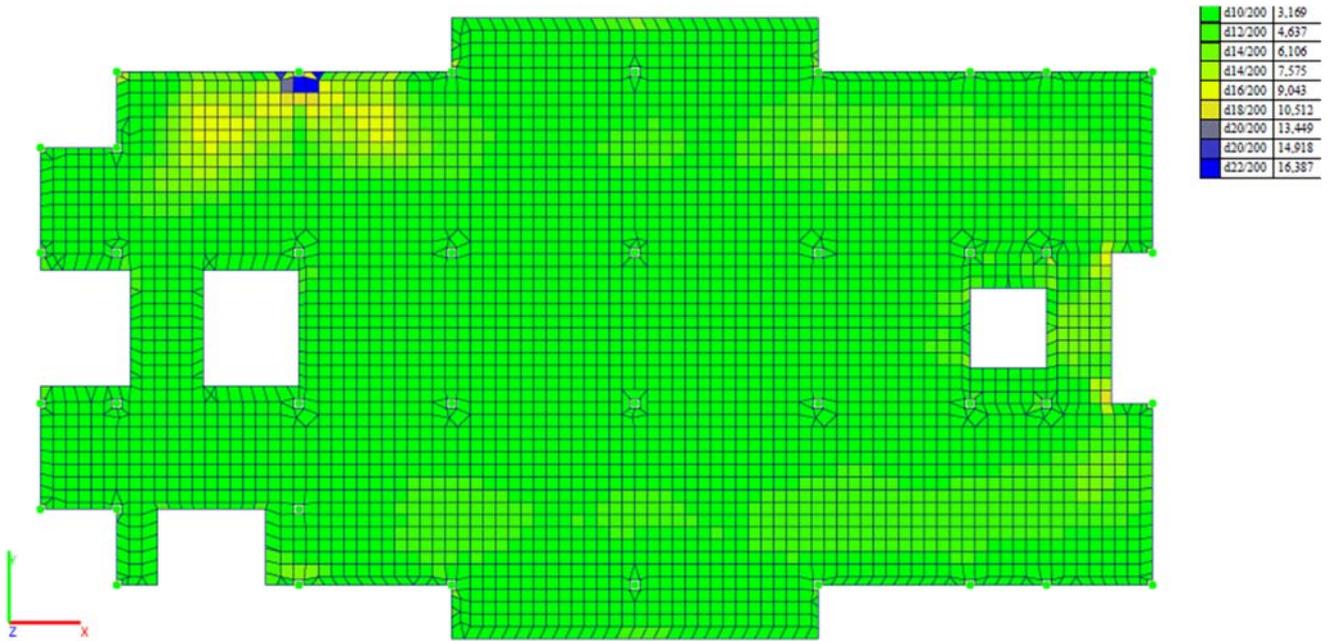


Рис. 4.62. Армування плити перекриття (нижня вздовж Y ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

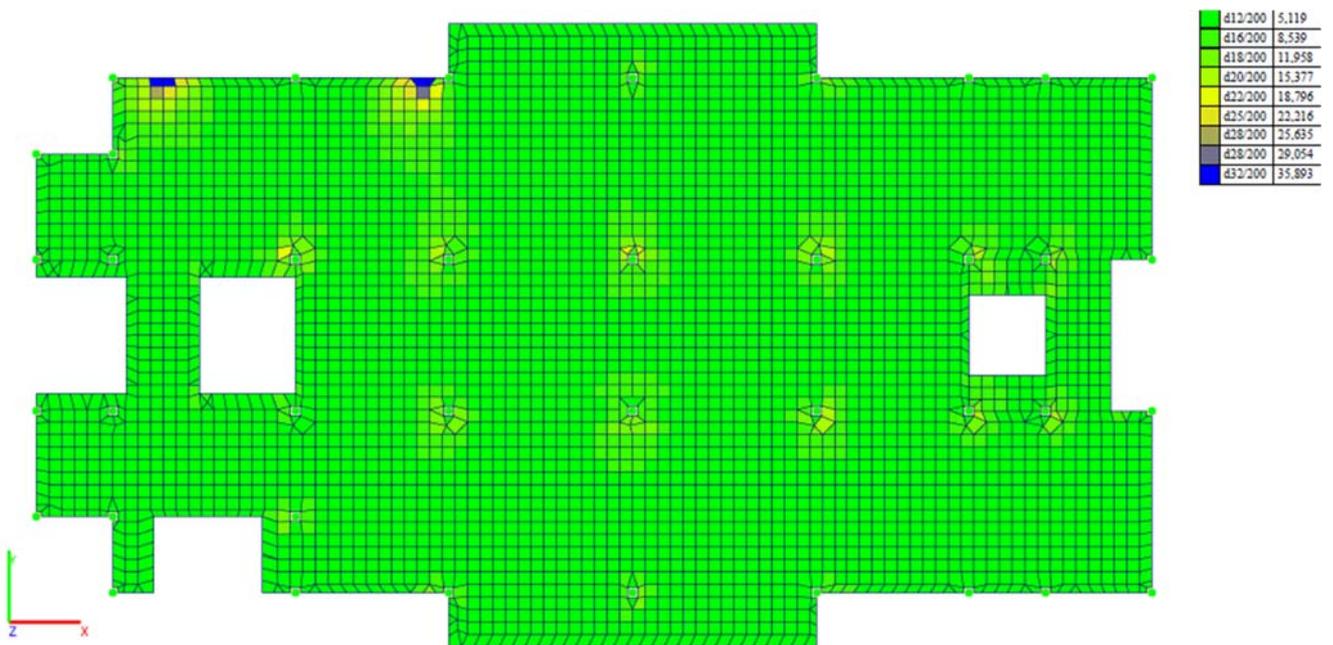


Рис. 4.63. Армування плити перекриття (верхня вздовж X ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

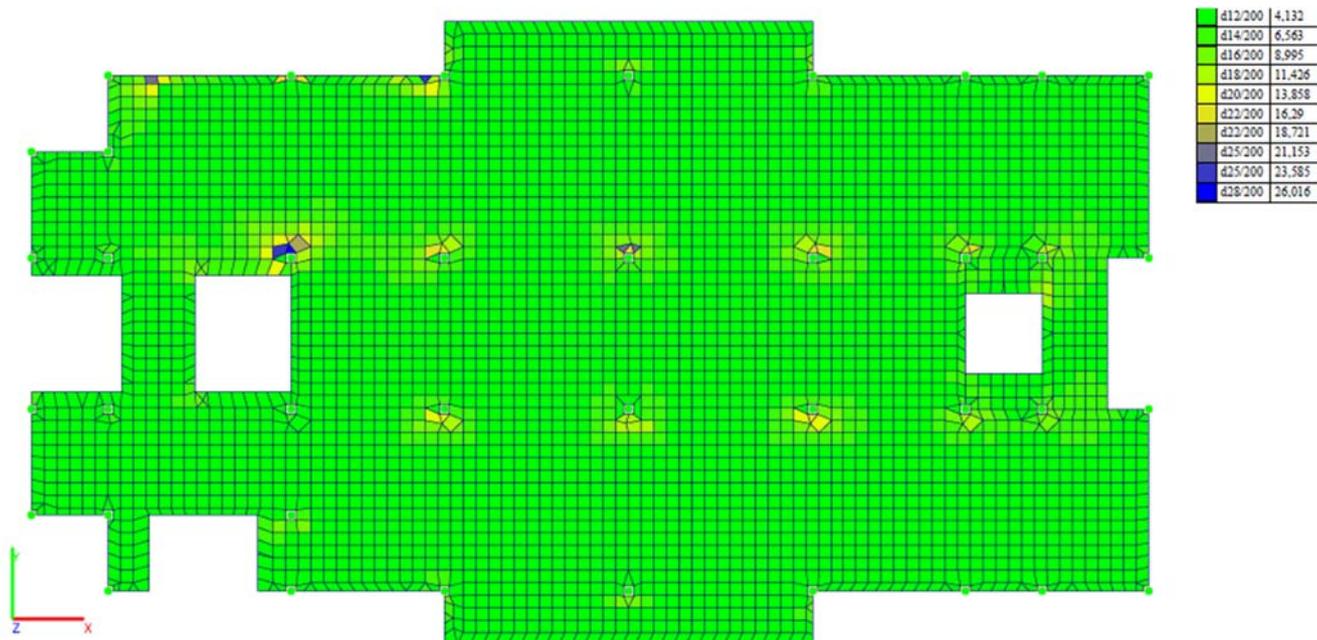


Рис. 4.64. Армування плити перекриття (верхня вздовж Y ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

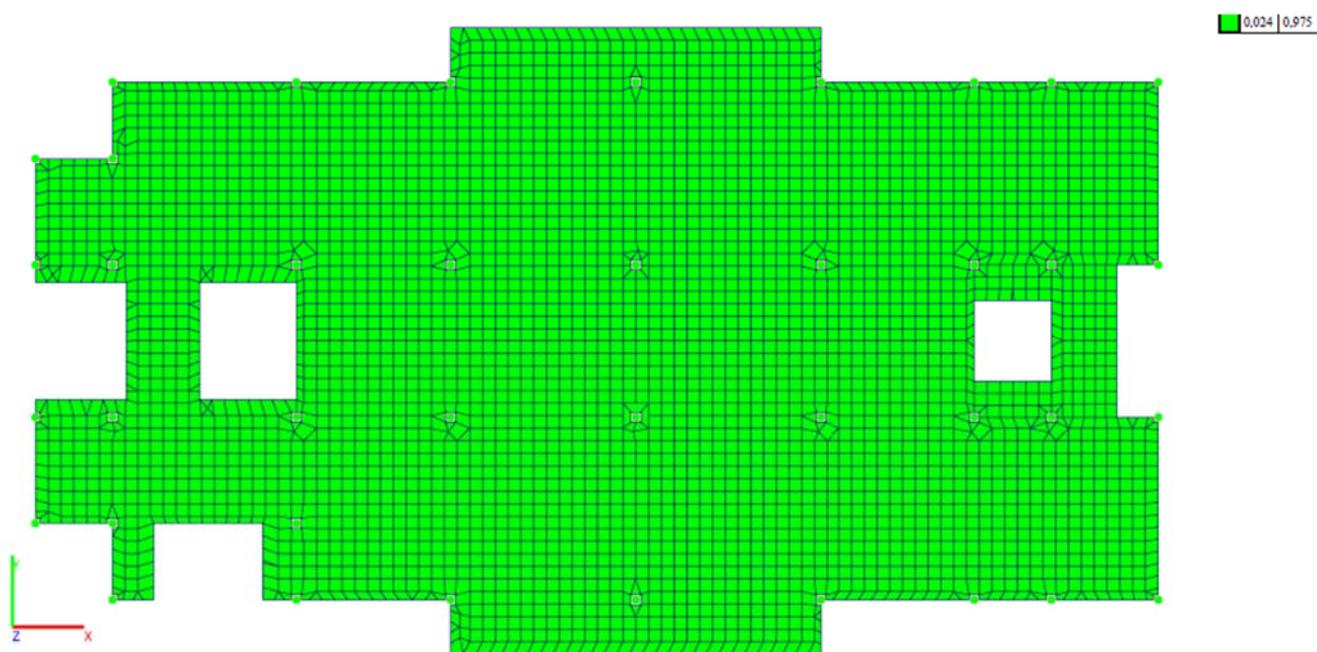


Рис. 4.65. Експертиза залізобетону плити

## РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 3 (видалення колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху)

Щоб змоделювати ситуацію 3 (Рис. 4.3.) було відкориговано основну (вихідну) розрахункову схему. В розрахунку застосовувалися види навантажень та їх комбінацію, що вказано в таблицях 4.10-4.11.

### Види навантажень

Табл. 4.10.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Вага стін
L5	Снігове навантаження

### Комбінації навантажень

Табл. 4.11.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5 \times L3+L4+0,35 \times L5$

Результати розрахунку наступні:

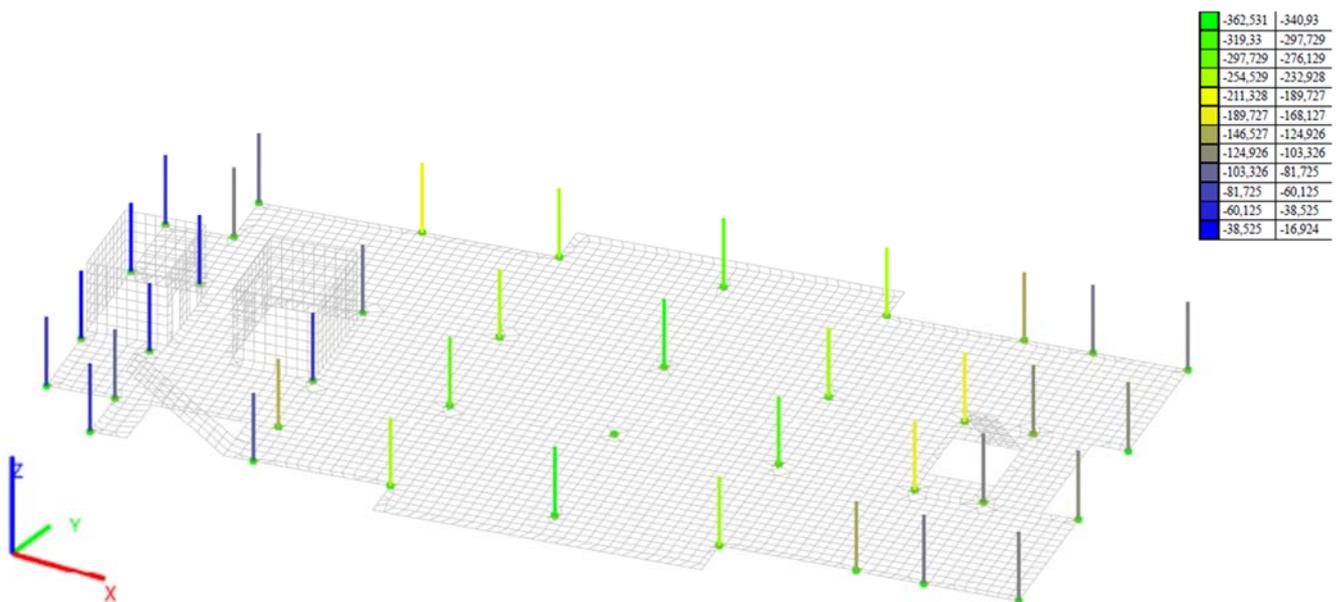


Рис. 4.66. Розрахункова схема із зазначенням зусиль N в колонах каркасу (Т)

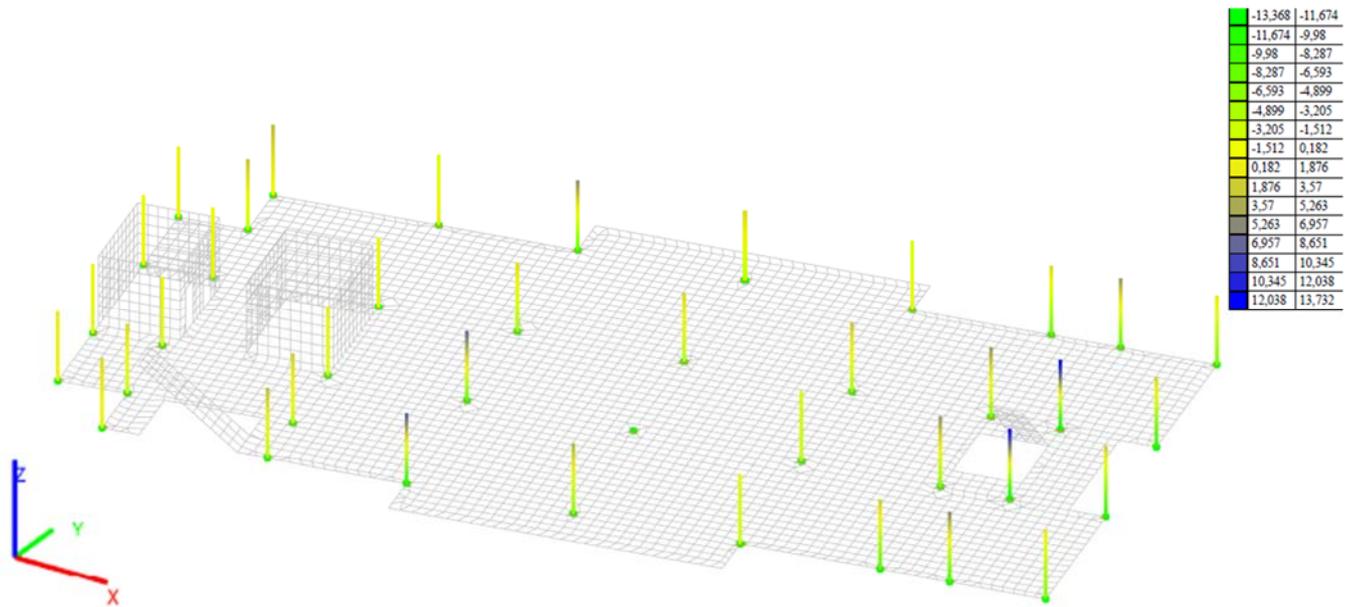


Рис. 4.67. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в колонах каркасу (Т\*м)

