

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА І ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ

Міського будівництва та господарства

(повна назва кафедри)

**Кваліфікаційна робота / проект**

другий (магістерський) рівень

(рівень вищої освіти)

на тему «Оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під  
склад канцелярських товарів»

Виконав: студент 2 курсу, групи БУД-18-5мз

спеціальності 192 «Будівництво та

цивільна інженерія»

(код і назва спеціальності)

освітньої програми 192.00.11 «Міське будівництво

та господарство»

(код і назва освітньої програми)

спеціалізації \_\_\_\_\_

(код і назва спеціалізації)

Шавкуненко Я.В.

(ініціали та прізвище)

Керівник доцент, к.т.н. Сьомчина М.В.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент \_\_\_\_\_

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя  
2020

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Факультет Будівництва та цивільної інженерії  
 Кафедра Міського будівництва та господарства  
 Рівень вищої освіти зрлий магістерський рівень  
 Спеціальність 192. Будівництво та цивільно інженерія  
(код та назва)  
 Освітня програма 192.00.11 "Міське будівництво та господарство"  
(код та назва)  
 Спеціалізація \_\_\_\_\_  
(код та назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри Балаш А.В.  
 « 03 » 09 2019 року

**ЗАВДАННЯ**

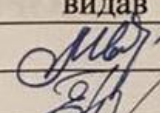
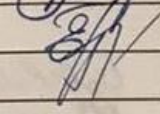
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ/ПРОЕКТ СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Шавкуненко Яні Роталіївни  
(прізвище, ім'я, по батькові)

- Тема роботи (проекту) Оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під склад концентратів тварин
- керівник роботи Сьомкина Марія Володимирівна, к.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
- затверджені наказом ЗНУ від « 10 » 09 2019 року № 1543-С
- Строк подання студентом роботи \_\_\_\_\_
- Вихідні дані до роботи інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, об'ємно-планувальні рішення будівлі
- Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Стан питання дослідження; 2. Характер будівлі і констр. елементів. Тех. обстеження; 3. Розрахунок будівлі; 4. Оцінка
- Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Презентація доповіді в альбомі (технічне обстеження конструктивних елементів; результати розрахунку будівлі з врахуванням реконструкції; запропоновані конструктивні рішення по реконструкції).



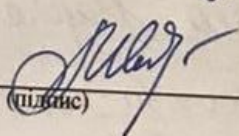
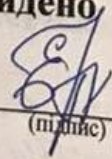
## 6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1-4	Сьомішина М.В., доцент		
Нормоконтр	Рослауценко О.М., доцент		

7 Дата видачі завдання 03.09.2019 р.

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Прим
1.	Стан життєвого дослідження	30.09.19	
2.	Характеристика об'єкта дослідження	31.10.19	
3.	Розрахунок бурівни	30.11.19	
4.	Охорона праці та технічного безпеки	20.12.19	

Студент \_\_\_\_\_ (підпис) Шаврукенко Я.В. (ініціали та прізвище)Керівник роботи (проекту)  \_\_\_\_\_ (підпис) Сьомішина М.В. (ініціали та прізвище)Нормоконтроль пройдено  
Нормоконтролер  \_\_\_\_\_ (підпис) Рослауценко О.М. (ініціали та прізвище)

## ЗМІСТ

	Стор.
Анотація.....	6
Вступ ... ..	7
Перелік умовних позначень.....	9
1. Стан питання розрахунку будівель на просідаючих ґрунтах .....	10
1.1 1.1. Основні принципи розрахунків будівель при дії просідаючих деформацій ґрунтів .....	10
1.2 Моделі й методи розрахунку будівель від просідаючих впливів.....	14
1.3 Особливості розрахунку будівель при влаштуванні прорізів...24	
2. Характеристика об'єкту дослідження .....	28
2.1. Інженерно-геологічні умови майданчика .....	28
2.2 Характеристика будівлі .....	28
2.3. Характеристика конструктивних елементів та технічне обстеження конструкцій.....	31
2.4 Характеристика реконструкції будівлі та стінового огороження.....	41
3. Розрахунок конструкцій будівлі .....	46
3.1. Розрахунок просторової моделі будівлі.....	46
3.2. Розрахунок додаткових осідань, які виникають під фундаментами будівлі від впливу проекрованої реконструкції.....	52
3.3 Обчислення розрахункового опору ґрунту під подошвою фундаменту після проведення реконструкції .....	54
3.4 Розрахунок стінового огороження.....	59
3.4.1 Стінове огороження по осі 9 (фасад А-Д).....	59
3.4.2 Стінове огороження по ряду Д (фасад 9-3).....	64
3.4.3 Стінове огороження по ряду А (фасад 1-9).....	75
3.5 Рекомендації по пробивці прорізів.....	80
4. Охорона праці та техногенна безпека.....	83

4.1 Вимоги безпеки в організації будівництва і виконання робіт...	83
4.2 Безпека організації будівельного майданчика.....	86
4.3. Безпека робіт при експлуатації будівельних машин і механізмів .....	89
4.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику.....	92
Висновки .....	95
Література .....	96
Додаток А.....	101
Додаток Б.....	110

## АНОТАЦІЯ

Шавкуненко Я.В. Оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під склад канцелярських товарів.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник М.В. Сьомчина. Інженерний інститут Запорізького національного університету. Факультет будівництва та цивільної інженерії, кафедра міського будівництва та господарства, 2020.

Створена просторова розрахункова модель будівлі. Визначений напружено-деформований стан будівлі з врахуванням реконструкції. Дана оцінка можливості реконструкції будівлі.

Ключові слова: розрахунок, реконструкція, напружено-деформований стан.

## ABSTRACT

Shavkunenko Ya.V. Assessment of the possibility of reconstruction a production building for office supplies.

Qualifying final work for obtaining a master's degree in higher education by specialty 192 - Building and civil engineering, scientific supervisor M.V. Syomchina. Engineering Institute of Zaporizhzhya National University. Faculty of Civil Engineering and Civil Engineering, Department of Urban Construction and Economy, 2020.

The spatial design model of the building has been created. The stress-strain state of the building with consideration of reconstruction has been determined. The assessment of the possibility of reconstruction the building is given.

Keywords: calculation, reconstruction, stress-strain state.

## ВСТУП

Магістерська робота виконана на 118 сторінках друкованого тексту, складається з реферату, вступу, 4-х розділів, висновків і списку використаної літератури, що включає 42 джерела. Робота включає в себе 2 таблиці, 46 малюнків і 2 додатки.

**Методи дослідження.** При виконанні роботи застосовувалися чисельні методи дослідження (метод кінцевих елементів), комп'ютерні технології в будівельних конструкціях (програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4, SCAD і т.п.).

**Об'єкт досліджень.** Об'єктом досліджень є одноповерхова виробнича будівля з повним каркасом із застосуванням збірних залізобетонних колон, балок та плит покриття.

**Актуальність теми.** В даний час при реконструкції будівель і споруд для оцінки їх надійності та збереження несучої здатності потрібно проводити розрахунок конструкцій будівлі в цілому або його фрагмента. Такий розрахунок дозволяє оцінити наслідки, які можуть позначитися на конструкціях будівлі в процесі її експлуатації.

**Мета роботи.** Метою даної роботи є оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під склад канцелярських товарів.

Для досягнення цієї мети необхідне рішення наступних завдань:

1. Провести візуальні обстеження конструкцій будівлі та стінового огороження і дати оцінку їх технічного стану;
2. Уточнити об'ємно-планувальні та конструктивні рішення окремих конструкцій;
3. Виконати збір навантажень, які діють на конструкції будівлі та стінового огороження, з урахуванням передбачуваної реконструкції;

4. Виконати перевірочні розрахунки несучої здатності фундаментів з урахуванням влаштування додаткового поверху;
5. Виконати розрахунок конструкцій колон з урахуванням влаштування додаткового поверху;
6. Провести статичний розрахунок фрагментів стінового огородження з урахуванням передбачуваної реконструкції;
7. Перевірити достатність прийнятих перетинів конструкцій підсилення прорізів, які пробиваються в стіновому огороженні будівлі;
8. Оцінити можливість реконструкції;
9. Надати рекомендації по виконанню будівельно-монтажних робіт при пробивці дверних та віконних прорізів в стіновому огороженні будівлі;
10. Зробити висновки та надати рекомендації щодо подальшої експлуатації будівлі.

**Основні результати.** Результатом даної роботи є перелік висновків про прийняті конструктивні рішення виробничої будівлі у м. Запоріжжя, які дозволяють забезпечити необхідну несучу здатність будівлі при її реконструкції.

**Друковані публікації.** Матеріали магістерської роботи надруковані в роботі авторів Сьомчина М.В., Шавкуненко Я.В. «Оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під склад канцелярських товарів» у книзі матеріалів XXIV науково-технічної конференції 2019 р. у ІІ ЗНУ, м. Запоріжжя.



## ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ

МКЕ – метод кінцевих елементів;

НДС – напружено-деформований стан;

КЕ – кінцевий елемент;

ДБН – державні будівельні норми;

ПК – персональний комп'ютер

# 1 СТАН ПИТАННЯ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ НА ПРОСІДАЮЧИХ ГРУНТАХ

## *1.2 Основні принципи розрахунку будівель при дії просідаючих деформацій ґрунтів*

На основі аналізу ґрунтових умов та в залежності від конструктивного типу будівлі визначається необхідність та обсяги протипросідаючих та водозахисних заходів. Спосіб захисту повинен обиратися таким, що відповідає необхідним вимогам надійності й економічності витрат. В існуючих будівлях захисні заходи можуть улаштовуватися для усунення існуючих деформацій, що були отримані в процесі експлуатації.

Вибір способу захисту будівлі виконується на підставі аналізу НДС від дії можливих просідань основи. Визначення НДС будівель є складним завданням, точність вирішення якого залежить від правильності оцінки інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, можливості замочування й інших обставин. Ці дані при проектуванні звичайно визначаються спрощено, тому й результати розрахунку є недостатньо точними. Так, якщо порівнювати з розрахунками на технологічні, атмосферні й інші впливи, то точність розрахунків на просадні впливи безумовно нижче. Тому не слід перебільшувати значення розрахунків, також як і не слід відмовлятися від них на тій підставі, що немає впевненості у вірогідності прийнятих вихідних даних.

За допомогою сучасних комп'ютерних технологій, багаторазово змінюючи вихідні дані, можна простежити можливе деформування будівель, яке підсилюється різними впливами. Зіставлення результатів визначення НДС будівлі при різних методах захисту дає можливість приймати більш надійний спосіб захисту від просідання.

Розрахунки будівель, які зводяться на просідаючих ґрунтах, можна поділити на два види в залежності від цілей розрахунку:

1. Визначення величин можливих нерівномірностей від осідання і просідання основи, значення яких порівнюються із нормованими показниками.

2. Визначення зусиль в будівлі від заданих зсувів або зміні жорсткості основи.

При розрахунках першого виду використовуються розрахункові схеми, що включають у себе ґрунтові масиви, області підвищеної жорсткості, що моделюють роботу закріплених масивів, паль, захисних стінок і т.п., а також області зі зниженою жорсткістю, що моделюють локальне обводнення ґрунту.

При розрахунку визначається напружено-деформований стан масивів ґрунту й закріплень, але основним результатом розрахунку є величина нерівномірної деформації поверхні ґрунту. На основі аналізу результатів розрахунку можна судити про доцільність відповідного способу захисту. Таким чином, прийнятий спосіб захисту можна як би випробувати за допомогою розрахунків, показавши, при якому замочуванні і в якій мірі це закріплення стримує просадочні деформації, та за яких умов величини абсолютних і нерівномірних деформацій будівлі будуть менше допустимих величин. При цьому робота будівлі, про запас, може зовсім не враховуватися, або враховується спрощено. Але при цьому навантаження від будівлі повинні бути обов'язково враховані. Цей метод розрахунку може бути використаний також для визначення нерівномірних деформацій основи, які надалі враховуються при визначенні зусиль у будівлі.

При розрахунках другого виду про достатність заходів можна судити порівнянням граничних зусиль для будівлі, підрахованих по граничній

несучій здатності й перевірених натурним випробуванням. Також, маючи зусилля в конструкціях, можна за необхідності призначати додаткове армування та інші конструктивні заходи.

Таким чином, виходячи із завдань, переслідуваних у ході розрахунку будівель на просідаючих ґрунтах, найбільш важливо при розрахунку правильно оцінити роботу просідаючої основи. При цьому модель основи повинна відображати основні особливості деформування просідаючого ґрунту. Необхідно із припустимою обумовленістю визначати величину зсувів основи, а також задавати його конкретні параметри.

При складанні розрахункових моделей системи "будівля - основа" варто враховувати такі особливості деформування просідаючого ґрунту:

- стадійність поширення просідаючих деформацій, необхідність виконання розрахунків при численних конфігураціях зсуву основи;
- нелінійний характер роботи, можливість вдавнення фундаменту в обводнений ґрунт при значних тисках;
- прояв горизонтальних зсувів основи;
- розподільна здатність ґрунту;
- залежність просідань у конкретній зоні від тиску під подошвою фундаменту в цьому місці;
- правильний розподіл тиску від будівлі по глибині основи.

Розглянемо два характерних види моделей основи:

1. Одновимірною піддатливою основою, можливою змінною жорсткістю, з урахуванням розподільної, нелінійної роботи й т.п., просадні явища в якій моделюються деформаціями основи від діючих у системі зусиль. Прикладається навантаження від будівлі та власної ваги ґрунту, а результатом розрахунку є НДС конструкцій будівлі.

2. Двовимірна або тривимірна основа з урахуванням області замочування та реальних умов деформування ґрунту. Просідання моделюється зміною властивостей ґрунту при обводнюванні.

20 років тому, при незадовільному оснащенні ПК та діючим на той час нормам віддавалась перевага одновимірним розрахунковим моделям при відповідному доповненні їх обліком горизонтальних зсувів основи. Необхідною умовою при цьому була оцінка деформативних показників основи за даними реального деформування й можливого розходження цих значень.

В нормах [13] з проектування цегляних будівель на просідаючих ґрунтах, рекомендовані більш складні методи розрахунку і розрахункові схеми. Зазначається, що перевагу слід віддавати нелінійним методам розрахунків з використанням і обмеженням критеріїв міцності та обмежень по деформаціях, перевірених натурними випробуваннями та обстеженнями будинків і споруд у складних умовах будівництва.

Розрахункові схеми будинків і споруд, які використовуються для визначення зусиль і деформацій у конструкціях, повинні відображати дійсні умови роботи об'єктів та особливості їх взаємодії з основою, а також враховувати просторову роботу, геометричну та фізичну нелінійність і повзучість матеріалів конструкцій.

Конструкції будинків і споруд повинні розраховуватись на дії від просідання ґрунтів виходячи з умови спільної роботи основи і споруди. При цьому допускається безпосереднє математичне моделювання ґрунтових товщ під будівлею (спорудою) та на оточуючій території за допомогою обчислювальних комплексів, що реалізують розрахунки їх моделей як деформованого твердого тіла або трифазного середовища у напруженнях чи переміщеннях методами кінцевих елементів.

При сучасному стані комп'ютерної техніки і програмного забезпечення стало можливим розраховувати складні системи з 1 млн. та більш невідомих. При розрахунку не виникає необхідності моделювати основу окремими піддатливими дискретними опорами, а можливо використовувати тривимірну область просідаючої основи, яка може включати локальну область замочування та різні інші особливості.

### *1.3 Моделі й методи розрахунку будівель від просідаючих впливів*

Для оцінки надійності будівлі виконується дослідження її НДС від впливу можливих просідань основи. Змінюючи умови замочування, а саме місце розташування джерела та глибину замочування, можна досліджувати НДС цегляної будівлі у різних варіантах просідання й, тим самим, оцінити надійність даної будівлі.

На основі аналізу НДС від дії просідання виконується вибір способу посилення деформованої будівлі. Очевидно, що для таких цілей використання одновимірних розрахункових моделей системи "будівля-основа" буде безрезультатним. Ці моделі не дозволяють відобразити дійсний стан системи, що деформувалася, при виборі способу посилення, наприклад, урахувати розташування області замочування основи, місця ослаблення тріщинами конструкцій будівлі й т.п.

Для цих цілей можна вважати задовільною двовимірну розрахункову модель системи "будівля-основа", що включає в себе двовимірну область основи й двовимірну апроксимацію будівлі. Такий метод розрахунку дозволяє враховувати: спільну роботу будівлі та просадної основи, нелінійний характер роботи ґрунту, розподільну здатність ґрунту, горизонтальні переміщення ґрунту при просіданні та місце розташування джерела замочування основи.



Реалізація обчислень по цій моделі робиться за методом кінцевих елементів (МКЕ). На базі цього методу складені досить ефективні універсальні програми, такі як "ЛІРА", "SCAD", "ANSYS" та інші, що мають більші можливості й невисоку трудомісткість розрахунків.

Отже, двовимірною моделлю системи "будівля - основа" розбивається на  $n$  - кінцевих елементів. Для виключення впливу закріплень крайніх точок і для більш точного обліку спільної роботи будівлі та основи у розрахунковій схемі загальні розміри основи повинні значно перевищувати розміри будівлі. На загальну кількість кінцевих елементів основи впливають інженерно-геологічні характеристики ґрунту. Це вид шарів, що залягають, у площині та із площини будівлі, розміри цих шарів, їхній модуль деформації, а також відносна величина просадки ґрунтів, коефіцієнт Пуассона, глибина залягання просадного ґрунту.

Товщини верхніх кінцевих елементів основи, що контактують із нижніми кінцевими елементами будівлі за даною методикою пропонується призначати рівними сумарній наведеній ширині фундаментних подушок під поздовжніми стінами.

Згідно з гіпотезою про розподільну здатність ґрунту, при збільшенні глибини закладення основи більша частина ґрунту включається в спільну роботу системи "будівля-основа". Отже в розрахунку товщина основи має трапецієподібну форму перетину.

Основним при розрахунку системи "будівля-основа" є моделювання просідаючих впливів основи при її замочуванні. Просідання ґрунту моделюється ослабленням обводненої області. Передбачається, що в обводненій області основи, де вертикальний тиск більше початкового просадного (звичайно 0,08 - 0,12 МПа), при побутовому напруженому стані знижується модуль деформації ґрунту. Через це відбувається зміна рівномірного побутового напруженого стану ґрунту. Таким чином, задача

як би еквівалентна визначенню зміни напружено-деформованого стану при влаштуванні вирізу (видаленні частини матеріалу) в обводненій області [10, 11].

При розрахунку системи "будівля-основа" просадні деформації задаються із системою сил, що представляють собою як би опорні реакції умовно виділеної області (вирізу).

Розрахунок системи "будівля-основа" виконується на комп'ютері по універсальній програмі "ЛІРА-WINDOWS". У результаті розрахунку отримуються зусилля по кожному кінцевому елементу системи "будівля-основа", а також переміщення всіх вузлів системи. Отримані зусилля в елементах будівлі, відповідно до прийнятих спрощень при складанні розрахункової схеми, розподіляються по поверхах, поздовжнім стінам реальної будівлі пропорційно їхнім жорсткостям. На ці зусилля перевіряється несуча здатність перетину елемента.

Про достатність протипросідаючих заходів судять порівнянням отриманих узагальнених зусиль по будівлі із граничними узагальненими зусиллями для будівель даного типу.

Отримані переміщення по фундаментно-підвальної частині моделі будівлі зіставляються із припустимими значеннями деформацій будівлі, нормованих ДБН [13]. Крім зіставлення абсолютних значень деформацій, виконується перевірка за відносними значеннями цих величин (наприклад, крен будівлі). Аналізуючи результати можна оцінити необхідність та раціональність обраного способу захисту від осідання.

Зважаючи на той факт, що робота будівлі разом з основою є просторовою, то точні характеристики НДС системи можна одержати тільки при виконанні розрахунків по тривимірних моделях.

Тривимірна модель системи "будівля - основа" заснована на методі кінцевих елементів і залежно від ступеня точності визначення напружено-деформованого стану розбивається на  $n$  - кінцевих елементів.

Модель безкаркасної будівлі являє собою систему взаємно пересічних вертикальних пластинчастих елементів, що моделюють роботу поздовжніх і поперечних стін, і горизонтальних пластинчастих елементів чи стержнів, що моделюють роботу міжповерхових перекриттів. Каркасна будівля моделюється стержневими кінцевими елементами.

Товщина кінцевих елементів приймається реальною товщиною поздовжніх і поперечних стін, при цьому необхідно описувати розміри віконних і дверних прорізів, включаючи їх у розрахункову схему.

Основа будівлі моделюється за допомогою просторових прямокутних кінцевих елементів - паралелепіпедів. Кількість елементів основи залежить від виду шарів, що залягають, і їхніх інженерно-геологічних характеристик. Загальні розміри моделі основи повинні, як правило, повинні значно перевершувати розміри будівлі.

Область замочування у вигляді просідаючої воронки з розрахунковими характеристиками в результаті прогнозованого замочування просідаючих ґрунтів моделюється локальною зміною жорсткісних характеристик кінцевих елементів, що моделюють основу у вигляді локальної зони замочування.

Характеристики просідаючих шарів ґрунту у водонасиченому стані приймаються відповідно до результатів інженерно-геологічних досліджень. При цьому враховується найбільш несприятливе розташування зони замочування ґрунтів основи. Проте оскільки повне замочування всієї просідаючої товщі маловірогідне, при такому розрахунку область замочування слід задавати поетапно (пошарово), відповідно змінюючи на кожному етапі розрахункові параметри воронки.

Це дозволить визначити максимально можливу величину замочування просідаючої товщі, при якій ще виконуватиметься умови по граничних деформаціях і будівля все ще відповідатиме умовам нормальної експлуатації, а також оцінити результати НДС будівлі з врахуванням просідаючої основи на кожному етапі замочування.

Розрахунок системи "будівля - основа" виконується з використанням програми "ЛІРА-WINDOWS". У результаті розрахунку отримуємо зусилля у кожному кінцевому елементі моделі будівлі і основи, а також переміщення всіх вузлів системи.

По отриманих зусиллях у кінцевих елементах будівлі виконується перевірка несучої здатності перетину елемента. По отриманих переміщеннях будівлі приймають рішення про достатність протипросідаючих заходів і роблять зіставлення із припустимими значеннями деформацій.

Для відносно точного визначення взаємодії будівлі із просадною основою, що включає в себе локальну обводнену область, доцільно було б побудувати таку розрахункову модель, яка б дала можливість визначити напружено-деформований стан будівлі при різних положеннях джерела замочування та на різних стадіях замочування, яка б могла враховувати попередні деформації будівлі, яка вона отримала за час експлуатації, а також уявити як взаємодіє просадний ґрунт із ущільненими, закріпленими масивами, палями і т.п.

Для досягнення цієї мети необхідна розробка моделі просадної основи, що могла б ефективно використовуватися як складова частина системи "будівля-основа".

Простежимо послідовне втілення цієї мети.

Слід відмітити роботи І.В. Матвєєва [6], у яких визначаються переміщення поверхні системи "просадний ґрунт - закріплений масив" і

розраховується взаємодія цієї системи з будівлею. Вглиб основи дискретизація була прийнята не повністю, що дозволило в компактній програмі враховувати розподіл води, нелінійну роботу ґрунту, вплив на величину осідання, жорсткості будівлі й інших факторів. Точність результатів розрахунку свідчить порівнянням з експериментальними даними.

С.М. Клепіков досліджував НДС просідаючого ґрунту при різних контурах областей замочування [6], а також взаємодію просідаючого ґрунту із закріпленими масивами. Розрахунок виконувався в такій послідовності. Спочатку визначався НДС ґрунту природної вологості від власної ваги, потім НДС ґрунту із замоченою зоною від того ж навантаження. Результатом розрахунку була різниця НДС між першим і другим розрахунком. Така модель простіше попередніх, але вона програє в точності моделювання. Очевидно, при такій схемі розрахунку складніше врахувати історію навантаження й відобразити нелінійну роботу ґрунту.

У роботі С.М. Клепікова і А.І. Маркова [15] для аналізу НДС двовимірної області просідаючого ґрунту та ущільненого масиву застосована універсальна програма МКЕ. При цьому розрахунок виконувався не на навантаження від ваги ґрунту, а на систему сил, прикладених до області ґрунту, де можливе осідання. Показано більшу точність цього методу в порівнянні із завантаженням ґрунту власною вагою.