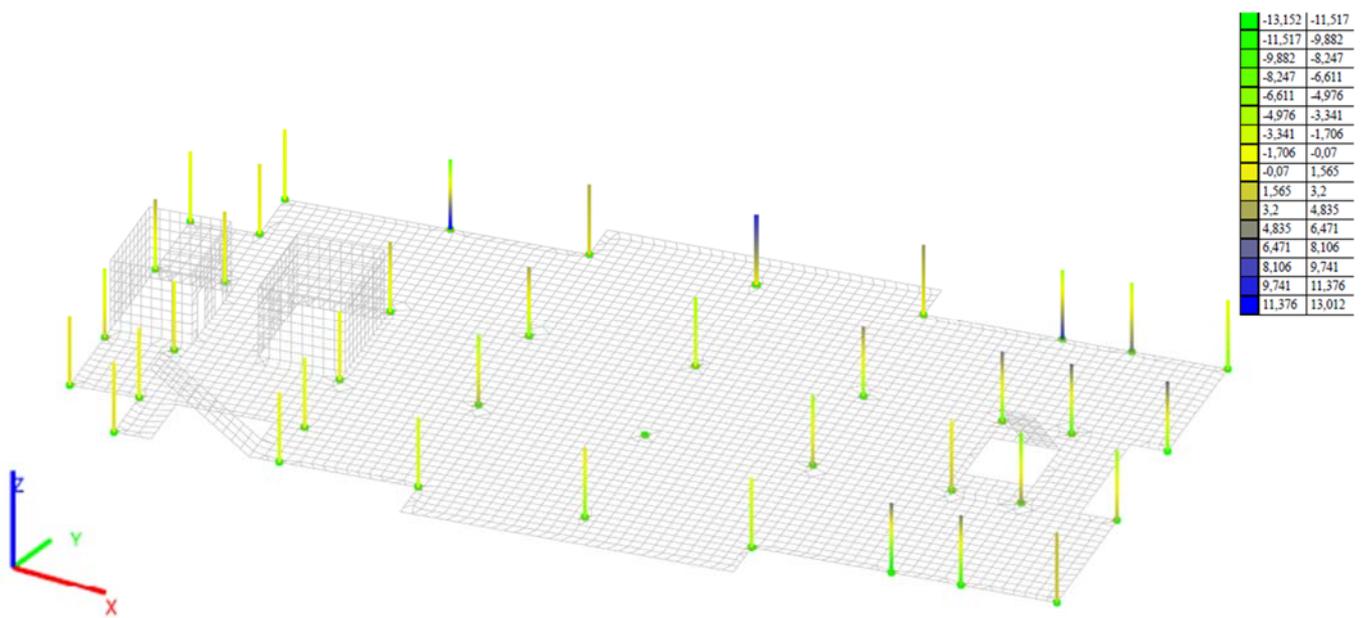


Рис. 4.68. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_z$  в колонах каркасу (Т\*м)

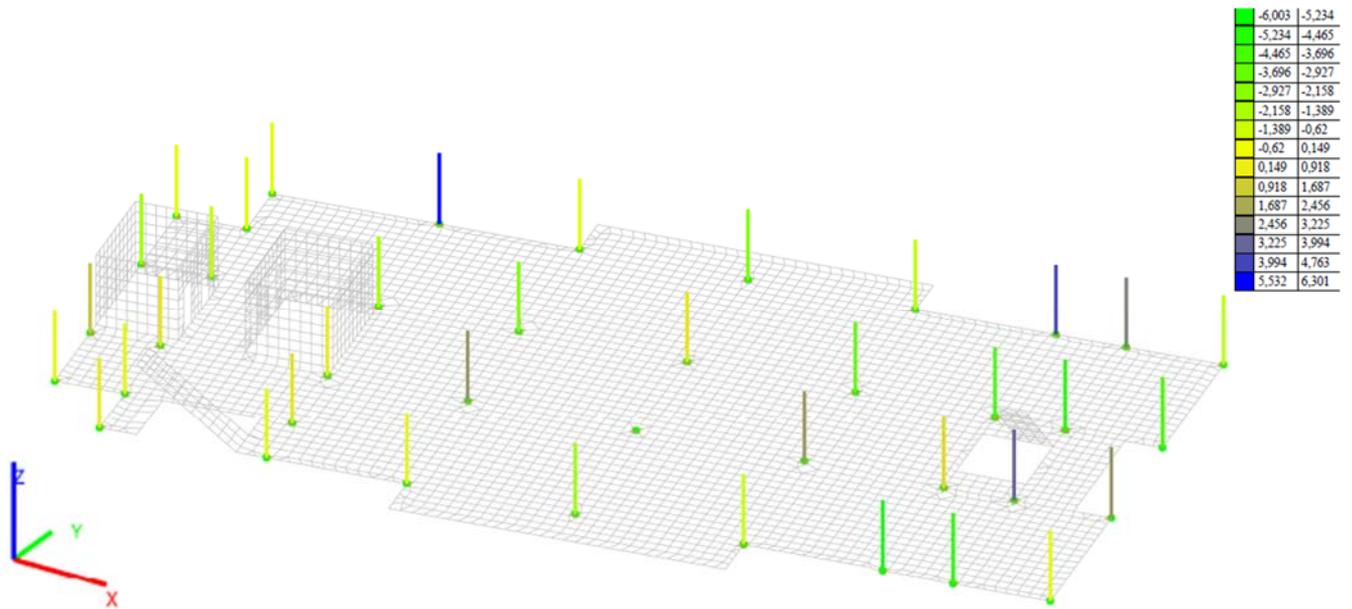


Рис. 4.69. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в колонах каркасу (Т)

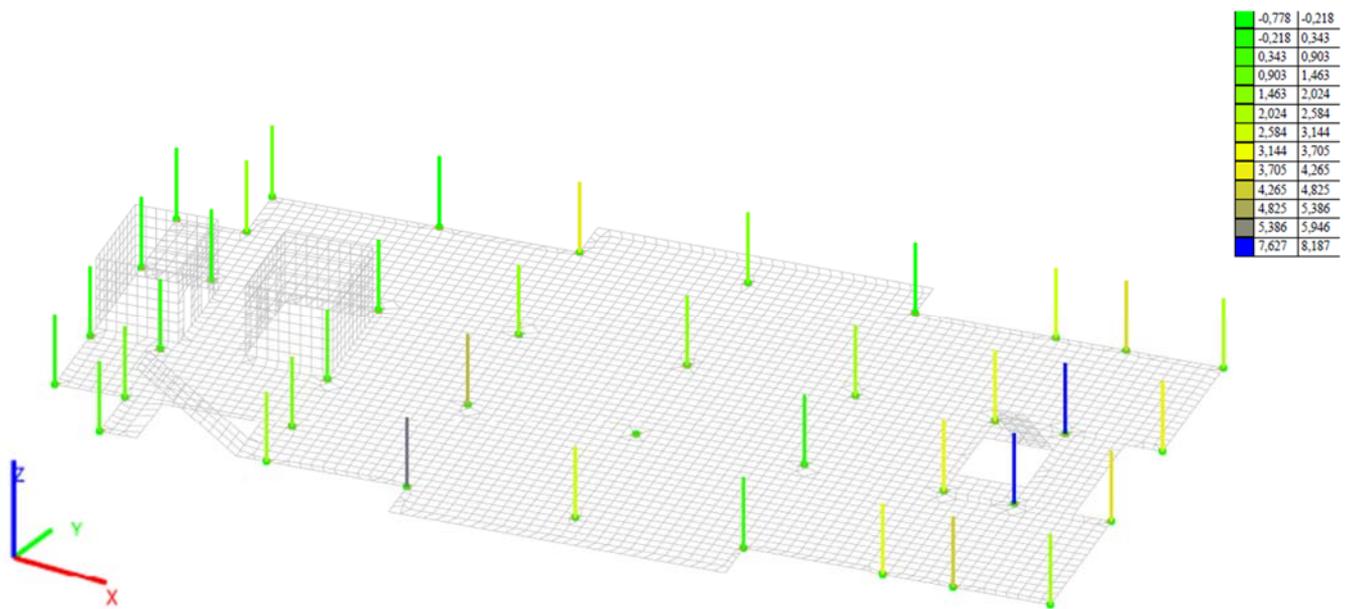


Рис. 4.70. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_z$  в колонах каркасу (Т)

2,478	3,724
8,708	9,953
9,953	11,199
19,921	21,166
21,166	22,412

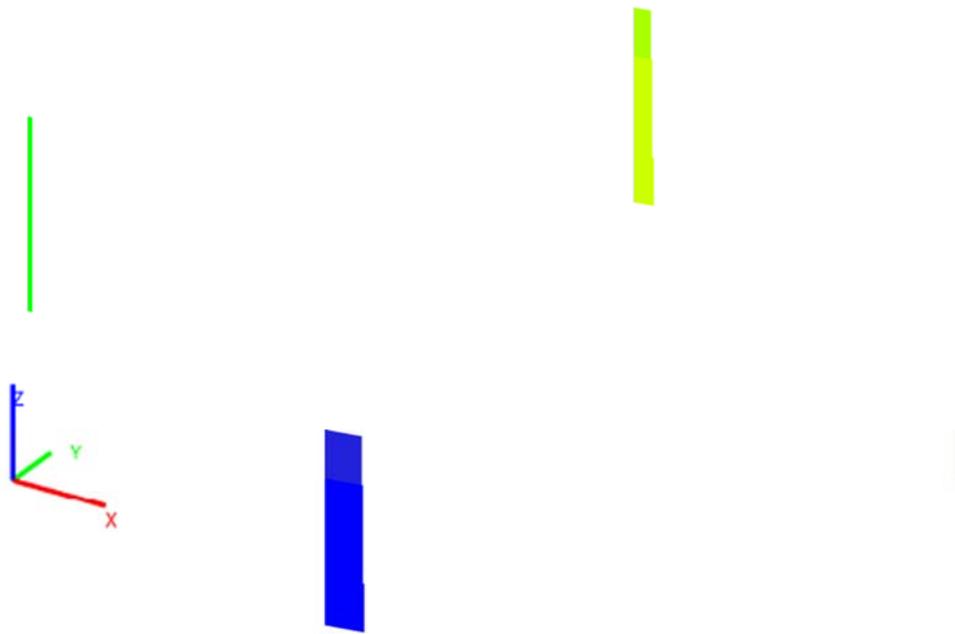


Рис. 4.71. Армування колон\* при видаленні колони центрального ряду підвального поверху, см<sup>2</sup>

\* - сусідні колони видаленої колони

0,044	0,786
-------	-------

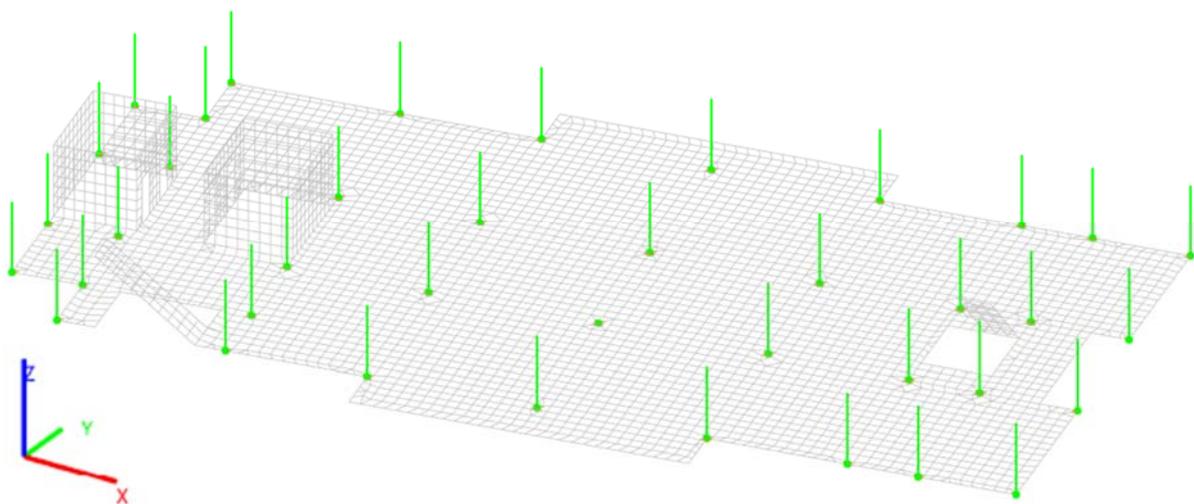


Рис. 4.72. Експертиза залізобетону колон каркасу

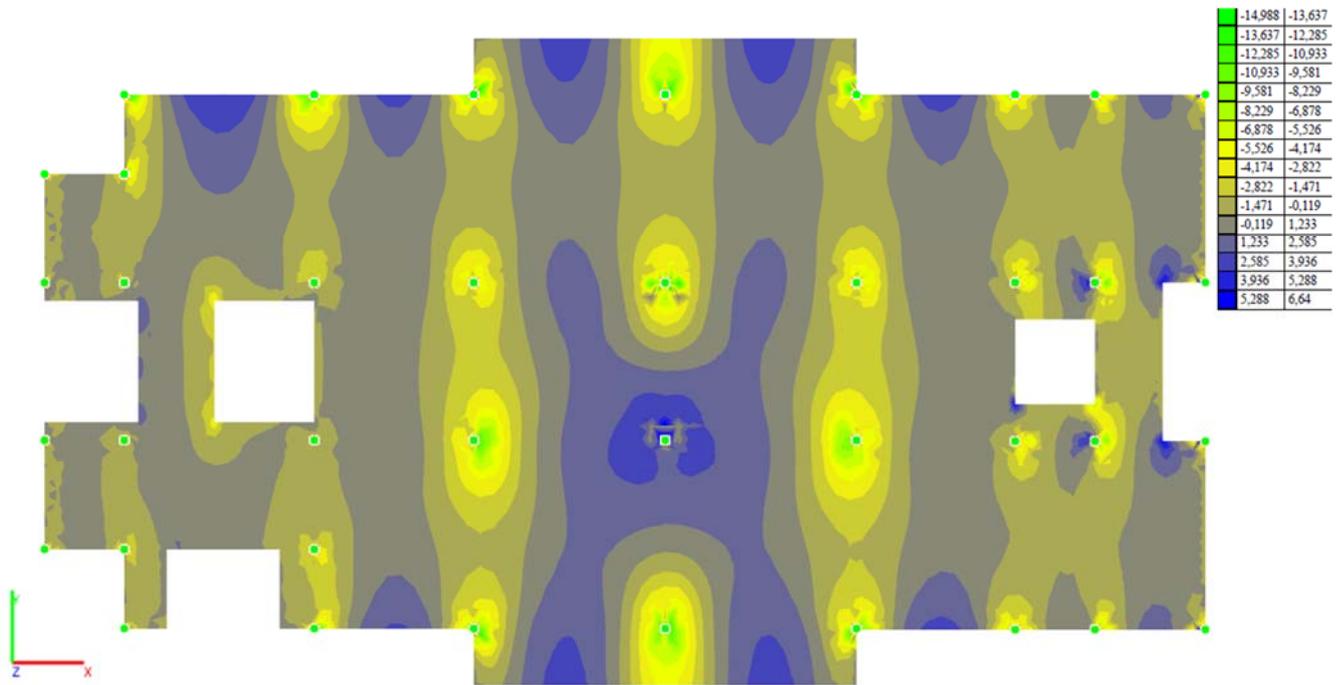


Рис. 4.73. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_x$  в плиті (Т\*м/м)

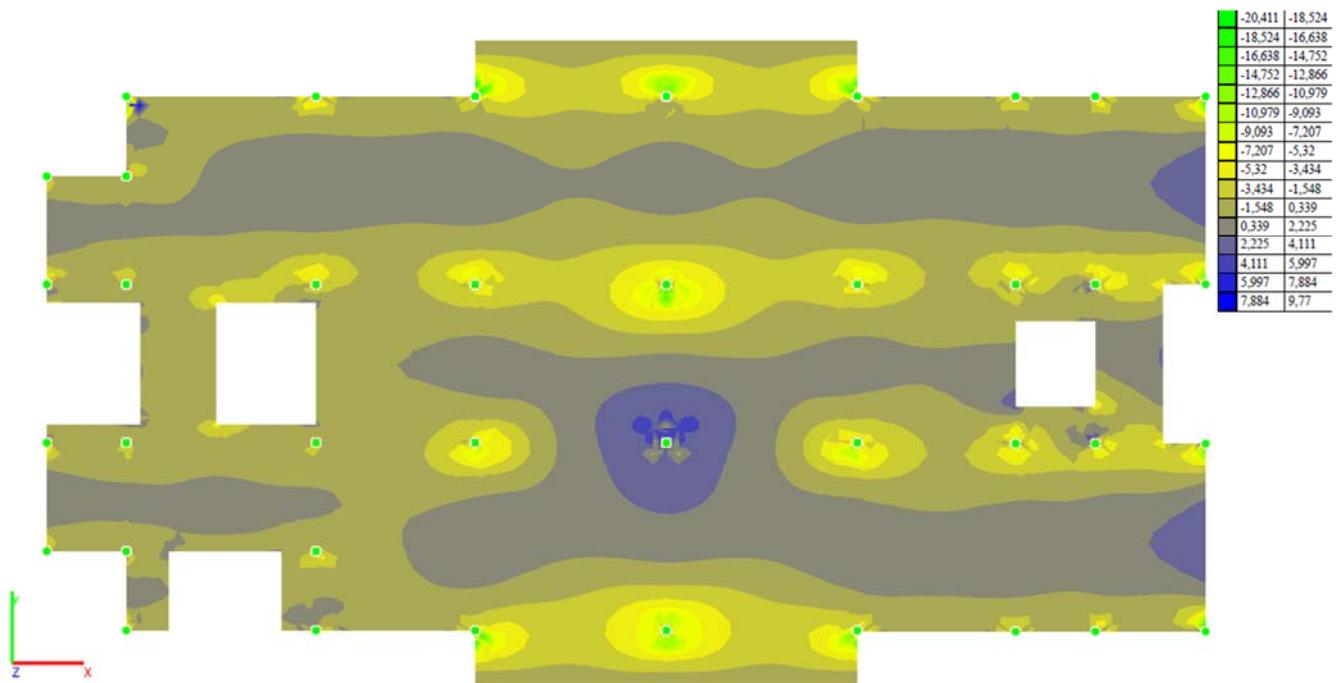


Рис. 4.74. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в плиті (Т\*м/м)

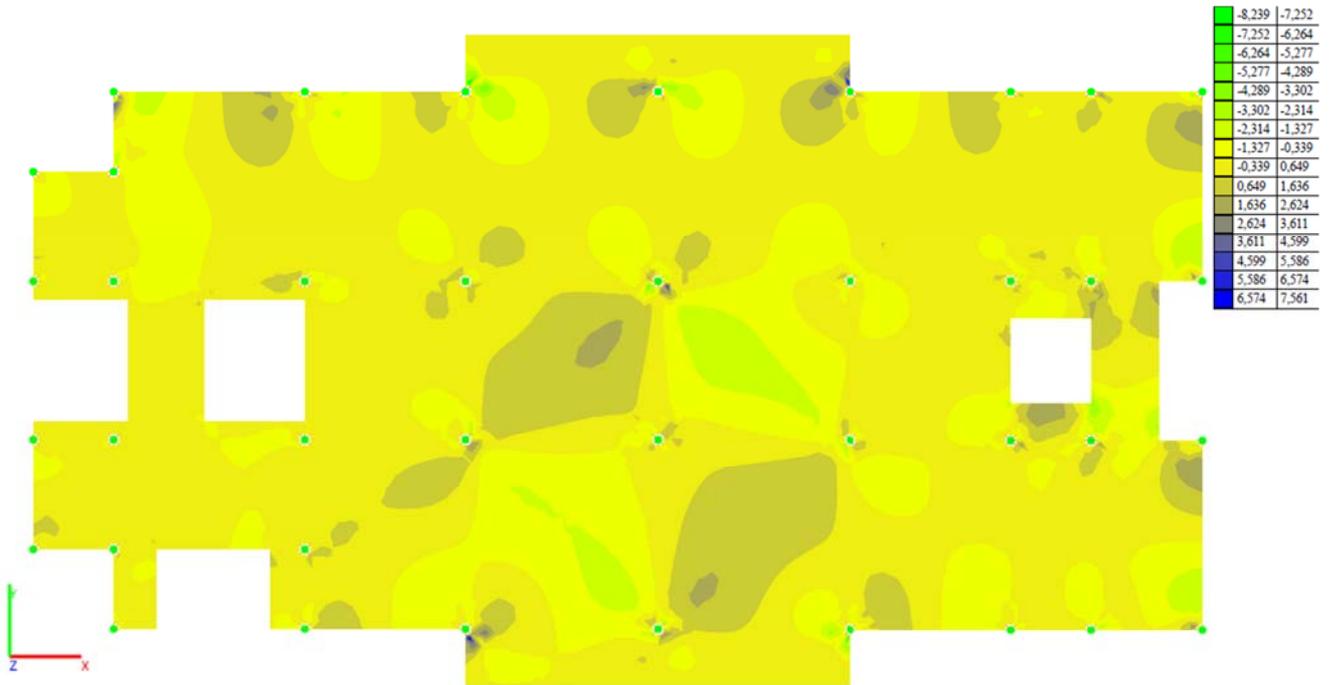


Рис. 4.75. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_{xy}$  в плиті (Т\*м/м)

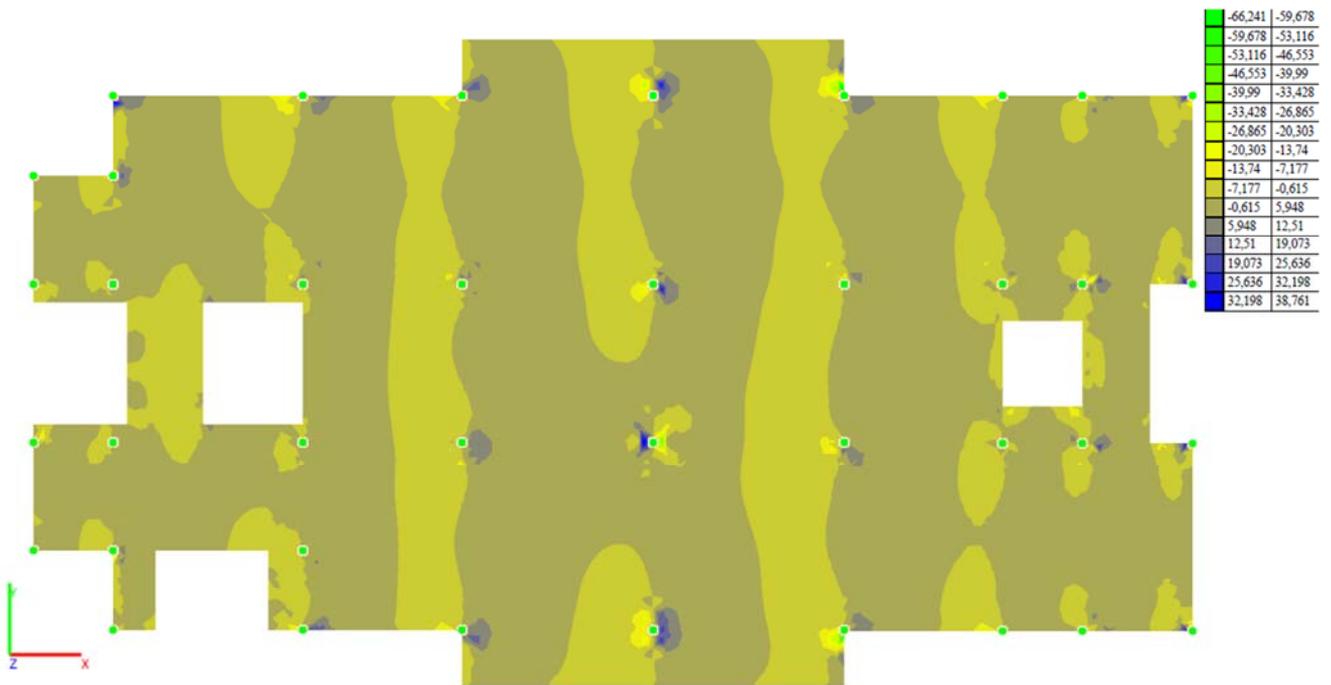


Рис. 4.76. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_x$  в плиті (Т/м)

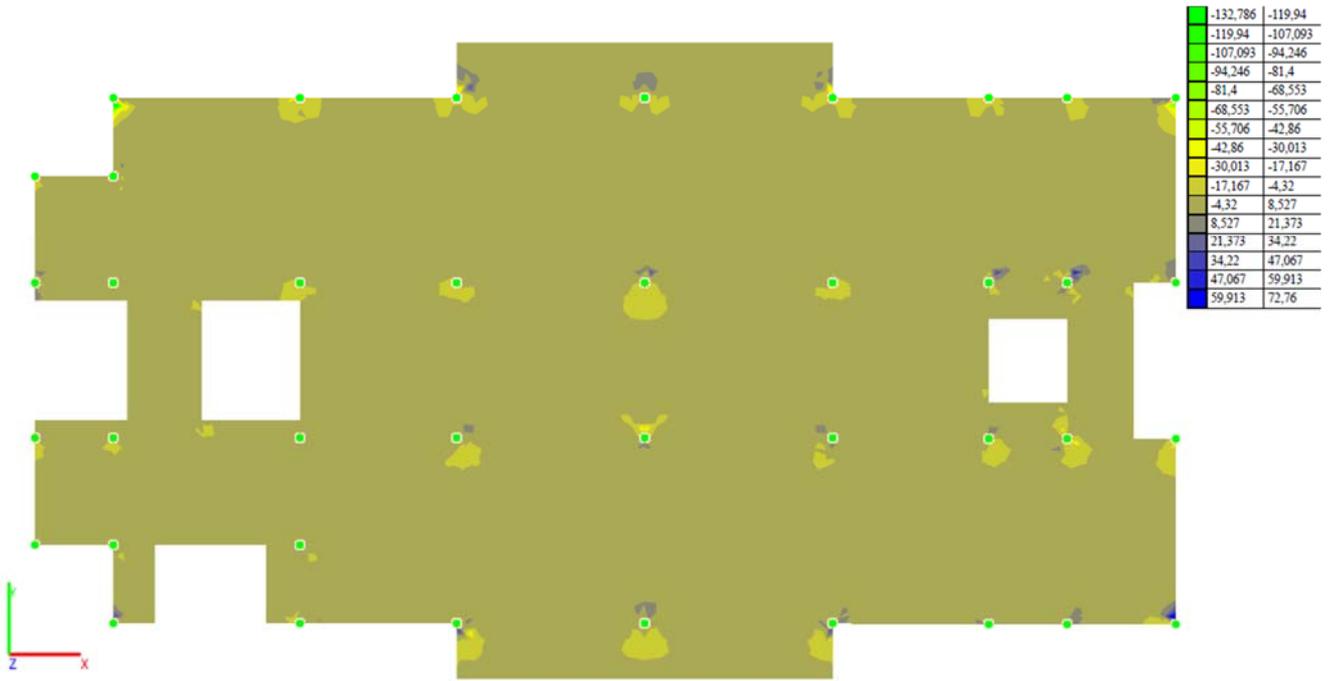


Рис. 4.77. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в плиті (Т/м)

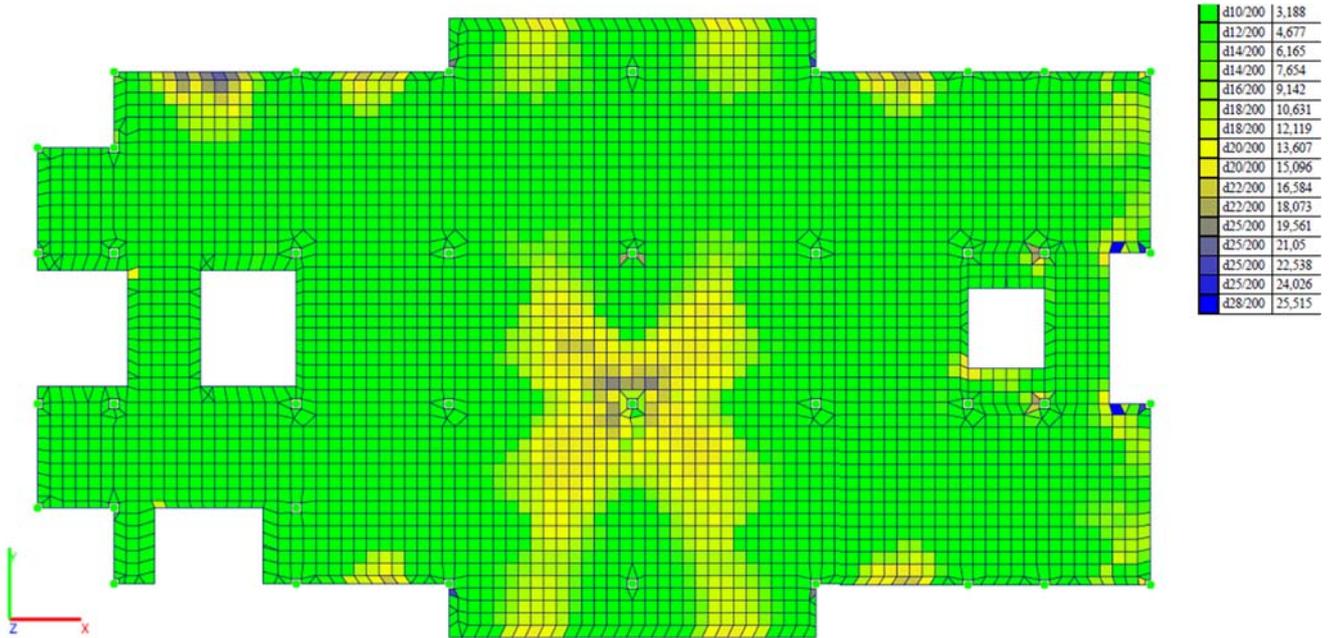


Рис. 4.78. Армування плити перекриття (нижня вздовж X ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху,  $cm^2/m$

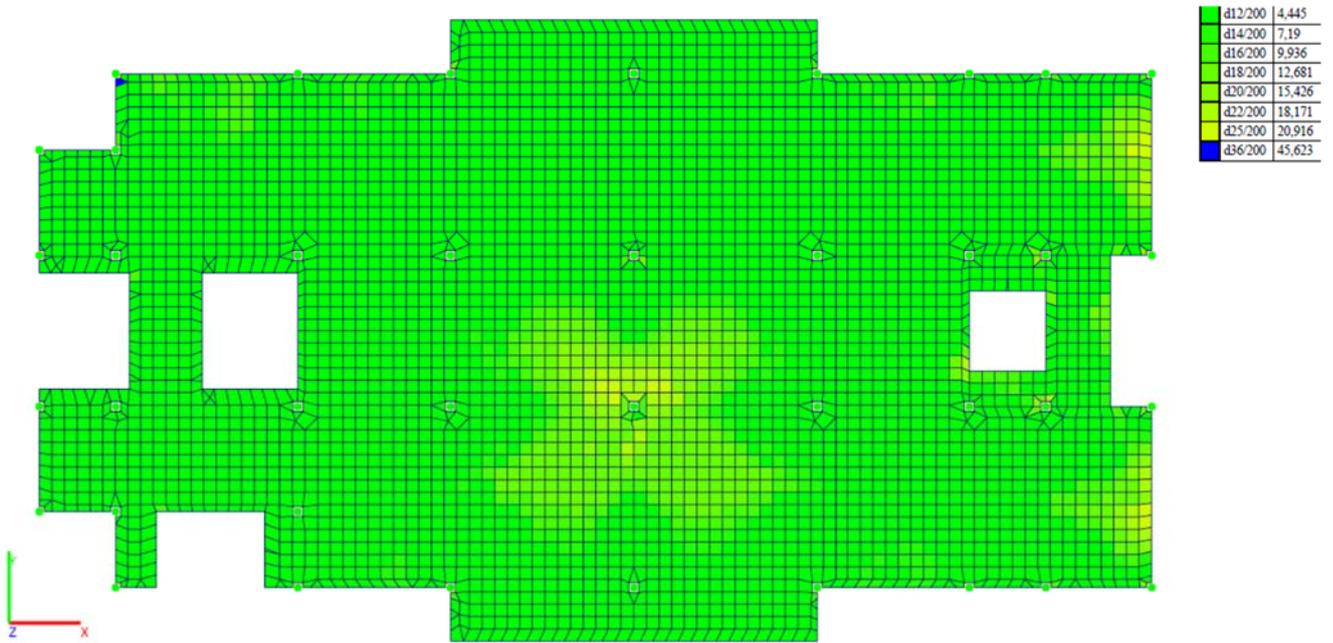


Рис. 4.79. Армування плити перекриття (нижня вздовж Y ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