Будівлі можна захистити від просідаючих деформацій застосовуючи комплекс заходів. Тому досить актуальний аналіз НДС будівель для призначення обсягу конструктивних заходів. Розрахунок будівель рекомендується виконувати по різних плоских і просторових розрахункових моделях. Для найбільш точного розрахунку прийнятні

пластинчасті багаторівневі моделі. Розрахунок по просторових континуальних моделях при сучасному розвитку програм і комп'ютерної техніки не складає істотних проблем. У більш простих розрахункових моделях, наприклад, у вигляді системи перехресних балок, є значні недоліки. Якщо стіни мають нерівності в плані, то в місцях зламу згинальний момент дорівнює нулю, тому що жорсткість стін на крутіння має невелику величину, тобто не враховується робота перекриттів на загальний вигин.

Істотне вдосконалювання розрахунків будівель на просідаючих основах може бути зроблено введенням нових розрахункових моделей.

Сучасний стан обчислювальної техніки надає можливість використання в розрахунковій практиці моделей із тривимірною основою. Використовуючи МКЕ можна розраховувати будівлю разом із просідаючою основою за цілком прийнятний час розрахунку.

В.Г. Кравцовим [16] досліджена здатність безкаркасних будівель до сприйняття зусиль, які викликані нерівномірними вертикальними деформаціями просідаючої основи, з позицій теорії граничної рівноваги.

За останні роки був зроблений значний крок уперед у розробці розрахункових моделей будівель на просідаючих ґрунтах.

В роботах [17-21] виконані дослідження аналізу НДС системи «основа - споруда», вдосконалені методи моделювання ґрунтових основ, що взаємодіють із спорудою, що деформується. В роботі Л.А. Бартоломея [21] для розрахунку розроблений метод прогнозування НДС системи «основа - споруда» з урахуванням нелінійного деформування основи та історії його навантаження, сумісної роботи основи, фундаментів та наземної споруди, взаємовпливу споруди, яка зводиться, та існуючих поряд інженерних об'єктів у часі в складних інженерно-геологічних умовах, у тому числі на схилах місцевості.



В.А. Банах у своїх статтях [22, 23] пропонує двохетапний розрахунок будівель, що експлуатуються. На першому етапі виконується розрахунок моделі початкової будівлі з урахуванням деформацій і дефектів, отриманих в результаті обстеження, для визначення можливості реконструкції і необхідності посилення конструктивних елементів. На другому етапі виконується коригування розрахункової моделі з урахуванням заходів по реконструкції. Такий розрахунок надає можливість спрогнозувати подальшу роботу реконструйованої будівлі при можливій несприятливій зміні умов її експлуатації (наприклад, розвитку нерівномірних деформацій основи).

В.С. Шокарев і В.І. Чаплигін у своїй роботі [24] приділили увагу створенню універсальної геомеханічної моделі, і на її основі – розрахункової моделі "фундамент - ґрунтова основа", з метою її застосування при безперервному усуненні крену стрічкового фундаменту, підробленого свердловинами, і вибір способу та програмного забезпечення для автоматизованого розрахунку параметрів НДС ґрунтової основи і НДС по периметру свердловин, а також коригування традиційного способу усунення крену стрічкового фундаменту з урахуванням доопрацьованої геомеханічної моделі.

У роботі Л.С. Чухлатого [25] виконані дослідження поведінки системи «будівля – фундамент – ґрунт» при різних змінах параметрів її окремих елементів. Досліджена залежність НДС системи від: неоднорідності властивостей основи в плані і по глибині; влаштування виїмок, що примикають, і зведення сусідньої споруди; міцнісних та деформаційних характеристик ґрунту; локальної жорсткості основи і несучих конструкцій споруди.

У роботах О.Г. Шашкіна і К.Г. Шашкіна [26] розглянуті основні обчислювальні і теоретичні проблеми спільних розрахунків системи

"основа-фундамент-будівля" при моделюванні просторового масиву за допомогою МКЕ проаналізовані основні підходи до обліку нелінійних властивостей роботи ґрунту, а також складнощі, що виникають при розгляді процесу деформацій в часі. У доповіді [26] О.Г. Шашкін і К.Г. Шашкін представив програмний комплекс FEM models, який дозволяє не лише прогнозувати роботу проєктованих об'єктів і проводити багатофакторний аналіз їх поведінки, але і виконувати ретроспективний пошук причин аварійних ситуацій. В цьому програмному комплексі уперше здолані труднощі рішення тривимірних завдань спільного розрахунку.

У роботах В.Г. Шаповала [27] досліджується прогнозування осадок і кренів фундаментів на водонасиченій порохняно-глинистій основі, що перебуває під впливом змінного в часі навантаження.

В роботі [28] увага приділена особливостям деформування слабких ґрунтів та основам моделювання взаємодії споруд і основ з використанням програмного комплексу FEM models. Надаються і рекомендації по підвищенню надійності будівель, що зводяться в складних ґрунтових умовах.

У статті [29] наводиться огляд нелінійних моделей роботи ґрунту, вживаних в найбільш популярних сучасних програмах розрахунку: ідеально пружнопластичності моделі з критерієм міцності Кулона-Мора, моделі CamClay, інших різновидів шатрових моделей, моделі з подвійним зміцненням. Приведені способи перевірки достовірності результатів розрахунку з використанням нелінійних моделей. У статті викладена модель розрахунку деформацій основ, складених глинистими ґрунтами, що відповідає основним представленням фізико-хімічної механіки.

В.С. Камаєвим проведені експериментально-теоретичні дослідження [30], які дозволили виявити нелінійний характер перерозподілу зусиль

залежно від жорсткості надземних конструкцій. Ним визначено значення граничної жорсткості споруди, що обчислюється за формулою як для плоских плит, при якій відносна різниця осідань дорівнює нулю. На основі розробленої методики визначення жорсткості будівлі та обчислення граничної жорсткості плоскої плити показано, що при жорсткості будівлі більше граничної, значення осідань точок будівлі і навантажень на основу залишаються постійними. Збільшення жорсткості будівлі понад граничну величину є нераціональним за умовою спільної роботи будівлі і основи.

Роботи О.С. Городецького, Я.О. Слободяна, В.А. Баженова [31-32] присвячені створенню універсальної математичної моделі надвеликих систем «споруда – основа» із застосуваннями теорії МКЕ, суперелементів і технології паралельних обчислень для чисельного аналізу та прогнозу поведінки складних просторових систем у всьому діапазоні силових та деформаційних навантажень і впливів.

Таким чином, на підставі проведеного огляду, можна зробити висновок, що для розрахунку будівель розроблена велика кількість моделей і методів розрахунку, вибір яких залежить від мети розрахунку, ступеня відповідальності будівлі, наявного програмного забезпечення. При необхідності оцінки просадочних впливів на зміну НДС цегляної будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції можливості застосування багатьох з них обмежуються. У зв'язку зі значним збільшенням останнім часом завдань цього типу і відсутністю відповідного методичного забезпечення, потрібна розробка універсальної методики визначення зміни НДС будівлі від впливу просадочних деформацій, яка б могла ураховувати стадійність замочування, місце розташування джерела замочування та інші фактори [33].

### ***1.4 Особливості розрахунку будівель при влаштуванні прорізів***

Будівлі це складні просторові системи, частини яких сприймають різноманітні навантаження і впливи і знаходяться в різних напружених станах. Розрахунки, які виконуються при прийнятті рішень по реконструкції повинні оцінити можливий наступ граничних станів I і II груп.

У ряді випадків (наприклад, при визначенні причин деформацій і пошкоджень, що виникли, а також при проектуванні підсилення стін) виникає необхідність визначення величини і області зміни характеристик НДС, викликаних влаштуванням нових прорізів. При необхідності визначення зміни НДС несучих стін в даний час слід дотримуватися двох розрахунків і досить трудомістких обчислень. Один розрахунок стіни без нових прорізів і другий з новими прорізами. Потім в елементах стіни потрібно встановити різницю напруг і деформацій, отриманих в результаті виконаних розрахунків. Щоб отримати повну картину зміни НДС необхідно виконати такі обчислення за всіма характеристиками у всіх елементах стіни, що є досить трудомістким [1].

Питанням розрахунку будівель з влаштуванням нових прорізів присвячена робота Сіромолота Г.В. [1]. В роботі отримані експериментальні дані зміни НДС несучих стін при влаштуванні нових прорізів, досліджений вплив деяких параметрів розрахункових схем на характеристики НДС несучих стін і розроблені відповідні рекомендації, розроблена методика визначення, а також проведення досліджень зміни НДС несучих стін при влаштуванні нових прорізів.

При розрахунку будівлі, або її частин, велике значення має обґрунтований вибір методики розрахунку на основі складання по можливості найбільш достовірною і досить зручною в застосуванні розрахункової моделі.

Складність розрахунку будівлі, що представляє багатозв'язкову просторову систему з безперервними зв'язками елементів, привела до появи найрізноманітніших моделей і методів розрахунку [2 - 4], умови застосування яких залежать від цілей розрахунку, конструктивних рішень і наявного програмного забезпечення. Всі вони мають певні області застосування, які визначаються покладеними в їх основу припущеннями.

Загальне уявлення про стан методів розрахунку безкаркасних будівель представлено в роботах [4, 5]. За характером обліку просторової роботи розрахункові схеми безкаркасних будівель класифікуються на одно-, дво- і тривимірні. Найбільш проста і поширена одномірна модель будівлі у вигляді балки нескінченної або кінцевої жорсткості, розглядається в дослідженнях [6, 7]. Недоліки цієї моделі загальновідомі і полягають в оцінці напруженого стану елементів будівлі за величиною, так званих, узагальнених зусиль.

Аналогічні недоліки властиві і двовимірним схемами у вигляді системи перехресних балок або плити кінцевої або нескінченної жорсткості, хоча вони мають ряд загальновідомих переваг перед балочними схемами.

При використанні двомірних розрахункових схем у вигляді балки-стінки може бути аналіз НДС окремих поздовжніх або поперечних стін при горизонтальному і вертикальному впливі, нерівномірної деформації підстав. Даним методом можливий розрахунок НДС плоскої стіни при влаштуванні нових прорізів. Свого роду недоліком його використання є можливість розгляду тільки однієї стіни і при необхідності розгляду НДС іншої стіни потрібно рішення нової окремої завдання.

Особливості взаємодії несучих конструкцій найточніше враховуються при тривимірної розрахункової схемою, коли будівля розглядається як просторова система. Широко поширене застосування розрахункових моделей безкаркасних будівель у вигляді складових горизонтальних і вертикальних стрижнів з розподіленими зв'язками.

Розрахункові схеми у вигляді просторової (тривимірної) системи пластин або стрижнів з дискретними зв'язками в вузлах є найбільш досконалими і універсальними. При таких розрахункових схемах для розрахунку рекомендується використовувати МКЕ.

Простота і універсальність математичної трактування моделей пружних систем і можливість застосування програмних комплексів МКЕ відзначена в [8, 9]. Точність рішення може коригуватися зміною ступеня згущення сітки КЕ в рамках можливостей рахунки наявної комп'ютерної техніки. МКЕ надає можливість для створення будь-яких моделей багатоповерхових безкаркасних будівель і розрахункових схем.

У роботах [10, 11] розглядається застосування МКЕ і розрахунку будівель і споруд при їх взаємодії з основою.

В даний час МКЕ реалізований безліччю сучасних програм, серед яких найбільш поширені - вітчизняний програмний комплекс сімейства «Ліра - Windows», американські «COSMOS», «ANSYS» і т.д. Сучасні програмні кінцево-елементні комплекси надають можливість на базі потужних комп'ютерів виконати розрахунок будь-якої будівлі по досить детальної розрахунковій схемі. Проте, можливість їх використання в даний час в силу певних причин обмежена для більшості проектувальників. Крім того, на початкових етапах проектування виникає необхідність у спрощенні використовуваних розрахункових схем. Особливо важливо при цьому знати про вплив прийнятих спрощень на точність рішення. В даний час відсутні систематизовані рекомендації щодо спрощення розрахункових схем, зокрема схем внутрішніх поздовжніх стін, засновані на результатах досліджень впливу різних параметрів на зміну характеристик НДС. У деяких роботах зустрічаються окремі рекомендації щодо спрощення розрахункових схем.