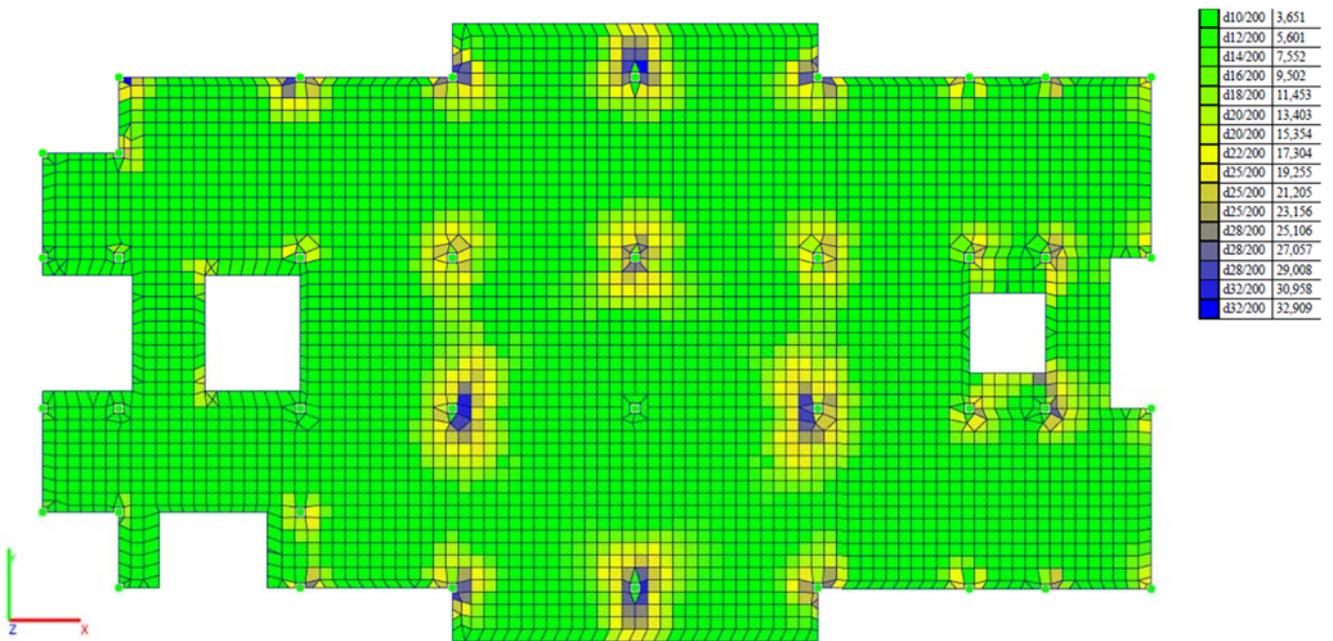


Рис. 4.80. Армування плити перекриття (верхня вздовж X ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

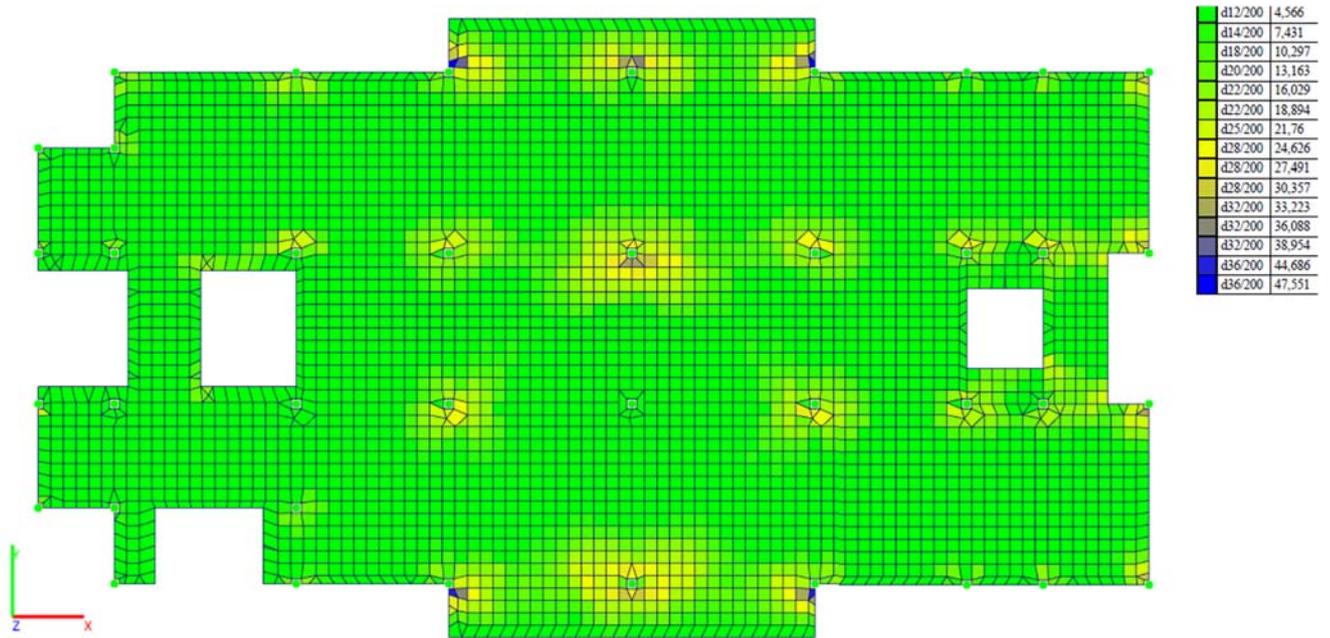


Рис. 4.81. Армування плити перекриття (верхня вздовж Y ) при видаленні колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, см<sup>2</sup>/м

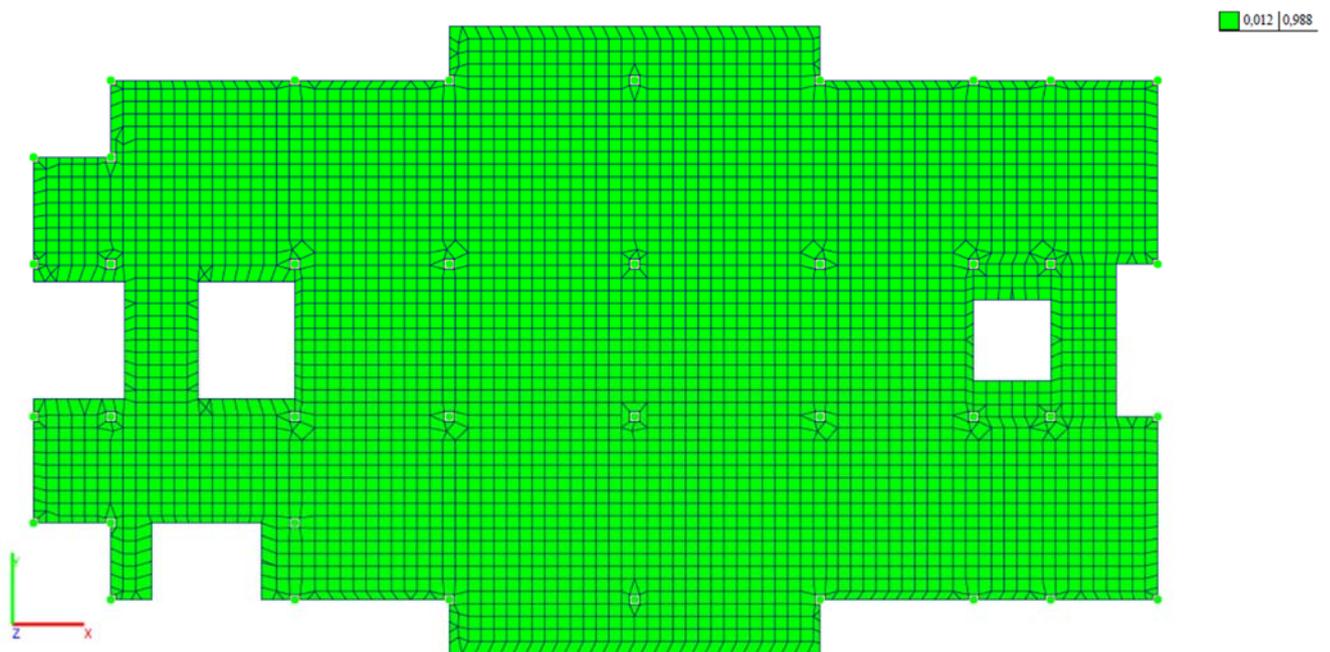


Рис. 4.82. Експертиза залізобетону плити

## РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ ІЗ МОДЕЛЮВАННЯМ СИТУАЦІЇ 4

(видалення ділянки перекриття в рівні другого поверху)

Моделювання ситуації 4 (Рис. 4.4.) починали з коригування основної розрахункової схеми. Використано навантажень та їх комбінацію, що вказано нижче (табл. 4.12 – 4.13.)

### Види навантажень

Табл. 4.12.

Номер	Назва
L1	Власна вага
L2	Вага покриттів
L3	Корисне навантаження
L4	Вага стін
L5	Снігове навантаження

### Комбінації навантажень

Табл. 4.13.

Номер	Формула
1	$L1+L2+0,5xL3+L4+0,35xL5$

Результати розрахунку наступні:

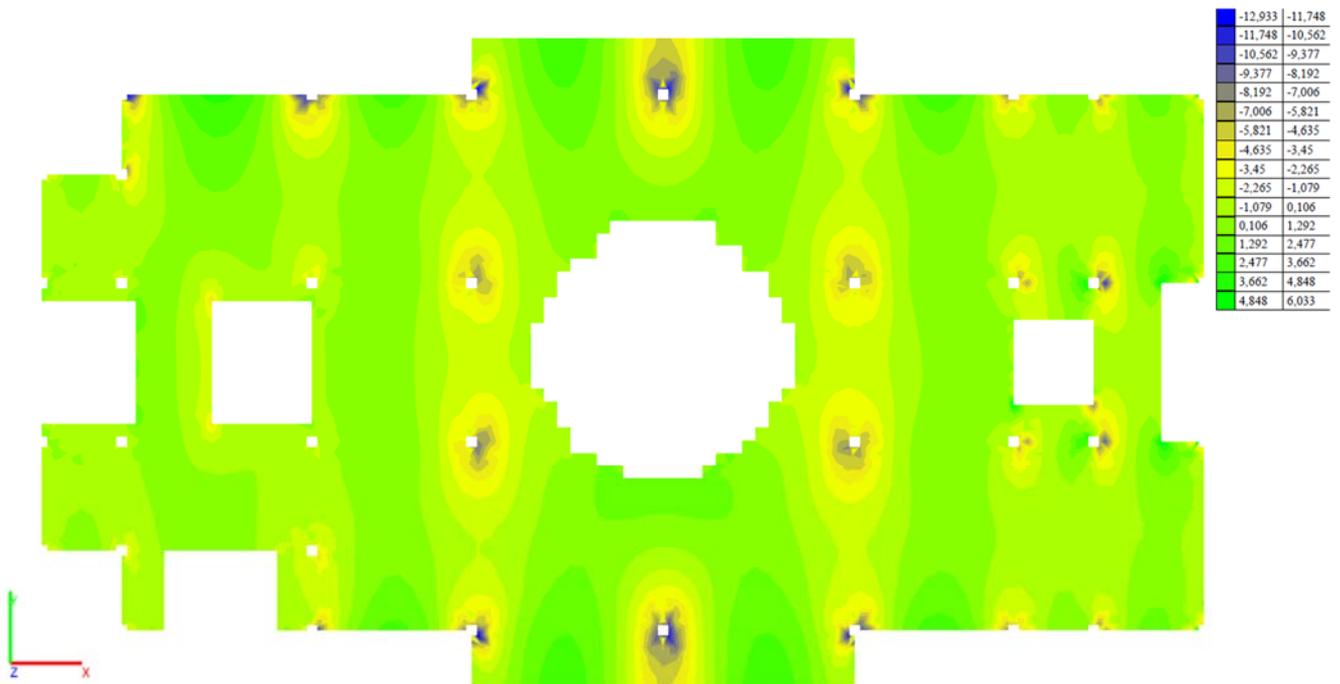


Рис. 4.83. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_x$  в плиті ( $T^*m/m$ )

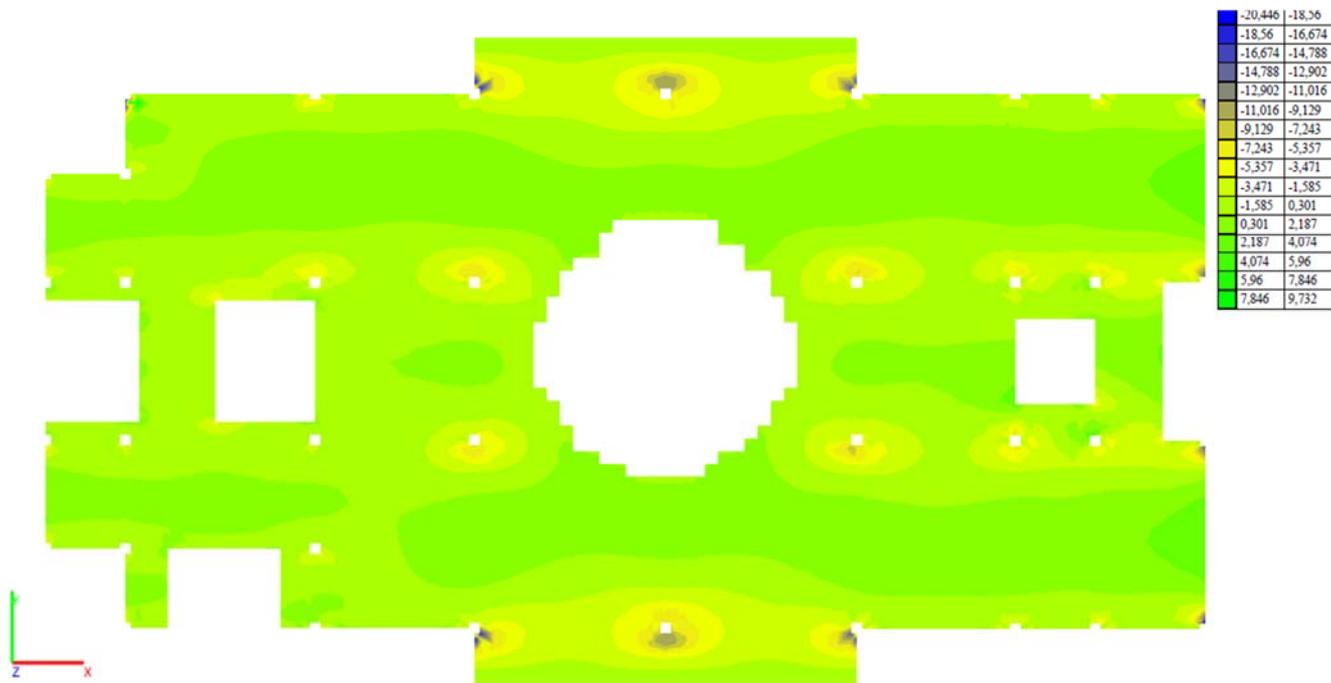


Рис. 4.84. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_y$  в плиті (Т\*м/м)

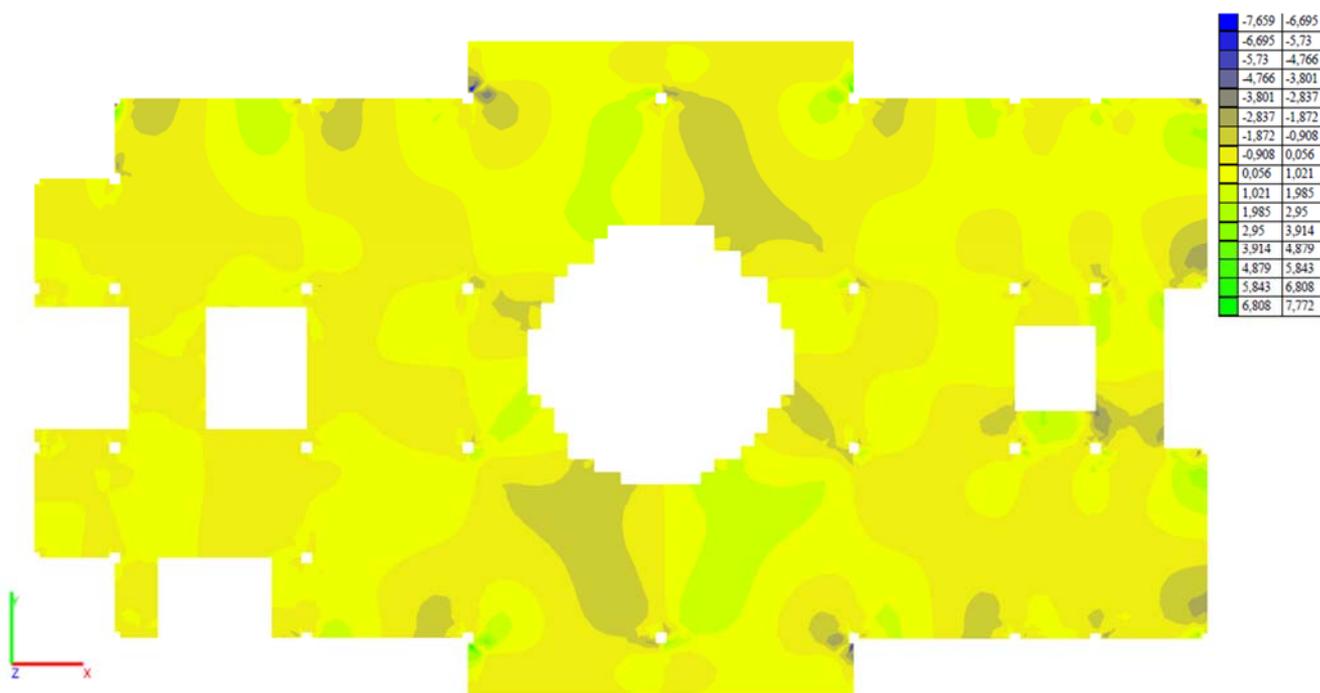


Рис. 4.85. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $M_{xy}$  в плиті (Т\*м/м)



Рис. 4.86. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_x$  в плиті (Т/м)