Одним з найбільш важливих параметрів розрахункової схеми, що визначають точність розрахунку, є розмір КЕ. Рекомендацій по вибору розмірів КЕ для розрахунку конструкцій житлових будівель немає. У



деяких роботах зазначено лише найбільш сприятливе співвідношення сторін - до 1: 1,5, і що найкраще підходить до КЕ 1:1.

Однією з найбільш систематизованих робіт, які обґрунтовують на підставі аналізу світової практики реконструкції необхідність відновлення несучої здатності і описують існуючі методи розрахунку підсилюються залізобетонних, металевих і кам'яних конструкцій, є монографія [12].

## РОЗДІЛ 2

### ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ДОСЛІДЖЕННЯ

#### *2.1 Інженерно-геологічні умови майданчика*

Дані ґрунтових умов майданчика прийняті за матеріалами висновку про інженерно-геологічні умови на об'єкті по вул. Суворова, 4 в м. Запоріжжя, виданого Запорізькою філією ДП «УкрНДПНТВ» в 2016 році [34].

Ділянка забудови складена просідаючими ґрунтами. Підземні води залягають на глибині 19,0 м від верху земної поверхні. Потужність просідаючої товщі становить 17,0 м (без урахування насипних ґрунтів). Рельєф площадки рівний спланований.

Фізико-геологічні процеси і явища в межах майданчика спостерігаються в вигляді просадних явищ. Сумарна величина просадки при природному тиску і замочуванні від власної ваги може скласти 45 см. Тип ґрунтових умов просадки – другий [13].

#### *2.2 Характеристика будівлі*

Обстежувана будівля знаходиться у Вознесенівському районі м. Запоріжжя. Будівля розташовується всередині території, обмеженої з трьох сторін вул. Рекордною, вул. Заводською та вул. Суворова. Територія ділянки забудована одно-трьох поверховими промисловими чи цивільними будівлями. Загальний вигляд фасадів будівлі наведено на рис. 2.1...2.3.

Обстежувана будівля майстерні-складу одноповерхова прямокутної форми за планом, розташовується в осях 1-9 та рядах А-Д, та має розміри 48,0x24,0 м. Висота приміщень від відмітки підлоги до низу несучих конструкцій покриття складає 5,9...6,5 м.

Конструктивна система будівлі – каркасна, з несучими збірними залізобетонними колонами, балками та плитами покриття.



Рисунок 2.1 – Загальний вид будівлі майстерні-складу (фасад 9-3).





Рисунок 2.2 – Загальний вид будівлі майстерні-складу (фасад А-Д).





Рисунок 2.3 – Загальний вид будівлі майстерні-складу (фасад 1-9).

### ***2.3 Характеристика конструктивних елементів та технічне обстеження конструкцій***

Відповідно до вимог норм [35] виконані обстеження технічного стану конструкцій каркасу та стінового огороження будівлі майстерні-складу.

При оцінці технічного стану обстежуваних конструкцій враховувалася їхня здатність виконувати всі функції, передбачені нормативною та проектною документаціями, протягом прогнозованого терміну експлуатації будівлі [6].

З огляду на це технічний стан конструкцій будівлі можна класифікувати як:

***добрий*** - при виконанні всіх вимог проектних і діючих на момент обстеження норм і державних стандартів;

***задовільний*** - при часткових відступах від вимог за граничним станом першої групи і при таких порушеннях вимог за граничним станом другої групи, які в конкретних умовах не обмежують нормальне функціонування будівлі;

***незадовільний*** - в разі, коли для забезпечення нормальної експлуатації конструкції необхідний контроль за її станом або виконання заходів підвищують експлуатаційну надійність. В якості таких заходів може бути зниження експлуатаційного навантаження, ремонт або підсилення конструкцій.

Розглянемо результати візуального обстеження конструкцій каркасу та стінового огороження будівлі майстерні-складу.

Фундаменти - залізобетонні окремо стоячі. Для визначення конструкції фундаменту, його фактичних розмірів і глибини закладення виконано два шурфи. Глибина закладення фундаментів під зовнішніми стінами від існуючого рівня підлоги підвалу складає 1650 мм (рис. 2.4).





Рисунок 2.4 – Шурф фундаменту по вісі 2.



Рисунок 2.5 – Технічний стан зовнішніх і внутрішніх стін будівлі.

Розміри підшви фундаменту під зовнішнім рядом колон 1800x2100мм, а під середнім рядом 1800x2400мм.

Ушкодження у вигляді тріщин і деформацій фундаменту в виконаному шурфі не виявлені. Пошкодженнь конструкцій, які безпосередньо спираються на фундамент будівлі не виявлено.

Зовнішні стіни - товщиною 200 мм, з навісних панелей (рис. 2.5). Панелі першого ярусу встановлені на фундаментну балку і закріплені до колони верхніми кутами. Верхній ярус навісних стін закріплений до колон на рівні стропильних балок. Між ярусами встановлено стрічкове скління.

Технічний стан стін можна оцінити як задовільний.

Внутрішні стіни - з металевого профільованого листа (див. рис. 2.5). Стан внутрішніх стін можна оцінити як задовільний.

Колони - збірні залізобетонні перетином 400x400 мм, по середньому ряду армовані 8 стрижнями А400С діаметром 25 мм, по крайнього ряду армовані 4-ма стрижнями А400С діаметром 30 мм і 4-ма - діаметром 22 мм (рис. 2.6).

Виявлено відколи захисного шару. Пошкодженнь, пов'язаних зі зменшенням несучої здатності, зсувів з майданчиків обпирання не виявлено. Технічний стан колон покриття можна оцінити як задовільний.

Балки покриття - збірні залізобетонні двотаврові прольотом 12 м. Марка балки по серії: 2Б012-4АШВ. Балки попередньо напружені (див. рис. 2.6, 2.7, 2.8).

Виявлено відколи захисного шару. Пошкодженнь, пов'язаних зі зменшенням несучої здатності, зсувів з майданчиків обпирання і видимих оку прогинів не виявлено. Технічний стан балок покриття можна оцінити як задовільний.

Покриття - збірні залізобетонні ребристі плити прольотом 6000 мм шириною 1500 і 3000 мм (рис. 2.8).





Рисунок 2.6 – Технічний стан колон, балок та плит покриття.



Рисунок 2.7 – Маркування збірної балки покриття.



Рисунок 2.8 – Технічний стан плит покриття.



Рисунок 2.9 – Технічний стан металевої прибудови.

Пошкодженнь плит, пов'язаних зі зменшенням несучої здатності, зсувів з майданчиків обпирання і видимих оку прогинів не виявлено. Технічний стан плит покриття можна оцінити як задовільний.

Покрівля - м'яка, рулонна, з покрівлі виконане організоване водовідведення. Технічний стан покрівлі оцінено як задовільний.

Вимощення - з асфальтобетону, місцями - бетонна. У вимощення є руйнування і тріщини в місці примикання до цоколя будівлі. На частині контуру будівлі вимощення відсутнє. Необхідно виконати ремонт вимощення, дотримуючись ухилів від будівлі з метою відведення зливових вод від будівлі.

Металева прибудова - сталеві колони з труб, на яких встановлені двотаврові підкранові балки. На колонах закріплені металеві наставки з куточків, поздовжні балки з труб і прогони з швелерів. Покриття по прогонах практично відсутнє - покладений один фрагмент на двох прогонах, з ухилом, збігається з хвилею листа, тобто, хвиля перешкоджає стоку води.

Технічний стан колон і підкранових балок можна оцінити як задовільний. Несуча здатність балок повинна бути перевірена для конкретного, проектного крана.

Технічний стан елементів незакінченого покриття можна оцінити як непридатний до нормальної експлуатації.

### ***Стінове огороження по осі 9 (фасад А-Д)***

Стрічкові фундаменти під стінове огороження виконані в вигляді монолітних залізобетонних балок, які спираються на стовпчасті фундаменти. Залізобетонні балки мають розмір поперечного перетину  $V \times H = 200 \times 700$  мм. Верх балок розташований на відмітці  $+0,15$  м від рівня існуючої підлоги будівлі. З зовнішньої сторони верх балок розташований на рівні  $-0,77 \dots -1,36$  м від рівня існуючої землі (див. рис. 2.2).

При обстеженні стрічкових фундаментів тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан стрічкових фундаментів на момент обстеження - задовільний.

Стіни виконані в вигляді навісних панелей із пінобетону щільністю  $0,6 \text{ т/м}^3$  з товщиною 200 мм (див. рис. 2.2). Довжина панелей складає 6,0 м. Склад панелей по висоті будівлі (див. Додаток Б): 1,8 м + 1,2 м + 1,2 м + 1,2 м + 1,2 м + 0,9 м (1,2 м). Панелі першого ярусу (1,8 м) встановлені на фундаментні балки і закріплені до колони верхніми кутами через закладні деталі з листової сталі завтовшки 6 мм (ГОСТ 19903-91). Панелі верхніх ярусів закріплені до колон: в нижніх кутах спираються на закладні із кутників перетином 200x200x10 мм (ГОСТ 8509-93), а в верхніх кутах через закладні деталі з листової сталі завтовшки 6 мм (ГОСТ 19903-91).

При обстеженні стінових панелей тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан стінових панелей на момент обстеження - задовільний.

Віконне заповнення на фасаді відсутнє (див. Додаток Б).

Вхідні ворота виконані в просторі рядів А-Б з прорізом шириною 4100 мм, висотою на чотири яруси панелей (див. Додаток Б). Контур прорізу обрамлений двома нерівнополичковими кутниками 140x90x8 мм (ГОСТ 8510-93). Заповнення воріт профільований лист. Ділянки між воротами та колонами закладено цегляною кладкою товщиною 380 мм на висоту чотирьох ярусів панелей (див. Додаток Б).

При візуальному обстеженні елементів зовнішньої стіни в просторі рядів А-Б тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан елементів зовнішньої стіни на момент обстеження - задовільний.

### ***Стінове огородження по ряду Д (фасад 9-3)***

Стрічкові фундаменти під стінове огородження виконані в вигляді монолітних залізобетонних балок, які спираються на стовпчасті

фундаменти. Залізобетонні балки мають розмір поперечного перетину  $V \times H = 200 \times 700$  мм. Верх балок розташований на відмітці  $+0,15$  м від рівня існуючої підлоги будівлі. З зовнішньої сторони будівлі верх балок розташований на відмітці  $+0,25$  м від рівня земляною поверхні (див. рис. 2.1).

При обстеженні стрічкових фундаментів тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан стрічкових фундаментів на момент обстеження - задовільний.

Стіни виконані в вигляді навісних панелей із пінобетону щільністю  $0,6 \text{ т/м}^3$  з товщиною 200 мм (див. рис. 2.1). Довжина панелей складає 6,0 м. Склад панелей по висоті : 1,8 м + 1,2 м (вікно) + 1,2 м (вікно) + 1,2 м (вікно) + 1,2 м + 0,9 м (див. Додаток Б). Панелі першого ярусу (1,8 м) встановлені на фундаментні балки і закріплені до колони верхніми кутами через закладні деталі з листової сталі завтовшки 6 мм (ГОСТ 19903-91). Панелі наступних ярусів закріплені до колон: в нижніх кутах спираються на закладні із кутників перетином  $200 \times 200 \times 10$  мм (ГОСТ 8509-93), а в верхніх кутах через закладні деталі з листової сталі завтовшки 6 мм (ГОСТ 19903-91).

При обстеженні стінових панелей тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан стінових панелей на момент обстеження - задовільний.

Віконне заповнення на фасаді виконано на 2-му, 3-му та 4-му ярусах панелей в просторі осей 9-5 та осей 4-3 (див. Додаток Б). Каркас віконних панелей виготовлений із сталевих профілів.

При візуальному обстеженні віконних панелей встановлено, що їх технічний стан на момент обстеження – незадовільний. Конструкції панелей не відповідають вимогам енергозбереження.