Рис. 4.87. Розрахункова схема із зазначенням зусиль  $Q_y$  в плиті (Т/м)

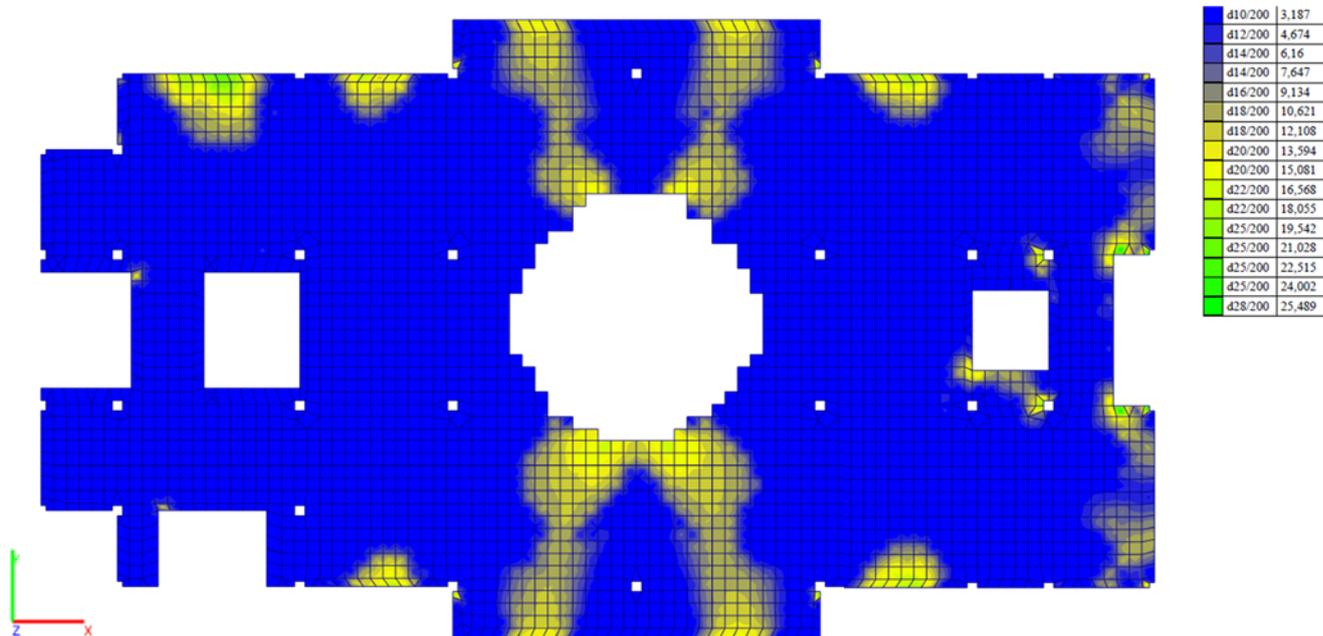


Рис. 4.88. Армування плити перекриття (нижня вздовж X ) при видаленні ділянки перекриття в рівні другого поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

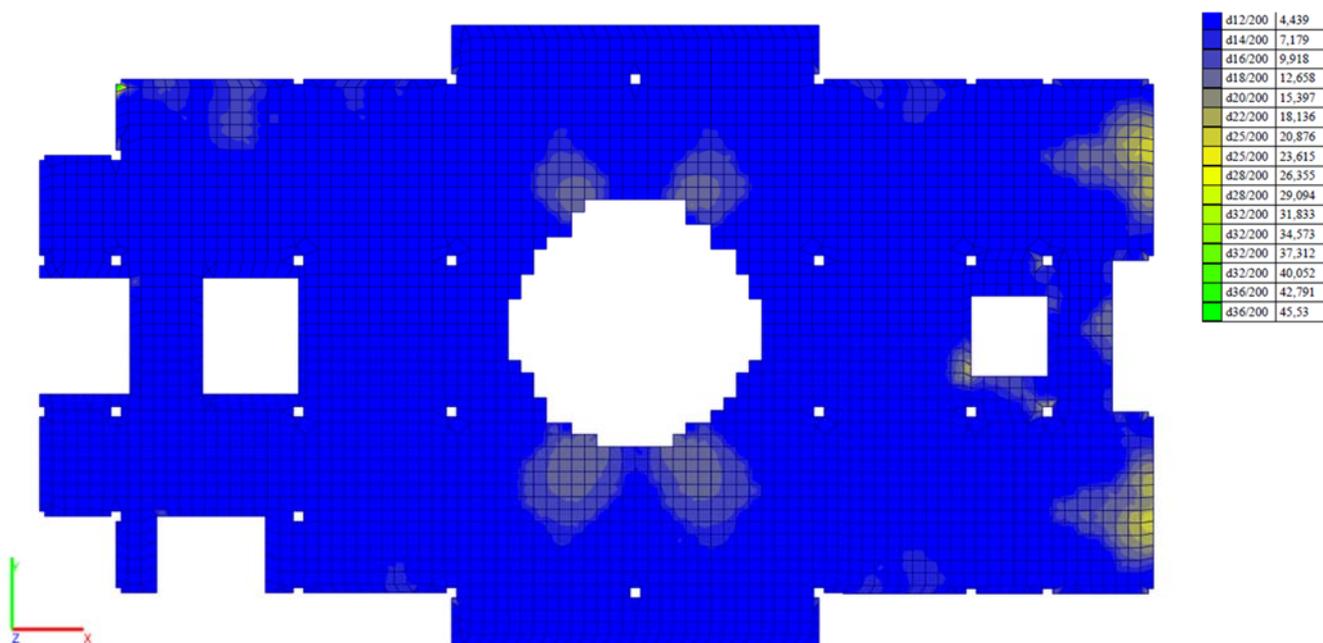


Рис. 4.89. Армування плити перекриття (нижня вздовж Y ) при видаленні ділянки перекриття в рівні другого поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

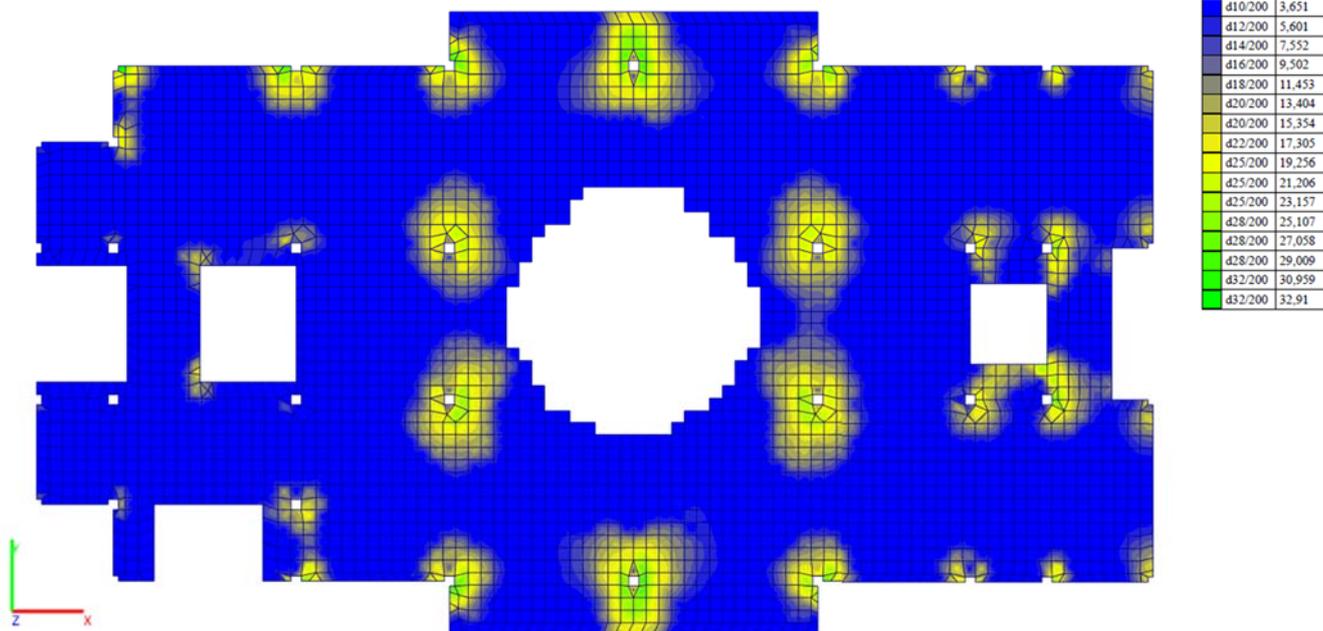


Рис. 4.90. Армування плити перекриття (верхня вздовж X ) при видаленні ділянки перекриття в рівні другого поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

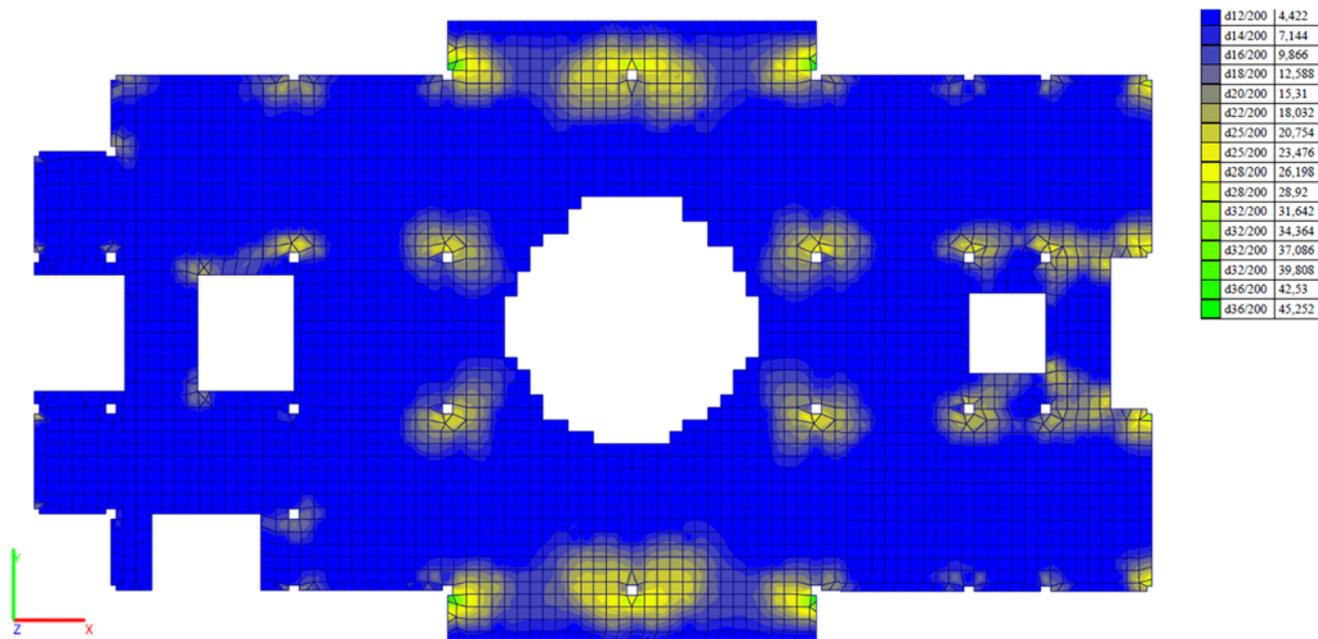


Рис. 4.91. Армування плити перекриття (верхня вздовж Y ) при видаленні ділянки перекриття в рівні другого поверху,  $\text{см}^2/\text{м}$

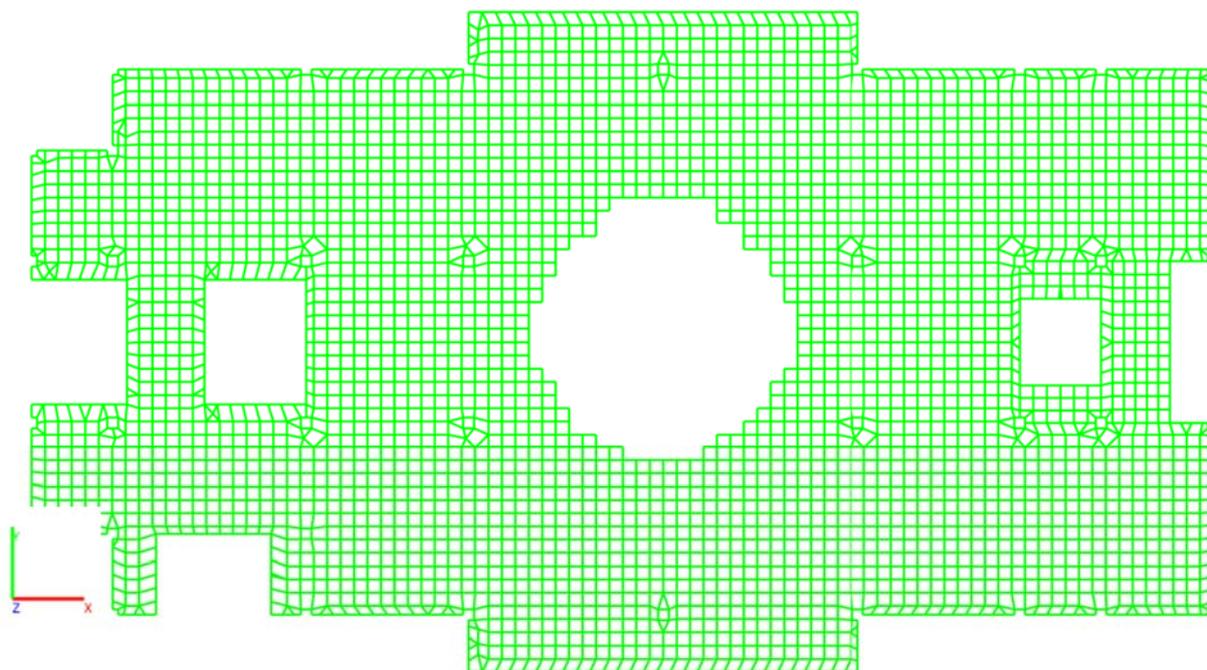


Рис. 4.92. Експертиза залізобетону плити

## РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Згідно даних розрахунків що наведено у пунктах вище, можна зробити такі висновки:

при моделюванні кожної з обраних ситуацій прогресивного обвалення та руйнування будівлі не відбувається, проєктні рішення задовільняють вимоги міцності та стійкості;

виконання заходів щодо запобігання прогресивному обваленню чи руйнуванню не потрібно;

порівняльні таблиці зусиль що виникають в елементах каркасу при моделюванні кожної ситуації наведено нижче (табл. 4.14 – 4.17)

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах каркасу при ситуації 1

Табл. 4.14.

Зусилля <sup>1)</sup>	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 1
<b>Колони (сусідні)</b>		
N	-346,10 т	-432,80 т
M <sub>y</sub>	-50,35 т*м	-55,20 т*м
M <sub>z</sub>	-83,26 т*м	-104,10 т*м
Q <sub>y</sub>	-114,37 т	-144 т
Q <sub>z</sub>	-10,57 т	-70,20 т
<b>Плита перекриття</b>		
M <sub>x</sub>	-12,81 т*м/м	-17,41 т*м/м
M <sub>y</sub>	-13,6 т*м/м	9,87 т*м/м
M <sub>xy</sub>	-3,16 т*м/м	3,37 т*м/м
Q <sub>x</sub>	-18,18 т/м	-6,53 т/м
Q <sub>y</sub>	-14,42 т/м	-42,63 т/м

1) - максимальні значення.

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах  
каркасу при ситуації 2

Табл. 4.15.

Зусилля <sup>1)</sup>	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 2
<b>Колони (сусідні)</b>		
N	-169 т	-250,72 т
M <sub>y</sub>	20,54 т*м	25,46 т*м
M <sub>z</sub>	27,89 т*м	41,09 т*м
Q <sub>y</sub>	11,02 т	14,68 т
Q <sub>z</sub>	-8,31 т	-10,62 т
<b>Плита перекриття</b>		
M <sub>x</sub>	-12,81 т*м/м	-28,30 т*м/м
M <sub>y</sub>	-13,6 т*м/м	-23,10 т*м/м
M <sub>xy</sub>	-3,16 т*м/м	-9,20 т*м/м
Q <sub>x</sub>	-18,18 т/м	-52,73 т/м
Q <sub>y</sub>	-14,42 т/м	-18,53 т/м

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах  
каркасу при ситуації 3

Табл. 4.16.

Зусилля <sup>1)</sup>	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 3
<b>Колони (сусідні)</b>		
N	-333,14 т	-366,53 т
M <sub>y</sub>	0,024 т*м	-7,72 т*м
M <sub>z</sub>	-3,85 т*м	-7,21 т*м
Q <sub>y</sub>	-4,25 т	-9,47 т
Q <sub>z</sub>	1,98 т	-6,68т
<b>Плита перекриття</b>		
M <sub>x</sub>	-5,17 т*м/м	-12,28 т*м/м
M <sub>y</sub>	-11,73 т*м/м	-14,75 т*м/м
M <sub>xy</sub>	-3,12 т*м/м	-2,31 т*м/м
Q <sub>x</sub>	-51,74 т/м	-39,99 т/м
Q <sub>y</sub>	-44,55 т/м	-30,01 т/м

1) - максимальні значення.