Вхідні ворота виконані в просторі осей 4-5 з прорізом шириною 4100 мм, висотою на три яруси панелей (див. Додаток Б). Контур прорізу



обрамлений двома нерівнополичковими кутниками 140x90x8 мм (ГОСТ 8510-93). Заповнення воріт профільований лист. Ділянки між воротами та колонами закладено цегляною кладкою товщиною 380 мм на висоту трьох ярусів панелей (див. Додаток Б).

При візуальному обстеженні елементів зовнішньої стіни в просторі осей 4-5 тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан елементів зовнішньої стіни на момент обстеження - задовільний.

### ***Стінове огороження по ряду А (фасад 1-9)***

Стрічкові фундаменти під стінове огороження виконані в вигляді монолітних залізобетонних балок, які спираються на стовпчасті фундаменти. Залізобетонні балки мають розмір поперечного перетину  $V \times H = 200 \times 700$  мм. Верх балок розташований на відмітці +0,15 м від рівня існуючої підлоги будівлі. З зовнішньої сторони будівлі верх балок розташований на відмітці +0,3...+1,0 м від рівня існуючої землі (див. рис. 2.3).

При обстеженні стрічкових фундаментів тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан стрічкових фундаментів на момент обстеження - задовільний.

Стіни виконані в вигляді навісних панелей із пінобетону щільністю  $0,6 \text{ т/м}^3$  з товщиною 200 мм (див. рис. 2.3). Довжина панелей складає 6,0 м. Склад панелей по висоті : 1,8 м + 1,2 м (вікно) + 1,2 м (вікно) + 1,2 м (вікно) + 1,2 м + 0,9 м (див. Додаток Б). Панелі першого ярусу (1,8 м) встановлені на фундаментні балки і закріплені до колони верхніми кутами через закладні деталі з листової сталі завтовшки 6 мм (ГОСТ 19903-91). Панелі наступних ярусів закріплені до колон: в нижніх кутах спираються на закладні із кутників перетином  $200 \times 200 \times 10$  мм (ГОСТ 8509-93), а в верхніх кутах через закладні деталі з листової сталі завтовшки 6 мм (ГОСТ 19903-91).

При обстеженні стінових панелей тріщин і інших дефектів, які знижують показники міцності будівлі, не виявлено. Технічний стан стінових панелей на момент обстеження - задовільний.

Віконне заповнення на фасаді виконано на 2-му, 3-му та 4-му ярусах панелей в просторі осей 9-5 та осей 4-3 (див. Додаток Б). Каркас віконних панелей виготовлений із сталевих профілів.

При візуальному обстеженні віконних панелей встановлено, що їх технічний стан на момент обстеження – незадовільний. Конструкції панелей не відповідають вимогам енергозбереження.

#### ***2.4 Характеристика реконструкції будівлі і стінового огородження***

Характеристика реконструкції виробничої будівлі під склад канцелярських товарів полягає в наступному.

Реконструкцією передбачається перепланування 1-го поверху з влаштуванням нових перегородок. Навантаження на підлогу не перевищує  $1 \text{ т} / \text{м}^2$ .

Планується влаштування додаткового перекриття у вісях «1-9» - «А-Д». Тимчасове навантаження на перекриття приймається як для складських приміщень (канцтовари).

Також влаштовується підлога з керамічної плитки по існуючій стяжці.

Реконструкція передбачає влаштування віконних прорізів в стінах та демонтаж частини стінових панелей.

Влаштовуються додаткові конструкції скатної покрівлі та скатні конструкції навісу в осях «3-9»; «Є Ж».

Характеристика реконструкції стінового огородження будівлі майстерні-складу полягає в наступному (див. Додаток Б):

### ***Стінове огороження по осі 9 (фасад А-Д)***

Простір в рядах А-Б. Згідно проекту демонтуються існуючі ворота разом із перемичкою прорізу, виконаною із двох нерівнополічкових кутників 140x90x8 мм.

По проекту в межах існуючого ворітного прорізу на відмітці +2,72 м (низ) встановлюється перемичка із двох швелерів №14 (ГОСТ 8240-89). Вище перемички простір над прорізом заповнюється кладкою із газобетонних блоків з товщиною 400 мм. Також в просторі цієї газобетонної кладки улаштовуються два віконних прорізи з розмірами ВxН=1440x1300 мм. Нижче перемички влаштовується металопластиковий дверний блок з розмірами ВxН=4100x2200 мм.

Простір в рядах Б-Д. Згідно проекту в стінових панелях пробиваються одинадцять віконних прорізів з розмірами ВxН=1460x1320 мм та один розмірами ВxН=1020x1320 мм. Всі віконні прорізи, що пробиваються в стінових панелях, посилюються сталевими профілями.

### ***Стінове огороження по ряду Д (фасад 9-3)***

Простір в осях 9-8. Згідно проекту демонтуються усі існуючі віконні заповнення із сталевих елементів, які розташовані в трьох ярусах стінових панелей.

По проекту простір в осях 9-8 з відмітки +1,95 м до відмітки +5,55 м заповнюється кладкою із газобетонних блоків з товщиною 200 мм. В цьому просторі влаштовуються два дверних прорізи з розмірами ВxН=1000x2200 мм (верх прорізу на відмітці +2,15 м) і з розмірами ВxН=1000x2450 мм (низ прорізу на відмітці +3,5 м).

Нижній проріз влаштовується шляхом його пробивки в нижній стіновій панелі висотою 1,8 м. Проріз, що пробивається, посилюється сталевими профілями. Крім цього для забезпечення стійкості стінової панелі із горизонтальної площини перед пробивкою прорізу влаштовується стійка із двох швелерів №14 (ГОСТ 8240-89), які утворюють коробчастий



перетин. Стійка розташовується з внутрішньої сторони стінової панелі і прикріплюється знизу анкерними болтами в залізобетонній плиті підлоги, а зверху – до сталеві балки перекриття. Також до сталеві стійки закріплюються елементи підсилення прорізу, що пробивається.

Верхній проріз з відмітки +3,5 м до відмітки +5,55 м влаштовується в кладці із газобетонних блоків. З відмітки +5,55 м на 400 мм в стіновій панелі п'ятого ярусу пробивається проріз шириною 1000 мм. Влаштовуваний проріз на всю висоту посилюється сталевими профілями.

Простір в осях 8-5. Згідно проекту демонтуються усі існуючі віконні заповнення із сталевих елементів, які розташовані в трьох ярусах стінових панелей.

По проекту в осях 6-5 влаштовуються дверний проріз з розмірами  $V \times H = 2010 \times 2260$  мм (верх прорізу на відмітці +2,21 м). Проріз влаштовується шляхом його пробивки в нижній стіновій панелі висотою 1,8 м. Проріз, що пробивається, посилюється сталевими профілями. Крім цього для забезпечення стійкості стінової панелі із горизонтальної площини перед пробивкою прорізу влаштовується стійка із двох швелерів №14 (ГОСТ 8240-89), які утворюють коробчастий перетин. Стійка розташовується з внутрішньої сторони стінової панелі і прикріплюється знизу анкерними болтами в залізобетонній плиті підлоги, а зверху – до сталеві балки перекриття. Також до сталеві стійки закріплюються елементи підсилення прорізу, що пробивається.

По проекту в просторі осей 8-5 на висоту трьох ярусів стінових панелей (3600 мм) встановлюються нові віконні блоки із металопластикових профілів.

Простір в осях 5-4. Згідно проекту демонтуються існуючі ворота прольотом 4100 мм. Обрамлення контуру воріт із двох нерівнополічкових кутників 140x90x8 мм зберігається.

По проекту в межах існуючого ворітного прорізу на відмітці +3,16 м (низ) встановлюється перемичка із двох швелерів №10 (ГОСТ 8240-89). Вище перемички простір над прорізом на висоту 1100 мм заповнюється кладкою із газобетонних блоків з товщиною 400 мм. Нижче перемички на всю ширину прорізу (4100 мм) влаштовується нові віконні блоки із металопластикових профілів з розмірами  $V \times H = 2000 \times 950$  мм та  $V \times H = 2100 \times 1200$  мм. В нижній частині існуючого прорізу влаштовуються ворота з розмірами  $V \times H = 2010 \times 2210$  мм. Залишкова ділянка існуючого прорізу заповнюється кладкою із газобетонних блоків товщиною 200 мм.

Простір в осях 4-3. Згідно проекту демонтуються усі існуючі віконні заповнення із сталевих елементів, які розташовані в трьох ярусах стінових панелей.

По проекту на ділянці довжиною 2330 мм на висоту трьох ярусів стінових панелей (3600 мм) встановлюються нові віконні блоки із металопластикових профілів. Залишкова ділянка прольоту (3470 мм) з відмітки +1,95 м до відмітки +5,55 м заповнюється кладкою із газобетонних блоків товщиною 200 мм. Також в просторі цієї газобетонної кладки влаштовуються дверний блок з розмірами  $V \times H = 900 \times 1950$  мм. Верх дверного прорізу знаходиться на відмітці +5,55 м.

### ***Стінове огородження по ряду А (фасад 1-9)***

Простір в осях 2-8. Згідно проекту демонтуються усі існуючі віконні заповнення із сталевих елементів, які розташовані в трьох ярусах стінових панелей.

По проекту простір на висоту двох ярусів (2400 мм) з відмітки +1,95 м до відмітки +4,35 м заповнюється кладкою із газобетонних блоків товщиною 200 мм.

Згідно проекту в просторі на висоту ярусу стінових панелей (1200 мм) встановлюються нові віконні блоки із металопластикових профілів.

По проекту в осях 3-4 влаштовуються дверний проріз з розмірами  $B \times H = 2010 \times 2100$  мм (верх прорізу на відмітці +2,05 м). Проріз влаштовується шляхом його пробивки в нижній стіновій панелі висотою 1,8 м. Проріз, що пробивається, посилюється сталевими профілями. Крім цього для забезпечення стійкості стінової панелі із горизонтальної площини перед пробивкою прорізу влаштовується стійка із двох швелерів №14 (ГОСТ 8240-89), які утворюють коробчастий перетин. Стійка розташовується з внутрішньої сторони стінової панелі і прикріплюється знизу анкерними болтами в залізобетонній плиті підлоги, а зверху – до сталевій балки перекриття. Також до сталевій стійки закріплюються елементи підсилення прорізу, що пробивається.

## РОЗДІЛ 3

### РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ

Для оцінки несучої здатності існуючих конструкцій з врахуванням реконструкції та оцінки можливості її проведення виконані розрахунки просторової моделі виробничої будівлі.

При розрахунку використовувався програмний комплекс SCAD та LIRA-Windows версії 9.4, які реалізують метод кінцевих елементів [38]. Розрахунок будівлі проводився в лінійній постановці.

#### *3.1 Розрахунок просторової моделі будівлі*

Просторова розрахункова модель будівлі включає в себе колони та балки поперечних рам, стрічкові фундаменти у вигляді стержньових елементів, а також плити покриття, перекриття, стінові панелі, стовпчасті фундаменти, які моделювалися пластинчастими елементами. Досліджувався напружено-деформований стан конструкцій будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції.

При розрахунку використовувався програмний комплекс SCAD, який реалізує метод кінцевих елементів [38]. Розрахунок будівлі проводився по просторовій моделі.

Розрахункова схема будівлі у вісях 1-9 рядах А-Д з урахуванням передбачуваної реконструкції приведена на рис. 3.1, у вісях 1-3 рядах А1-К1 приведена на рис. 3.2.

Жорсткісні характеристики були задані, виходячи з реальних властивостей матеріалів фундаментів, колон, балок, стінових панелей, плит перекриття та покриття.