Порівняльна таблиця зусиль, що виникають в елементах  
каркасу при ситуації 4

Табл. 4.17.

Зусилля <sup>1)</sup>	Вихідна (початкова) схема	Схема при моделюванні ситуації 3
<b>Плита перекриття</b>		
M <sub>x</sub>	0,65 т*м/м	6,03 т*м/м
M <sub>y</sub>	3,01 т*м/м	9,73 т*м/м
M <sub>xy</sub>	0,7 т*м/м	1,02 т*м/м
Q <sub>x</sub>	-3,21 т/м	1,88 т/м
Q <sub>y</sub>	5,68 т/м	7,98 т/м

1) - максимальні значення.

## ВИСНОВКИ

Проблема прогресивного обвалення є надзвичайно актуальною в сучасних умовах, оскільки громадські будівлі, а саме будівлі лікарень є об'єктами особливої важливості з високими вимогами до безпеки. Руйнування такого типу в подібних спорудах може призвести до тяжких наслідків. Особливість загрози прогресивного обвалення каркасних лікарень полягає в тому, що це може призвести до значних наслідків, оскільки в будівлях такого типу постійно знаходяться люди (персонал, пацієнти, відвідувачі), обладнання і т.п., руйнування будівлі призведе до загибелі людей, та значних матеріальних втрат. Тому важливо забезпечити надійність таких будівель шляхом перевірки існуючих конструкцій та проектування нових споруд з урахуванням стійкості до прогресивного обвалення.

Прогресивне обвалення являє собою процес руйнування конструкції будівлі, при якому локальні пошкодження спричиняють пошкодження сусідніх елементів через втрату опори, перевантаження або динамічного впливу частин, які вже зруйнувалися.

Будівля, на прикладі якої виконується дослідження – хірургічний корпус лікарні. Має складну форму в плані з розмірами 43,8 x 23,8 м по осях. Загальна висота будівлі становить 25,5 м, висота поверху – 3,3 м. Конструктивна схема будівлі – неповний каркас, що складається з несучих цегляних стін, монолітних залізобетонних колон і монолітних залізобетонних безбалкових перекриттів.

Дослідження будівлі на прогресивне обвалення виконувалось за трьома ситуаціями, що можуть спровокувати руйнування:

ситуація 1 – видалення колони центрального ряду підвального поверху, (рис. 4.1).

ситуація 2 – видалення колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху, (рис. 4.2).

ситуація 3 – видалення колони центрального ряду першого поверху, (рис. 4.3).

ситуація 4 – видалення ділянки перекриття в рівні другого поверху, (рис. 4.4).

Було проведено збір навантаження, моделювання розрахункової схеми, яка є вихідною, та котра копіювалася для моделювання кожної ситуації окремо. Проведено розрахунок кожної схеми (із змодельованими ситуаціями) окремо.

В результаті проведених розрахунків будівлі хірургічного корпусу лікарні було встановлено збільшення внутрішніх зусиль в елементах. Проте міцність та стійкість елементів будівлі, що не зазнають теоретичних руйнувань забезпечено при аварійних сполученнях навантажень. Будівля забезпечена достатньою стійкістю, для недопущенню розвитку прогресивного обвалення.

Прийняті у проєкті конструктивні рішення задовольняють вимоги міцності та стійкості будівлі.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT).
2. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
4. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.
6. Методичні вказівки до виконання випускної магістерської кваліфікаційної роботи в галузі знань: 19 «Архітектура і будівництво» спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

РОЗРАХУНОК СІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

До тимчасових навантажень відноситься вага снігового покриву, який визначається згідно [5] п.8. Необхідно обчислити граничне та експлуатаційне розрахункові значення.

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

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

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

Таблиця А.1

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

В нашому випадку  $\gamma_{fm}=1,04$

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1) або за додатком Е [5].

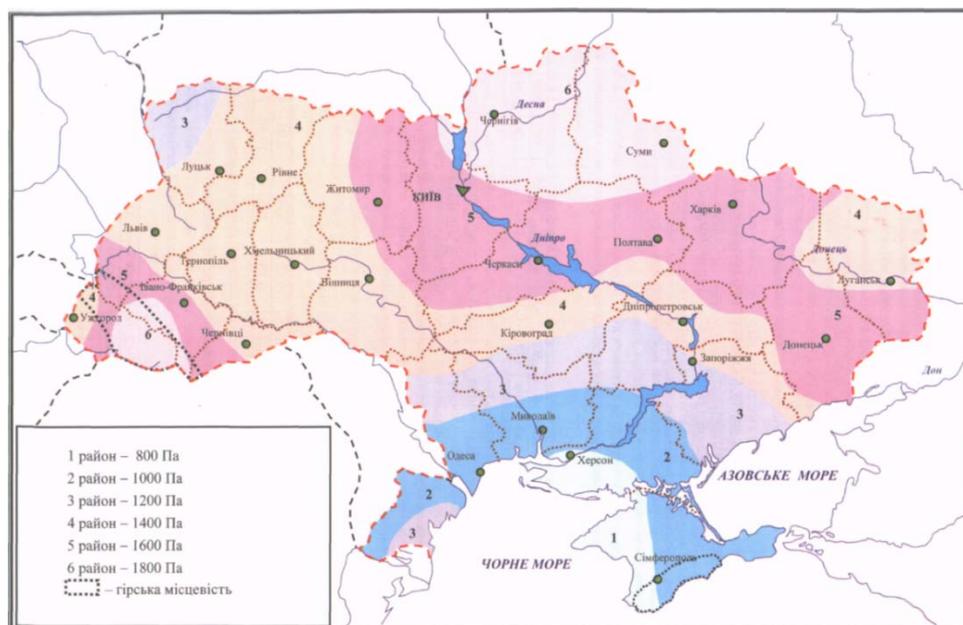


Рисунок А.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

В нашому випадку  $S_0 = 1550 \text{ Па}$  для м. Київ згідно [5], у розрахунку приймаємо  $155 \text{ кгс/м}^2$ .

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 [5] 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 [5] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

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

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

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

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

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

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

$$S_m = 1,04 \times 155 \times 1 = 161,20 \text{ кгс/м}^2$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою:

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

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

Таблиця А.3

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

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

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

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

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), визначається залежно від снігового району по карті (рис. А.1.) або за додатком Е [5].

В нашому випадку  $S_0 = 1550$  Па для м. Київ згідно [5], у розрахунку приймаємо  $155 \text{ кгс/м}^2$ .

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 [5] 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 [5] коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

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

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

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

В нашому випадку коефіцієнт  $C$ :

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

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

$$S_e = 0,49 \times 155 \times 1 = 75,95 \text{ кгс/м}^2$$

МАТЕРІАЛИ КОНФЕРЕНЦІЇ

**SCI-CONF.COM.UA**

# **SCIENCE AND SOCIETY: MODERN TRENDS IN A CHANGING WORLD**



**PROCEEDINGS OF XI INTERNATIONAL  
SCIENTIFIC AND PRACTICAL CONFERENCE  
OCTOBER 1-3, 2024**

**VIENNA  
2024**

# ДОСЛІДЖЕННЯ НА ПРОГРЕСИВНЕ ОБВАЛЕННЯ ХІРУРГІЧНОГО КОРПУСУ ЛІКАРНІ

**Луцьковський Валерій Миколайович,**

к.т.н., викладач

**Шевкун Євгеній Сергійович,**

студент

Національний Аграрний Університет

м. Суми, Україна

[v.lutskovskyi@gmail.com](mailto:v.lutskovskyi@gmail.com)

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

**Анотація:** виконано дослідження прогресивного обвалення хірургічного корпусу лікарні, конструктивні елементи каркасу якої виконано із монолітного залізобетону. Дослідження проведено шляхом розрахунку трьох змодельованих ситуацій котрі можуть призвести до розвитку прогресивного обвалення будівлі та її елементів.

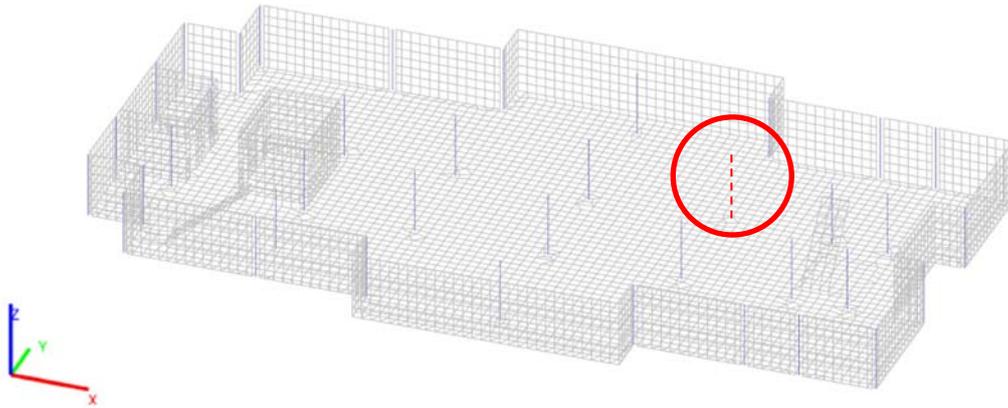
**Ключові слова:** прогресивне обвалення, каркасна будівля, залізобетонні елементи

Хірургічний корпус лікарні, котрий було обрано для дослідження складної форми, розміри по вісях становлять 43,8х23,8м. Висота – 25,5м. Будівля має 7 поверхів, висота поверху складає 3,3м. Конструктивна схема будівлі – неповний каркас який утворено за допомогою стін, монолітних колон та перекриттів.

У будівлі запроектовано фундаменти – стовпчасті залізобетонні; колони – монолітні залізобетонні розміром 400х400мм; стіни – цегляні; перекриття – монолітне залізобетонне, товщиною 160мм; сходи – залізобетонні, шириною 1,325м та 1,425м; покрівля – плоска рулонна, з ухилом 2%; зовнішні стіни – із керамічної цегли, утеплення – мінераловатні плити, товщиною 100мм; внутрішні стіни та перегородки – із керамічної цегли; перемички – залізобетонні, брускові; вікна та двері – металопластикові.

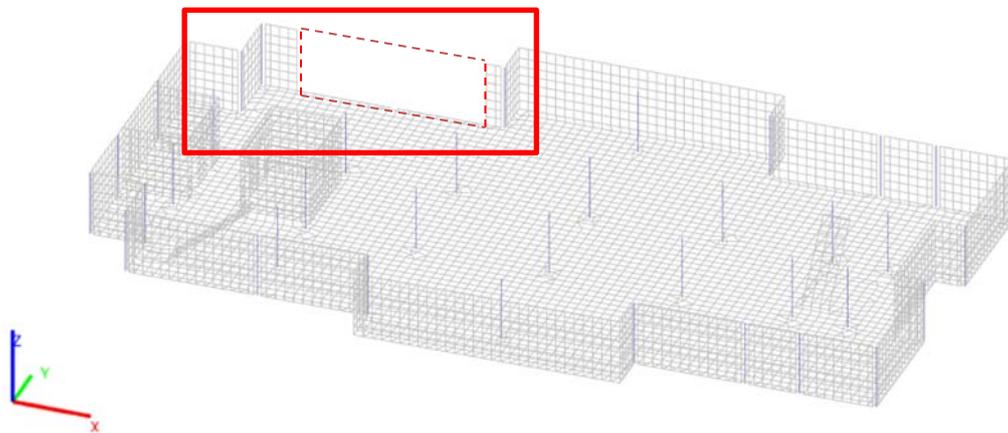
Ситуації які моделюються у даному дослідженні наведені на рис. 1. – рис.2.

ситуація 1 – видалення колони центрального ряду підвального поверху:



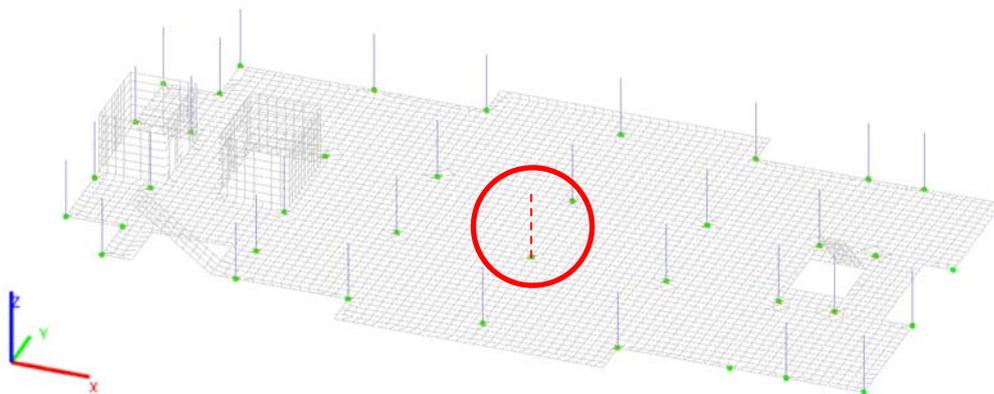
**Рис. 1.** Схема підвального поверху із зображенням вилученого елемента.

ситуація 2 – видалення колони крайнього ряду та фрагменту зовнішньої стіни підвального поверху:



**Рис. 2.** Схема підвального поверху із зображенням вилучених елементів.

ситуація 3 – видалення колони центрального ряду першого поверху:



**Рис. 3.** Схема першого поверху із зображенням вилучених елементів.

Після моделювання ситуацій було виконано розрахунок кожної змодельованої ситуації окремо. Згідно результатів розрахунків для хірургічного корпусу лікарні встановлено, що каркасна будівля має достатній рівень стійкості,

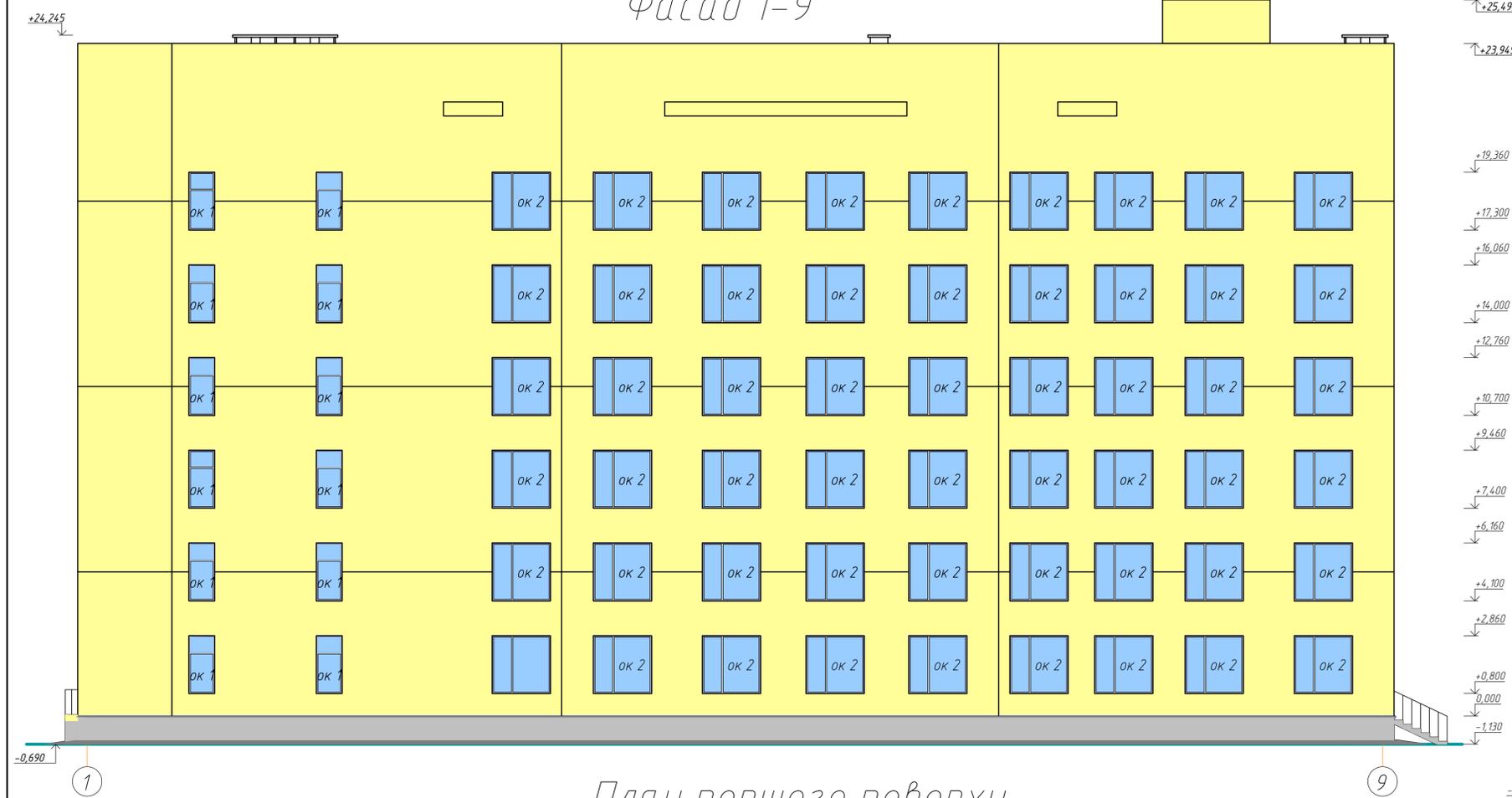
відповідає вимогам міцності, що дозволяє запобігти розвитку прогресивного обвалення навіть у випадку локальних руйнувань конструкцій, це свідчить про те, що прийняті у проекті конструктивні рішення, забезпечують надійність будівлі до виникнення аварійних ситуацій подібного характеру. Також при аналізі результатів розрахунків зазначено, що конструктивна схема будівлі ефективно розподіляє навантаження в умовах котрі виникають у змодельованих ситуаціях, що мінімізує ризик прогресивного руйнування.