Навантаження прикладалися від власної ваги стінових панелей, перекриття і покриття. Власна вага стінових панелей розраховувався, виходячи з їх товщини і щільності пінобетону. Власна вага перекриття

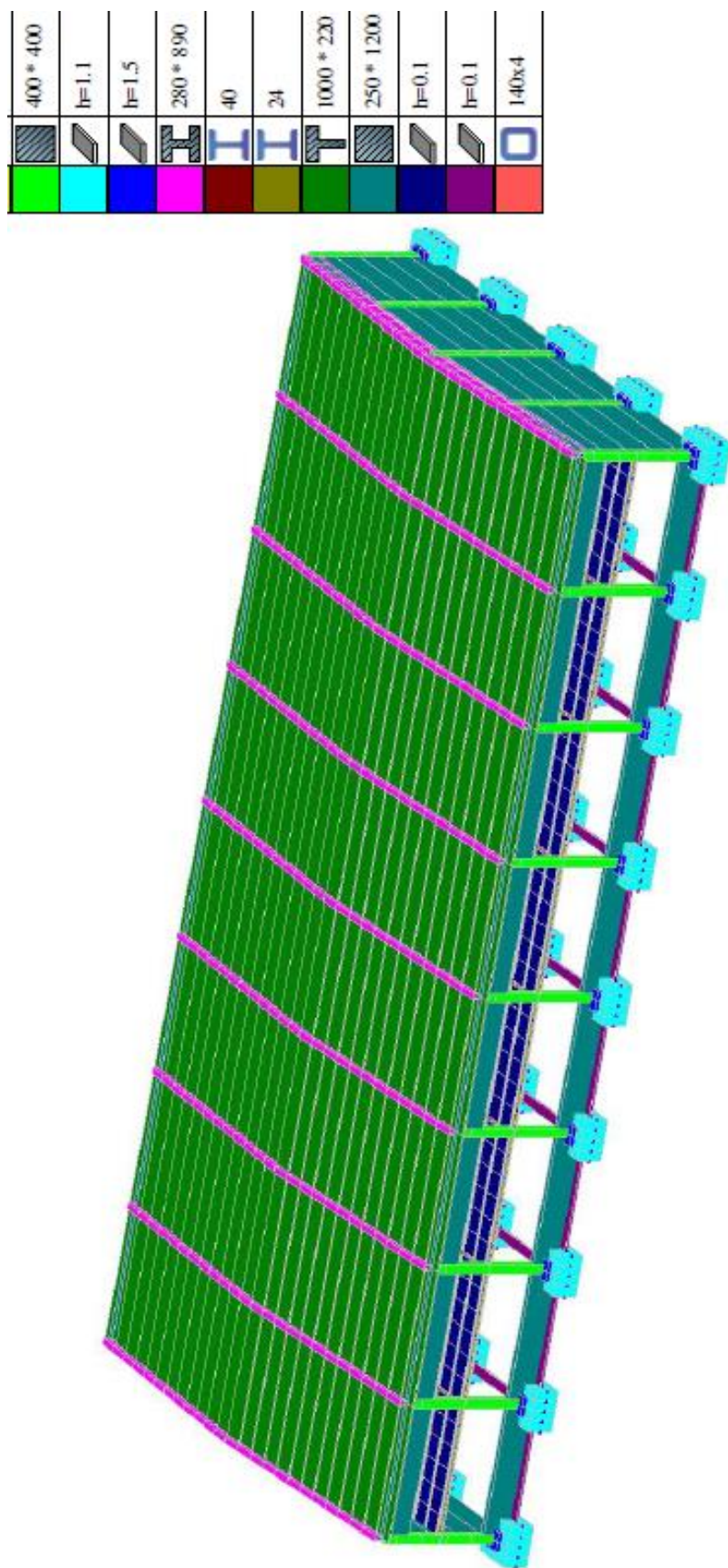


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема будівлі у вісях 1-9 рядах А-Д.

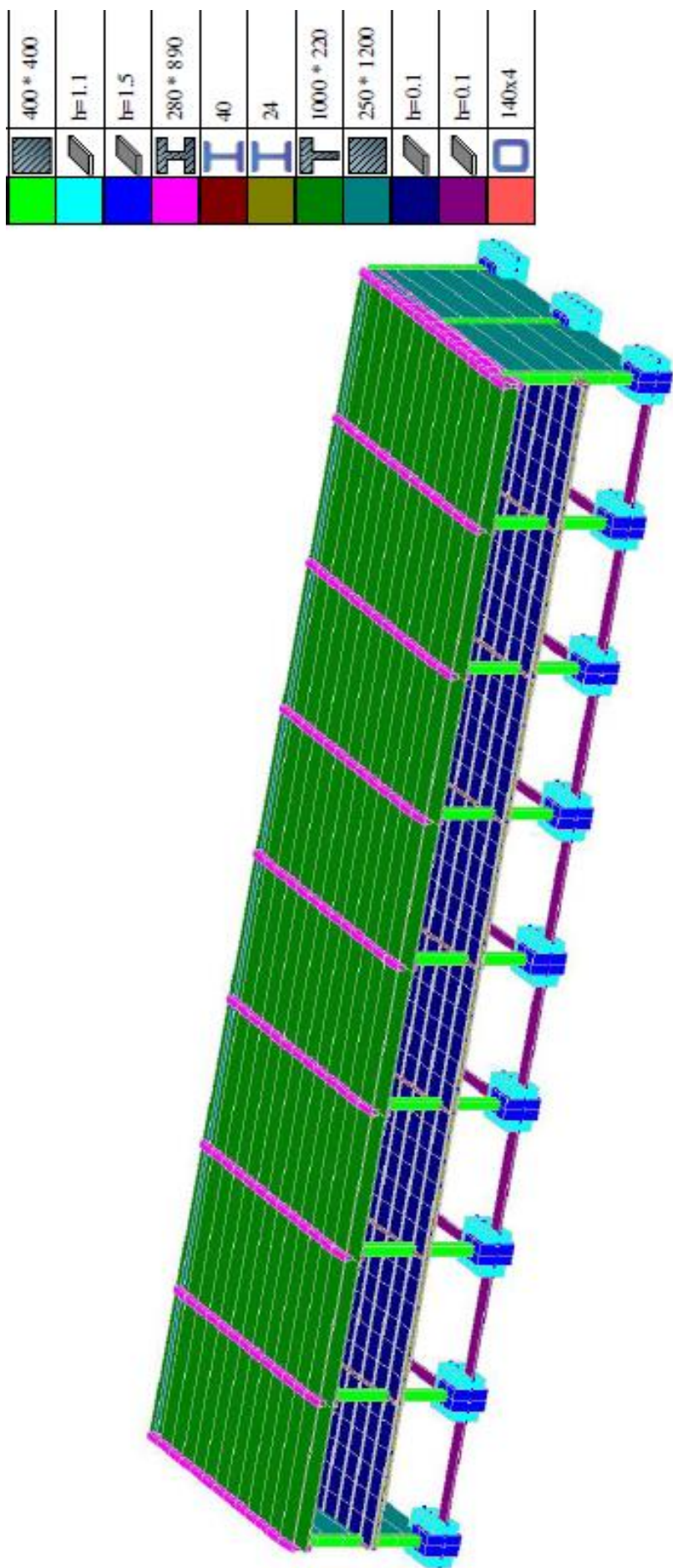


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема будівлі у вісях 1-3 рядах А1-К1.

розраховувалася, виходячи зі складу підлоги в приміщеннях. Прикладалось також корисне навантаження на перекриття будівлі, вітрове навантаження на стіни та снігове навантаження на покриття [37].

Збір навантажень на перекриття приведено у табл. 3.1. Збір навантаження на покриття будівлі виконаний в табличній формі і наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1 - Навантаження на 1м<sup>2</sup> перекриття

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характ. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	Монолітна з.б. плита	2,5	100	0,2500	1,1	0,2750
2	Керамзитовий гравій	0,6	80	0,0480	1,3	0,0624
3	Цементно-піщана стяжка	1,8	30	0,0540	1,3	0,0702
4	Керамічна плитка	1,8	20	0,0360	1,3	0,0468
5	Перегородки	-	-	0,0050	1,2	0,0600
6	Корисне навантаження	-	-	0,4000	1,2	0,4800
	Разом					0,9944

Таблиця 3.2 - Навантаження на 1м<sup>2</sup> покриття

№	Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характ. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
1	Підшивка	-	-	0,0300	1,1	0,0315
2	Утеплювач - полістиролбетон	0,3	200	0,0600	1,2	0,0720
3	Підкладний килим	0,6	3	0,0018	1,2	0,0022
4	Рубероїд	0,6	2	0,0012	1,2	0,0014
5	Снігове навантаження	-	-	0,1200	1,14	0,1370
	Разом					0,2441

Розрахункове значення снігового навантаження відповідно до вимог норм [37] визначалося за формулою

$$S_m = s_o \cdot C \cdot \gamma_{fm} ;$$

де:  $s_o$  – характеристичне значення навантаження від ваги снігового покриву, т/м<sup>2</sup>;

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 0,5;$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покриття;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

$\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження, визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$ . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ .

$$\gamma_{fm} = 1,14 \text{ при } T_{ef} = 100 \text{ років.}$$

$$\mu = 1, \text{ так як } \alpha = 30^\circ \text{ – ухил покрівлі.}$$

При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт

$$C_e = 1; \quad C_{alt} = 1;$$

$$S_m = s_o \cdot C \cdot \gamma_{fm} = 0,12 \cdot 1 \cdot 1,14 = 0,137 \text{ м/м}^2;$$

Розрахункове значення вітрового навантаження визначалося відповідно до вимог норм [37] за формулою

$$w_m = \gamma_{fm} w_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження;

$w_0$  – характеристичне значення вітрового тиску;

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

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

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт,  $C_{aer} = 0,8$ ;

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди,  $C_h = 1,55$  для IV типу місцевості;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти,  $C_{alt} = 1$ ;



- $C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу,  $C_{rel} = 1$ ;  
 $C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку,  $C_{dir} = 1$ ;  
 $C_d$  - коефіцієнт динамічності,  $C_d = 1$ .

$$C = 0,8 \cdot 1,55 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,24$$

$$C' = 0,5 \cdot 1,55 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,775$$

$$w_m = 1,14 \cdot 0,05 \cdot 1,24 = 0,071 m / m^2$$

$$w'_m = 1,14 \cdot 0,05 \cdot 0,775 = 0,044 m / m^2$$

Всього при розрахунку враховувалось 5 схем завантажень:

1. Постійні навантаження від власної ваги конструкцій.
2. Корисне навантаження на перекриття, що вбудовується.
3. Снігове навантаження.
4. Вітрове навантаження (зі сторони торця будівлі).
5. Вітрове навантаження (зі сторони бокового фасаду).

В результаті статичного розрахунку отримані розрахункові поєднання зусиль. Обчислення розрахункових сполучень зусиль проводиться на підставі критеріїв, характерних для відповідних типів кінцевих елементів - стрижнів. В якості таких критеріїв прийняті екстремальні значення напруг в характерних точках поперечного перерізу елемента. При розрахунку враховуються вимоги нормативних документів і логічні зв'язки між завантаженими. Основою вибору невідгідних розрахункових сполучень зусиль служить принцип суперпозиції. З усіх можливих поєднань, відбираються ті РСУ, які відповідають максимальному значенню деякої величини, обраної в якості критерію і залежної від всіх компонентів напруженого стану.

За результатами розрахунку обчислена необхідна площа арматури в колонах перерізом 400x400 мм. В розрахунку прийнятий бетон класу С16/20, поздовжня арматура класу А400С, поперечна – А240С, крок поперечної арматури прийнятий 100 мм. На рис. 3.3 нижче показано розташування арматури щодо перетину колон.

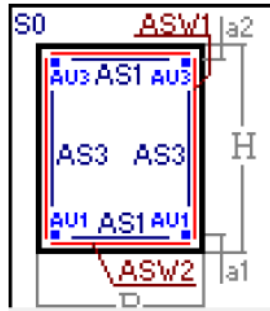


Рисунок 3.3 – Схема розташування поздовжньої та поперечної арматури в колонах.

Значення необхідних площ поздовжньої і поперечної арматури в колонах показані на рис. 3.4.

Виконано порівняння необхідного армування з фактично встановленим при обстеженні конструкцій. Максимальне значення площі необхідного армування склало  $14 \text{ см}^2$ . Фактично встановлена площа армування складає  $39,27 \text{ см}^2$  і  $37,13 \text{ см}^2$ , в середніх і крайніх колонах відповідно.

Площа необхідного армування колон фахверка склала  $7 \text{ см}^2$ . Мінімальне армування колон фахверка з розмірами поперечного перерізу  $400 \times 400 \text{ мм}$  становить  $4 \Theta 16$ , що становить  $8,7 \text{ см}^2$ . Фактично встановлена площа армування більша за необхідну.

### ***3.2 Розрахунок додаткових осідань, які виникають під фундаментами будівлі від впливу проектованої реконструкції***

При влаштуванні вбудованого поверху збільшується навантаження на існуючі фундаменти, яке може викликати додаткові осідання і крен. Виконано розрахунок додаткових осідань, що виникають під фундаментами існуючої будівлі від впливу проектованої реконструкції.

Розрахунок виконувався за програмою КРОС, призначеної для розрахунку осідань основи і визначення коефіцієнтів постелі для плитних фундаментів.

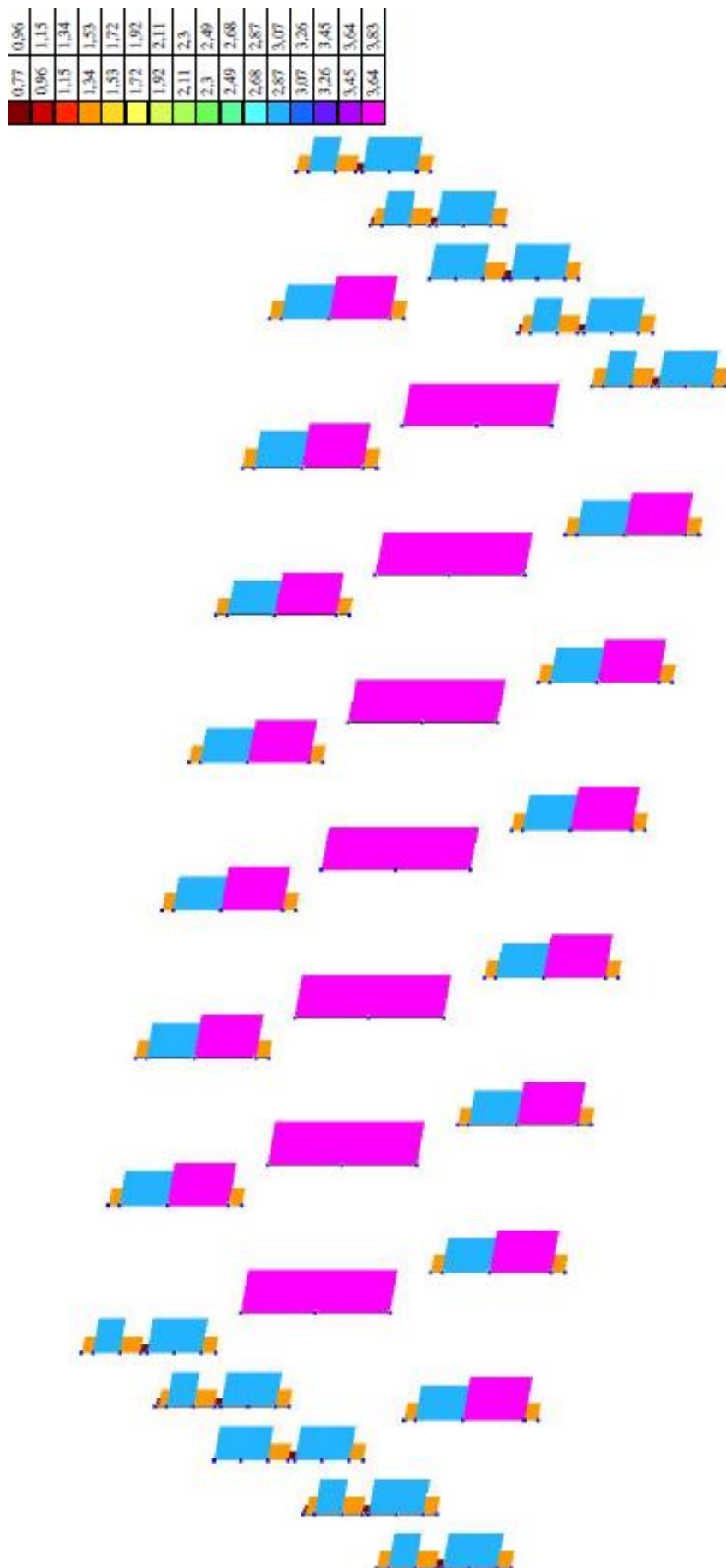


Рисунок 3.4 – Результати необхідного армування колон.

Програма імпортує інформацію про конфігурацію і навантаження на фундаменти з розрахунку, попередньо виконаного за програмою SCAD.

У програмі КРОС характеристики ґрунту задані за результатами інженерно-геологічних вишукувань [34]. При завданні даних товща, що стискається спеціально не обмежувалася, для того щоб отримати її розрахункову величину.

Розрахунок виконувався в лінійній постановці на дію чотирьох завантажень:

1. Власна вага.
2. Постійне навантаження.
3. Корисне навантаження.
4. Снігове навантаження.

В результаті розрахунку отримані тиск під подошвою фундаменту від діючих навантажень та осідання основи (рис. 3.5...3.6).

Величина максимального додаткового осідання становить 4,5 см, нерівномірність осідань - 0,0003, що менше, ніж максимально допустимих значень для будівель такого типу.

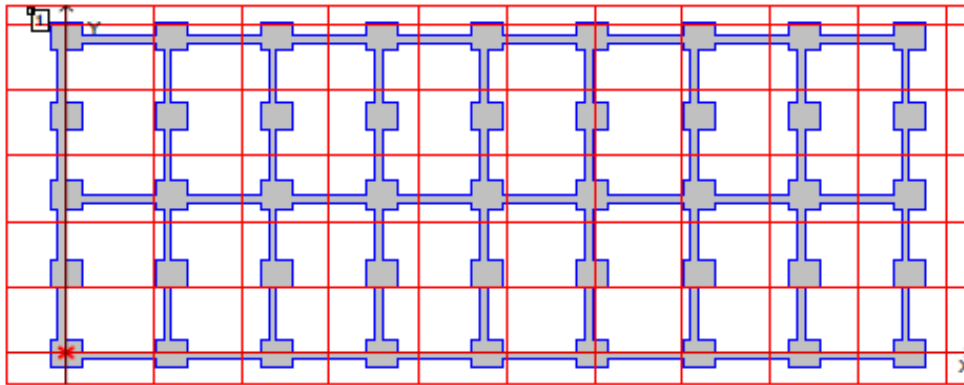
Отримані в результаті розрахунку додаткові осідання від влаштування додаткового поверху і проекрованої реконструкції незначні і складають 4,5 см, що менше гранично допустимих значень.

### ***3.3 Обчислення розрахункового опору ґрунту під подошвою фундаменту після проведення реконструкції***

Виконано перевірку несучої здатності фундаментів під несучими колонами, після виконання реконструкції і влаштуванням вбудованого поверху. Розрахунки і результати розрахунку наведені на рис. 3.7...3.8.

Розрахунком встановлено, що після проведення проекрованої реконструкції тиск під подошвою самих навантажених фундаментів по ряду «В» в середньому становить 23,5 т / м<sup>2</sup>, що менше розрахункового опору ґрунту основи 23,8 т / м<sup>2</sup>.

## Схема площадки



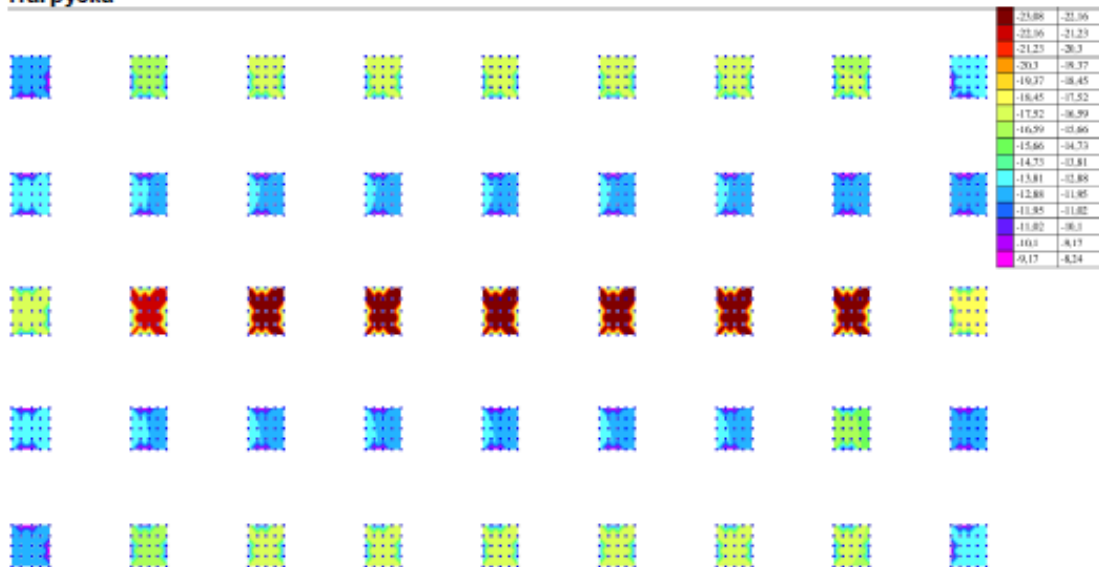
## Список грунтов

Наименование	Удельный вес, Т/м <sup>3</sup>	Модуль деформации, Т/м <sup>2</sup>	Модуль упругости, Т/м <sup>2</sup>	Коэффициент Пуассона	Коэффициент переуплотнения	Давление переуплотнения, Т/м <sup>2</sup>
2	1,5	640	5333,333	0,3	1	0
3	1,58	3030	25250	0,3	1	0
4	1,6	620	5166,667	0,3	1	0
5	1,56	2240	18666,667	0,3	1	0

## Список скважин

Наименование	Координаты, м		Описание скважин		
			Грунт	Отметка верхней границы, м	Скачок эффект. напряж., Т/м <sup>2</sup>
1) 1	-1,992	25,968			
			2	-1,5	0
			3	-5	0
			4	-10,2	0
			5	-14,5	0

## Нагрузка



Отметка подошвы фундаментной плиты -1,6 м

Нижняя отметка сжимаемой толщи определяется в точке с координатами: (-0,034;0,017) м

Рисунок 3.5 – Розрахунок осідань фундаментів.

### Результаты расчета

Минимальное значение коэффициента постели  $0,003 \text{ Т/м}^3$

Максимальное значение коэффициента постели  $920,563 \text{ Т/м}^3$

Среднее значение коэффициента постели  $350,239 \text{ Т/м}^3$

Среднеквадратичное отклонение коэффициента постели  $0,042$

Отметка сжимаемой толщи определялась в точке с координатами  $(-0,034;0,017) \text{ м}$

Нижняя отметка сжимаемой толщи в данной точке  $-6,82 \text{ м}$

Толщина слоя сжимаемой толщи в данной точке  $5,22 \text{ м}$

Максимальная осадка  $4,765 \text{ см}$

Средняя осадка  $1,982 \text{ см}$

Крен фундаментной плиты  $0,002 \text{ град}$

Суммарная нагрузка  $2797,826 \text{ Т}$

Объем извлеченного грунта  $29,405 \text{ м}^3$

### Осадка

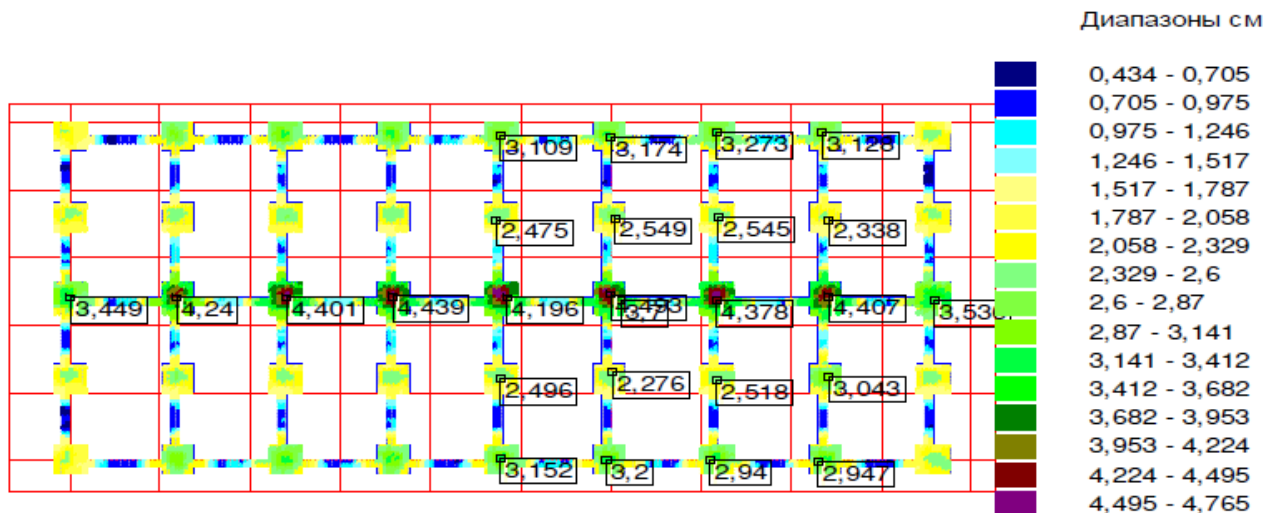
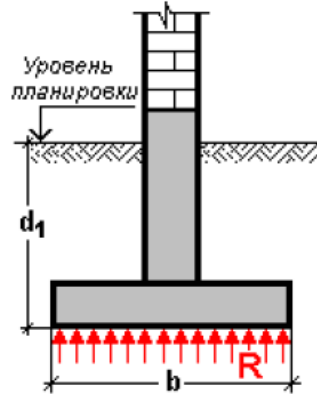


Рисунок 3.6 – Результати осідань фундаментів.