### **Список літератури**

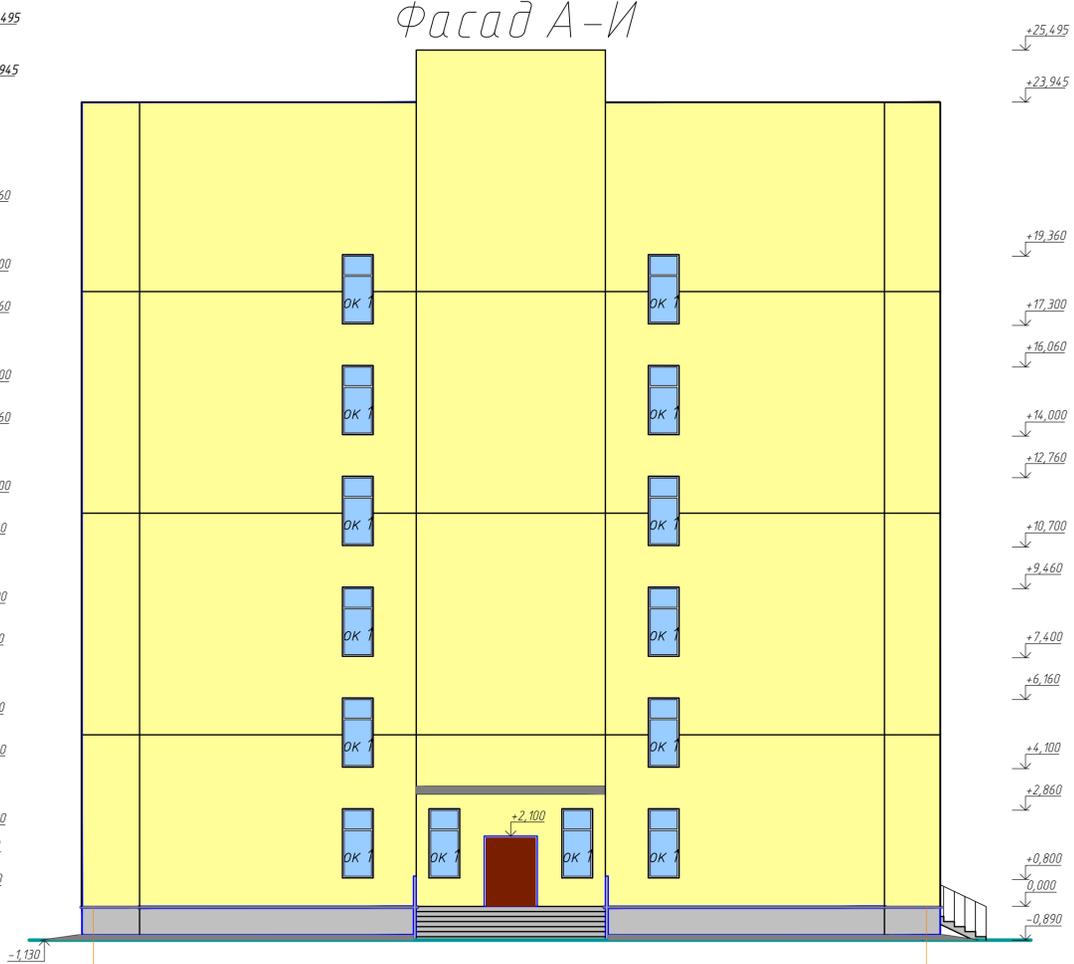
1. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT).
2. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд.
4. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.

КРЕСЛЕННЯ

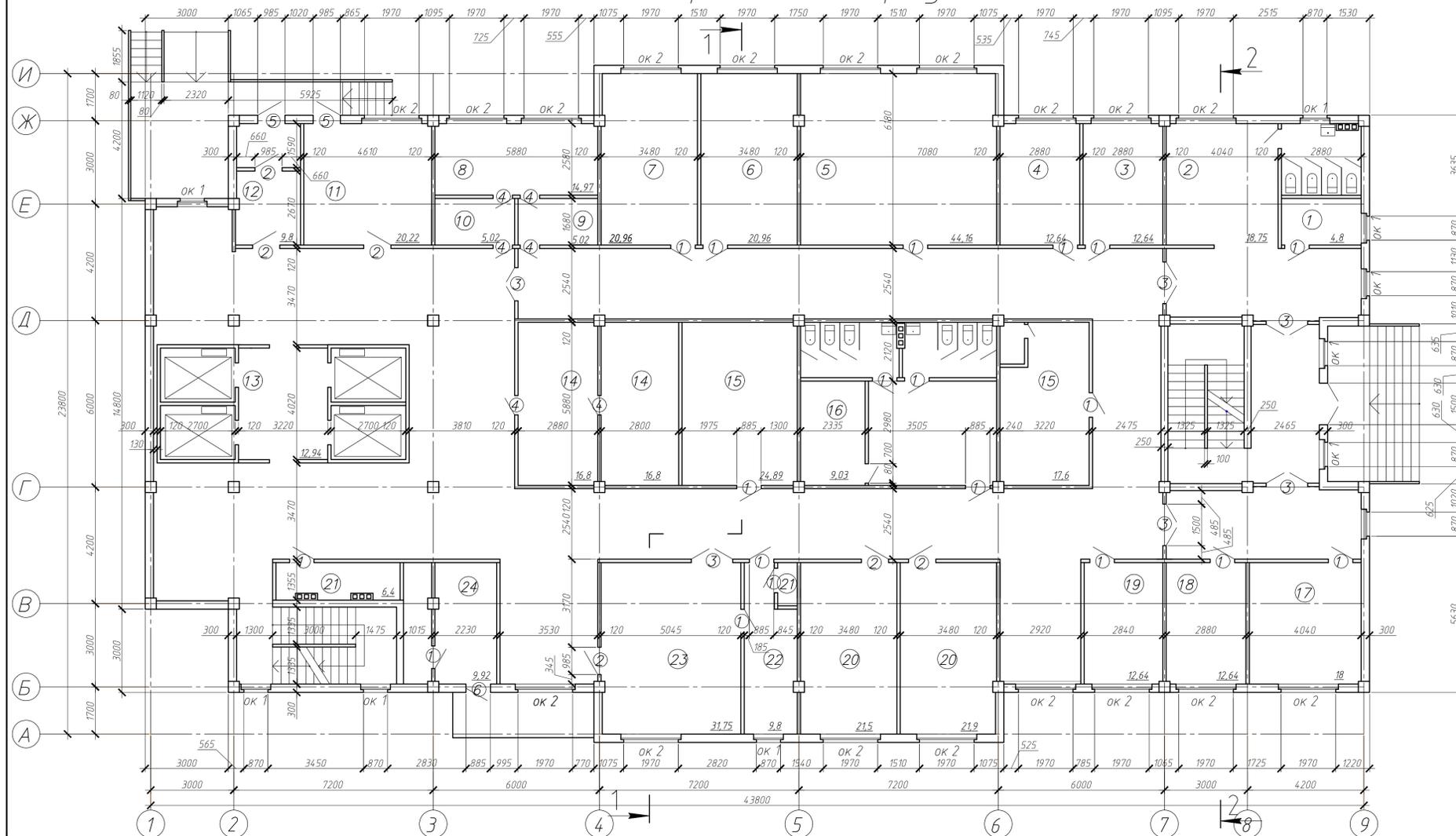
Фасад 1-9



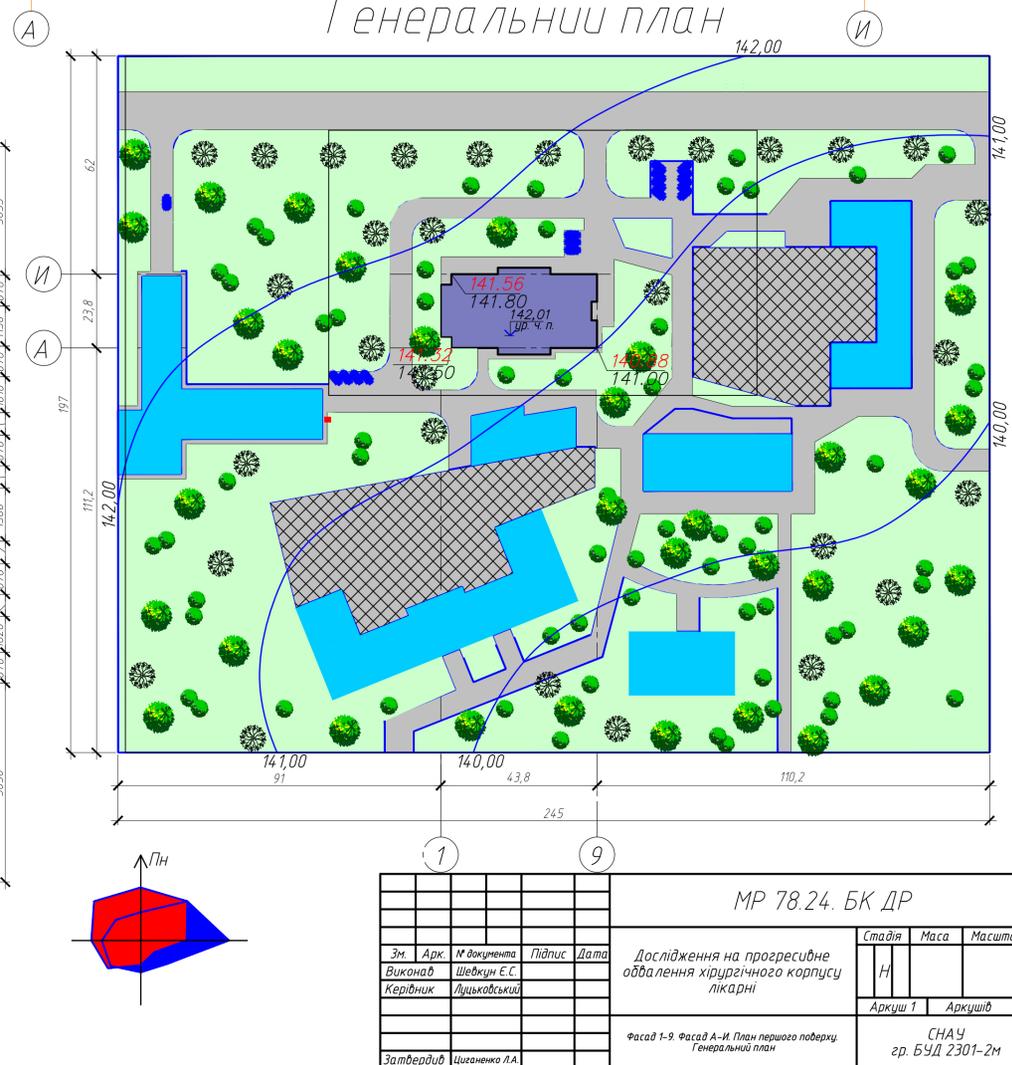
Фасад А-И



План першого поверху



Генеральний план



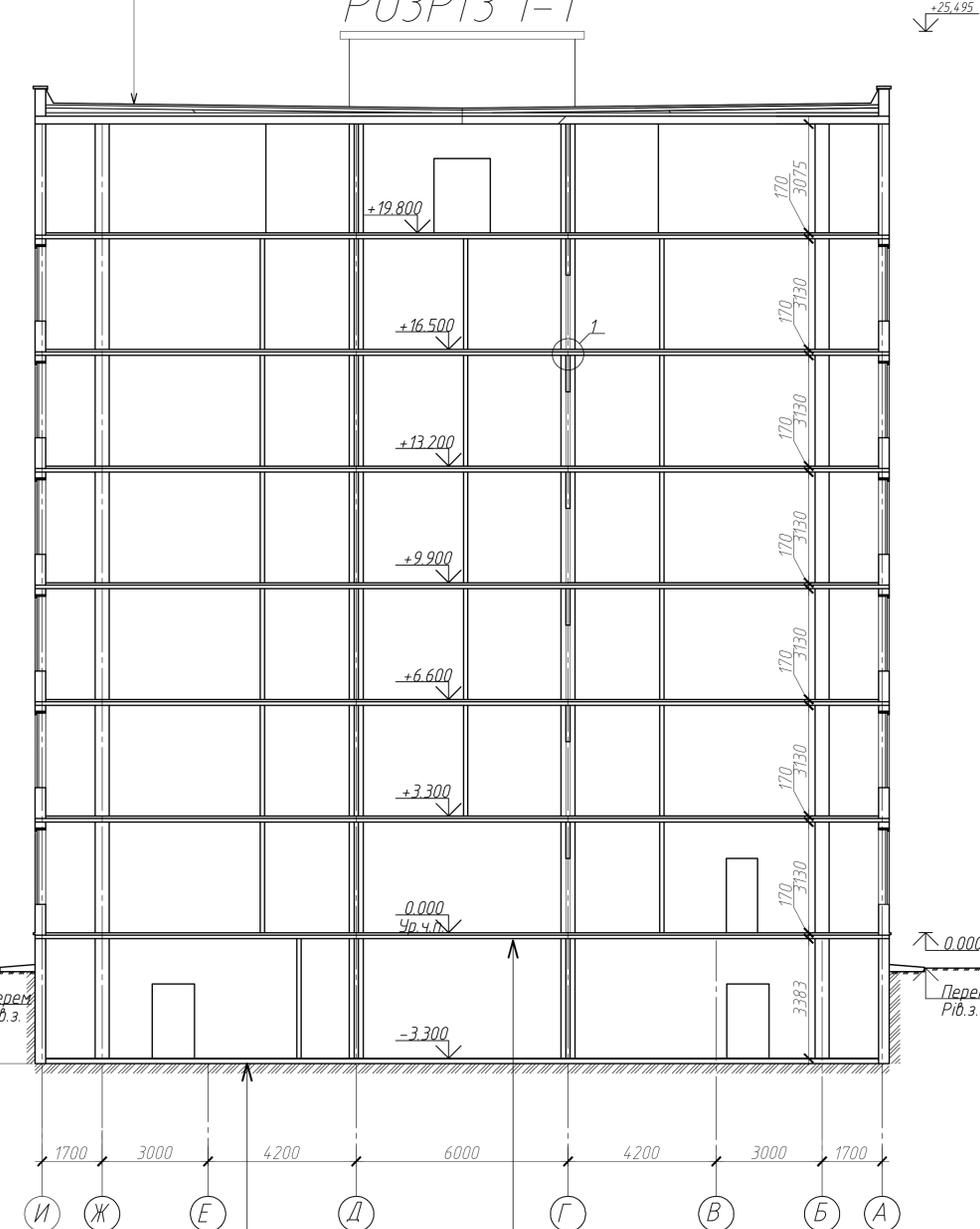
МР 78.24. БК ДР				Стан	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Н	Аркш 1
Виконав	Шевчук Є.С.					
Керівник	Лущкобський				Аркшів	
Затвердив				Циганенко Л.А.	СНАУ гр. БУД 2301-2м	

# ФАСАД 9-1

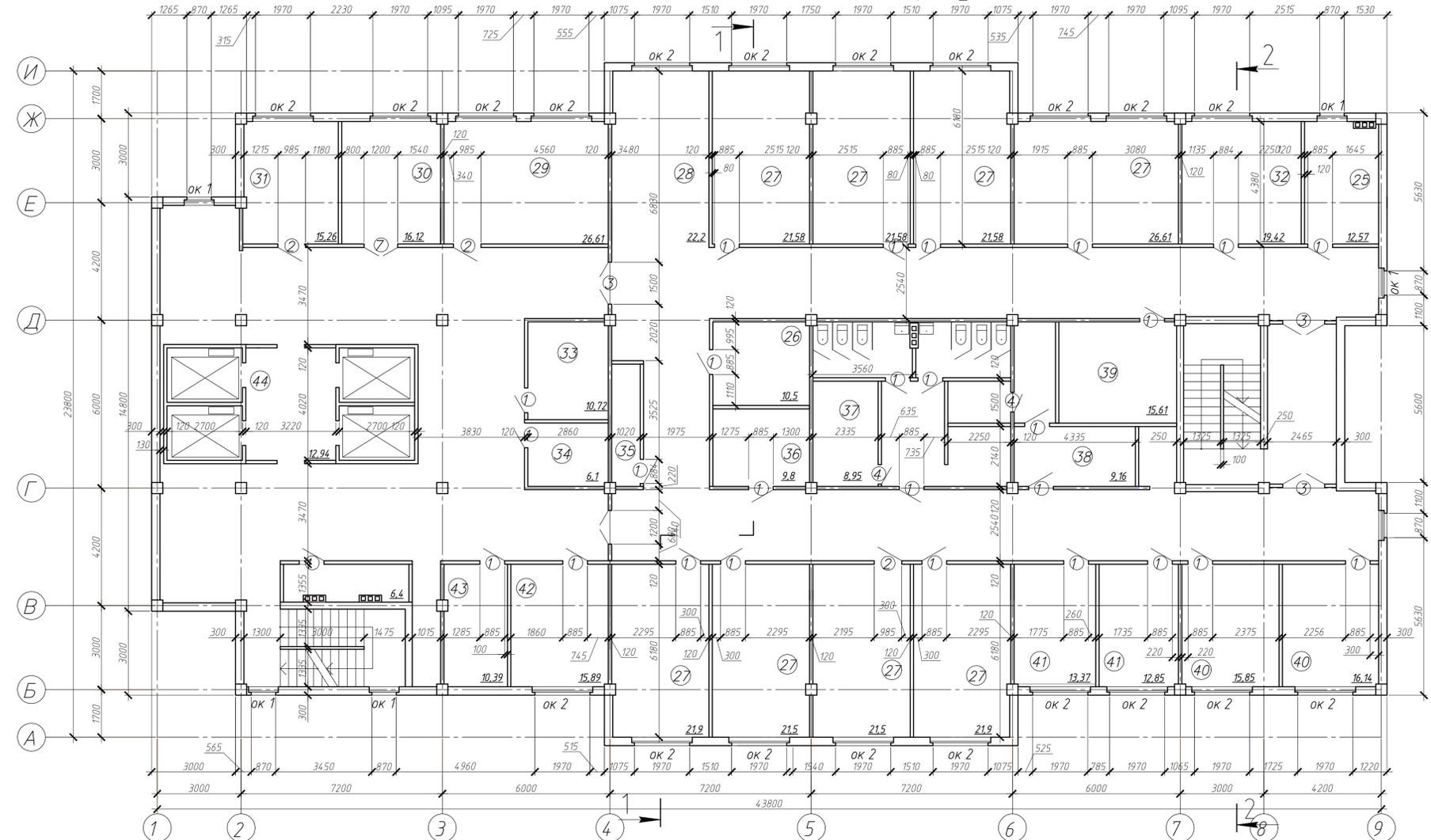


- Захисне покриття з графію 10 мм, по шару
- Вітцно-емulsionної мастики товщиною 3 мм
- Один шар "ЕЛАСТОБІТ-ПЕ-4" - 5 мм
- Один шар "ЕЛАСТОБІТ-СЕ-2" - 5 мм
- Полосова підкладка підкладочного рудеройду типа ПВ (ПК ЕПК)
- (ширина нахлещної полоси 100 мм)
- Виравнювача стяжка з розчину М100-40 мм, армірована сіткою  $\varnothing 4B$  з чаруцками 150x150
- Утеплювач - плити пінополістирольного типу ПСБ-50 по 100 мм
- Молнієприємна сітка (стална проволочка  $\varnothing 6$  мм)
- Граншлак по ухилі 30-230 мм
- Пароізоляція з одного шару підкладочного рудеройду
- Виравнювача стяжка з розчину М100-20 мм
- Монолітна плита покриття - 170 мм

# РОЗРІЗ 1-1

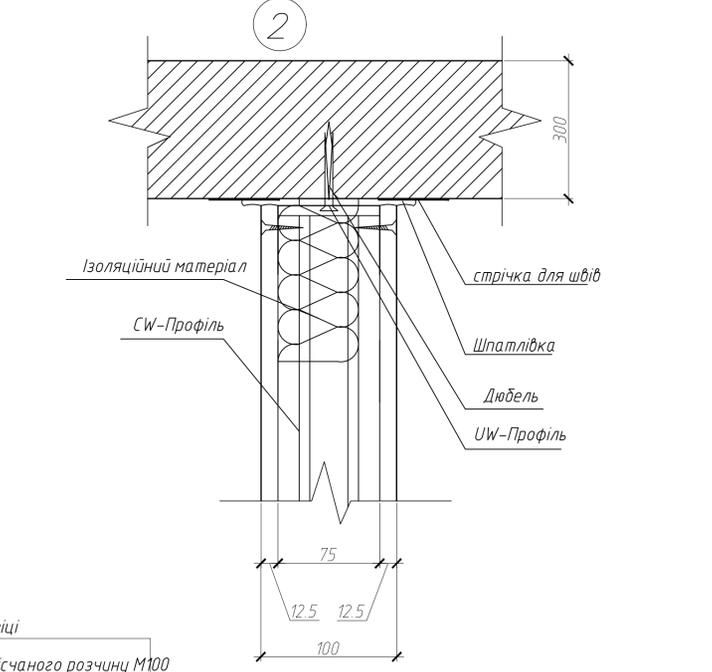
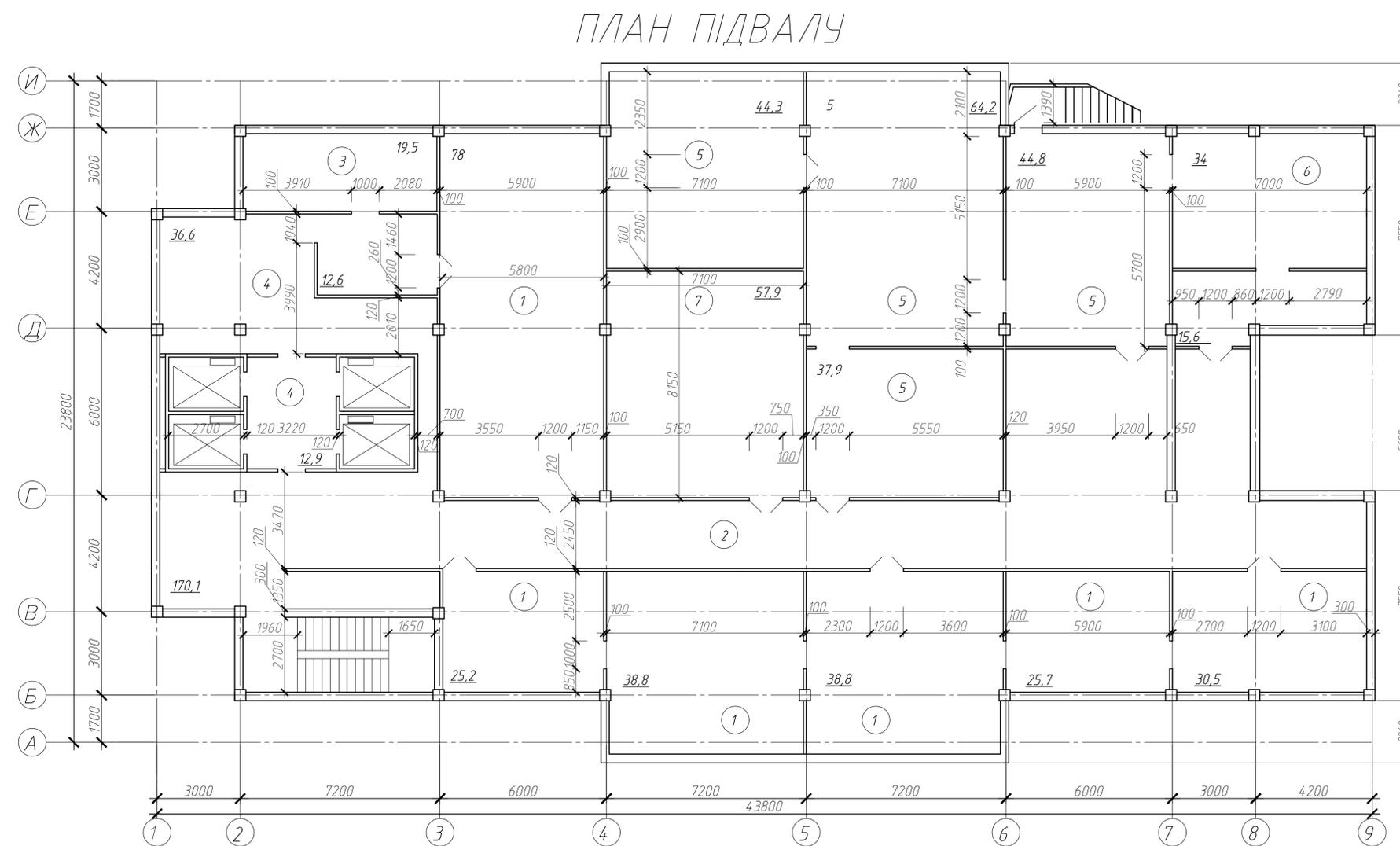
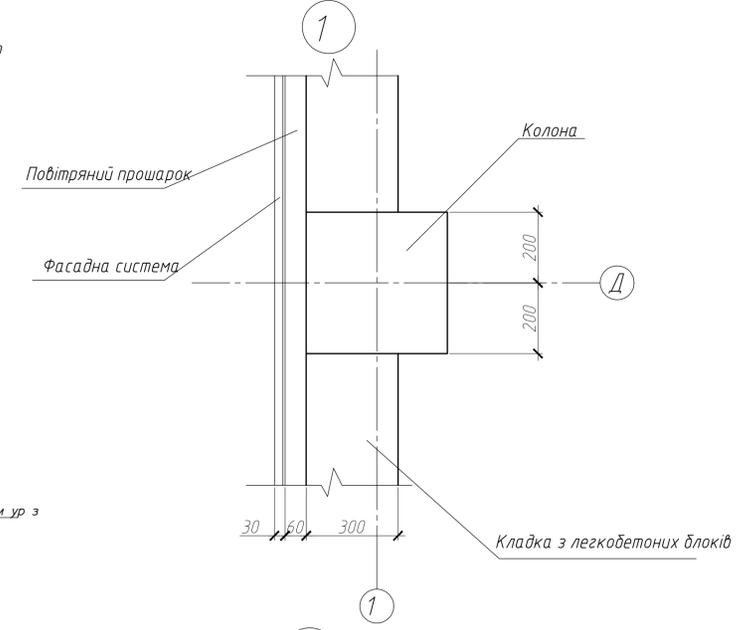
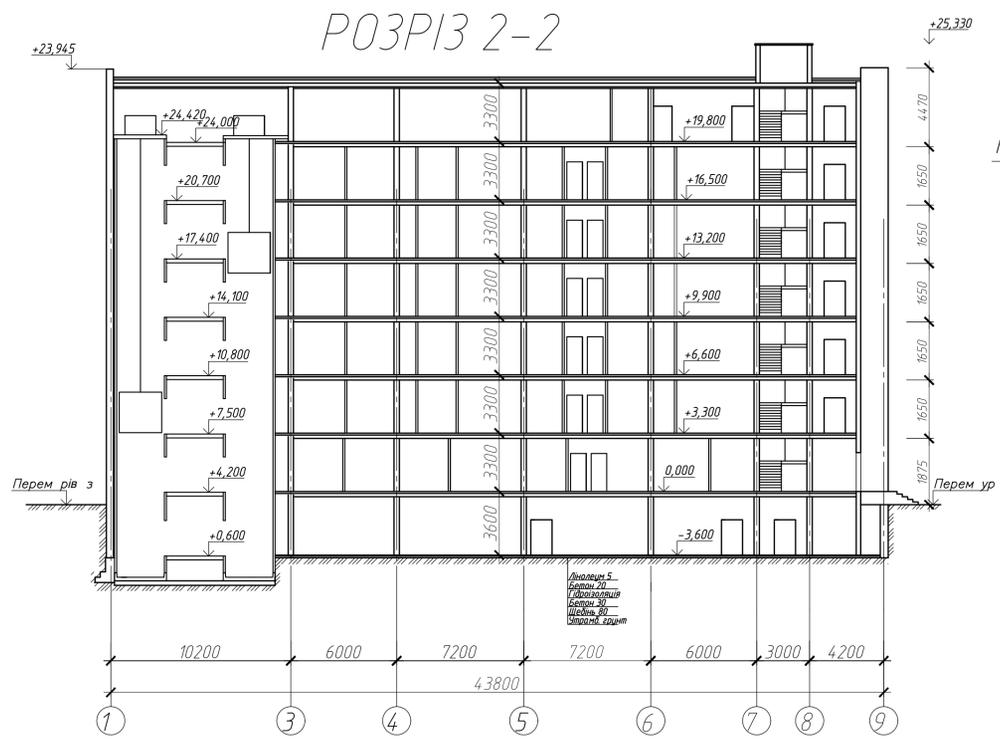
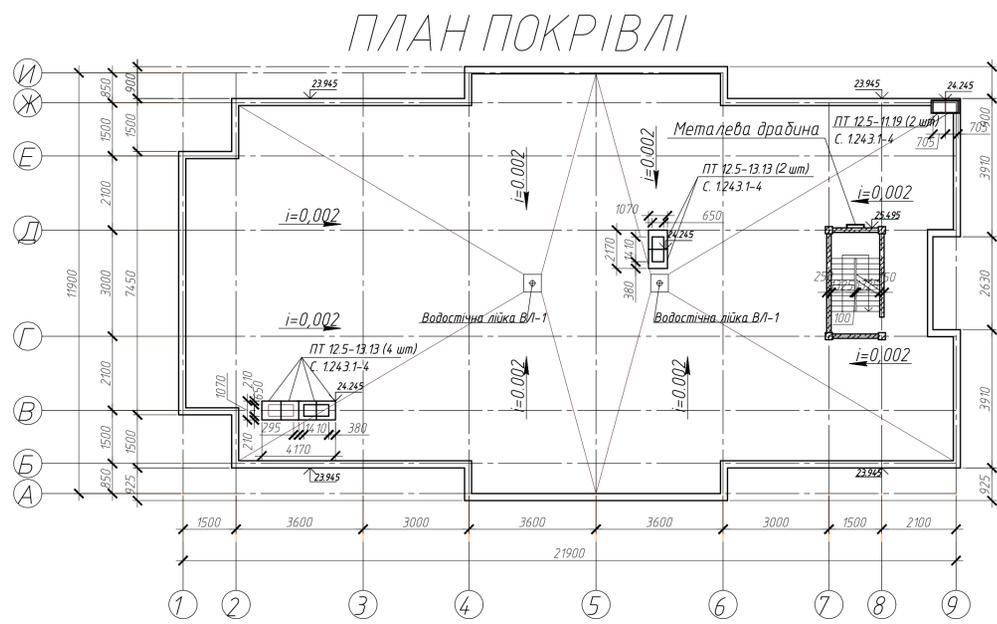


# План типового поверху

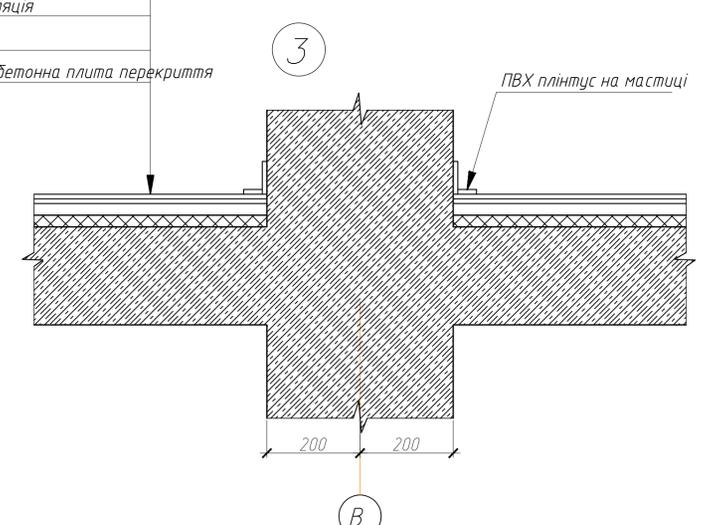


- Цементна підлога
- Бетонна підготовка
- Ущільнений ґрунт
- Лінолеум на мастіці
- Стяжка із цем.-піщаного розчину М100
- Рулонна гідроізоляція
- Теплоізоляція
- Монолітна залізобетонна плита перекриття

МР 78.24. БК ДР					Стадія	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Н		
Виконав	Шевчук Є.С.						
Керівник	Лущиківський						
Фасад 9-1 Розріз 1-1 План типового поверху.					Аркш 2	Аркшів	
Затвердив					СНАУ		
Циганенко Л.А.					гр. БУД 2301-2м		



Лінолеум на мастіці  
 Стяжка із цем.-пісчаного розчину М100  
 Рулонна гідроізоляція  
 Теплоізоляція  
 Монолітна залізобетонна плита перекриття



МР 78.24. БК ДР					Стая	Маса	Масштаб
Зм.	Арх.	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження на прогресивне обвалення хірургічного корпусу лікарні	Н	Аркш 3
Виконав	Шевчук Є.С.						
Керівник	Луцьковський						
Затвердив	Циганенко Л.А.						
План покрівлі, План підвалу, Розріз 2-2, Вузели 1, 2, 3					СНАУ гр. БУД 2301-2м		
Формат					А1		