Расчет выполнен по ДБН В.2.1-10-2009



Расчетные характеристики грунта определены непосредственным испытанием

Коэффициенты условий работы

$$g_{r1} = 1,25$$

$$g_{r2} = 1$$

Ширина подошвы фундамента  $b$  2,1 м

Расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента  $c_{II}$  1,8 Т/м<sup>2</sup>

Угол внутреннего трения  $f_{II}$  19 град

Глубина заложения фундамента от уровня планировки  $d_1$  1,65 м

Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента  $g_I$  1,6 Т/м<sup>3</sup>

Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента  $g_{II}$  1,6 Т/м<sup>3</sup>

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  23,841 Т/м<sup>2</sup>

Рисунок 3.8 – Граничний середній тиск при розрахунку деформацій.

Таким чином, тиск під підшовами фундаментів після реконструкції менше допустимого, але знаходиться на межі несучої здатності.



### **3.4 Розрахунок стінового огородження**

Для оцінки можливості реконструкції стінового огородження майстерні-складу були виконані розрахунки плоских моделей фрагментів стін будівлі з урахуванням пробивки в них віконних та дверних прорізів та посиленні їх сталевими профілями.

#### **3.4.1 Стінове огородження по осі 9 (фасад А-Д)**

Розрахункова модель включає у себе моделювання стіни у вигляді пластинчатих елементів, а також перемички, елементи підсилення прорізів, що пробиваються, у вигляді стрижньових елементів. Досліджувався напружено-деформований стан конструкцій стіни будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції.

При розрахунку використовувався програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4, який реалізує метод кінцевих елементів [38].

Розрахункова схема стінового огородження по осі 9 з урахуванням передбачуваної реконструкції приведена на рис. 3.9.

При розрахунку стінового огородження враховувалися наступні елементи посилення прорізів:

1. В просторі рядів А-Б в межах існуючого ворітного прорізу на відмітці +2,72 м (низ) перемичка із двох швелерів №14 (ГОСТ 8240-89).

2. Пробивані прорізи прольотами 1020 мм і 1460 мм в стінових панелях товщиною 200 мм в просторі рядів Б-Д в рівні першого та другого ярусів: перемички - з двох рівнополічкових кутників 100x8 мм (ГОСТ 8509-93), бічні стійки і підпрорізні елементи - з двох рівнополічкових кутників 75x6 мм (ГОСТ 8509-93).

Жорсткісні характеристики були задані, виходячи з реальних властивостей матеріалів стінових панелей, а також сталевих елементів підсилення прорізів.

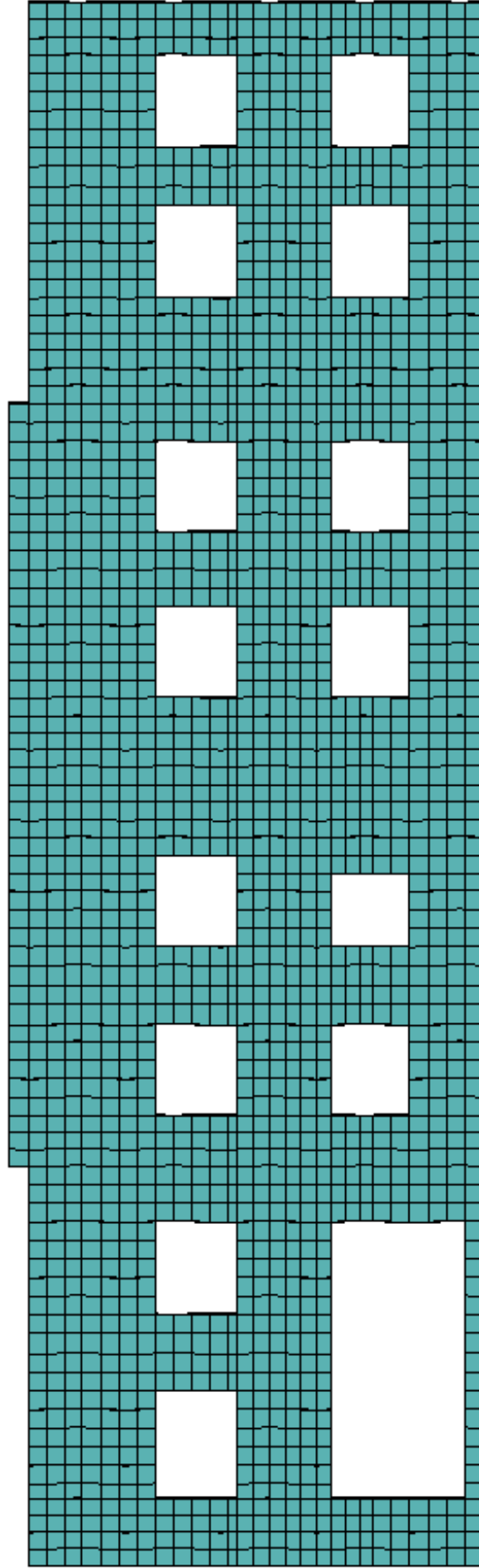


Рисунок 3.9 – Розрахункова схема стінового огородження по осі 9 (фасад А-Д).

Навантаження прикладалися від власної ваги стін. Власна вага стін розраховувався, виходячи з їх товщини і щільності пінобетону, газобетону та цегли.

За результатами статичного розрахунку отримано розподіл головних стискаючих і розтягуючих напружень в стіновому огороженні будівлі по осі 9 з прорізами, що пробиваються і посилюються (рис. 3.10... 3.11).

За результатами розрахунку стінового огороження по осі 9 (фасад А-Д) із пінобетону з товщиною 200 мм встановлено, що при влаштуванні в ньому одинадцяти віконних прорізів шириною 1460 мм і одного шириною 1020 мм з їх посиленням сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (див. рис. 3.10 і див. рис. 3.11) складають, відповідно  $18,0 \text{ т/м}^2$  і  $5,4 \text{ т/м}^2$ .

Так як несуча здатність стін з пінобетонних панелей на стиск становить  $160 \text{ т/м}^2$ , а на розтяг -  $16 \text{ т/м}^2$  [39], то можна зробити висновок, що несуча здатність стінового огороження достатня для сприйняття навантажень з урахуванням передбачуваної реконструкції при пробиванні в ньому прорізів і за умови їх посилення сталевими профілями.

За результатами розрахунку стінового огороження будівлі отримані епюри згинальних моментів  $M_u$ , поздовжніх сил  $N$  та поперечних сил  $Q$  в сталевих елементах посилення прорізів, що пробиваються. На рис. 3.12...3.14 наведені епюри згинальних моментів, поздовжніх та поперечних сил в сталевих елементах посилення прорізів у стіновому огороженні по осі 9.

Отримані в результаті статичного розрахунку стінового огороження зусилля і їх розрахункові сполучення в елементах обрамлення прорізів використовувалися для перевірки достатності їх перетинів.

Експертиза достатності перетинів виконується за допомогою програмного модуля LIRA-STK комплексу LIRA-Windows 9.4 [38], в якому реалізовані основні положення розрахунку сталевих конструкцій [40].

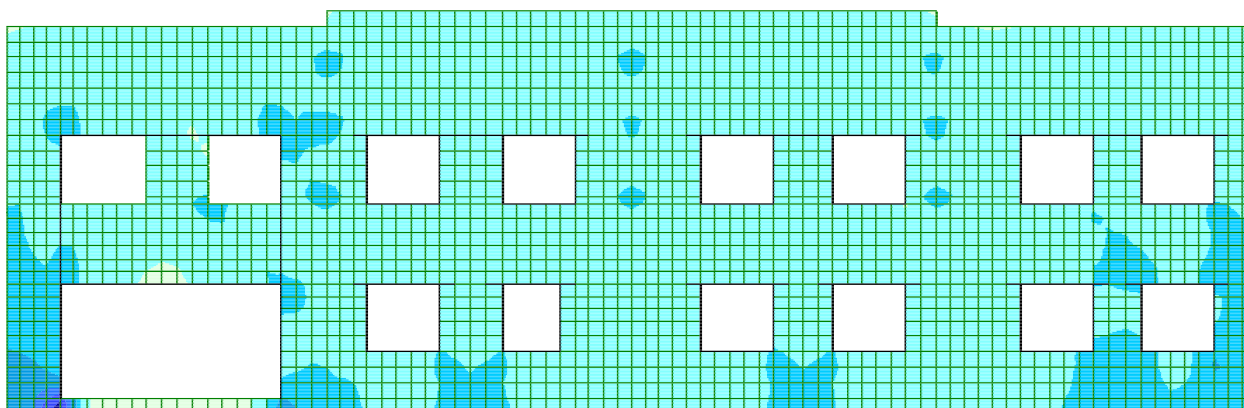
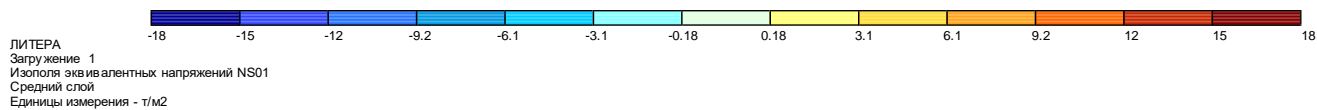


Рисунок 3.10 – Изополю головних стискуючих напружень в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д).

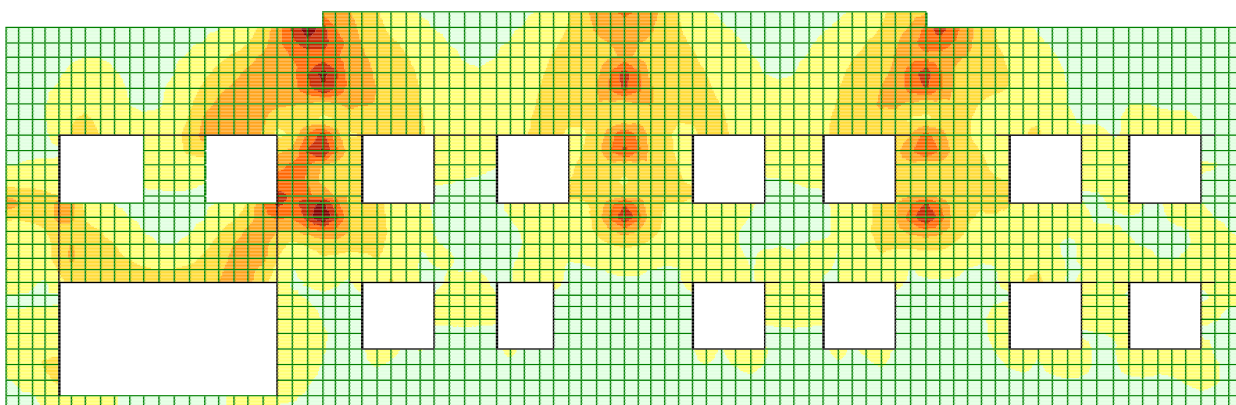
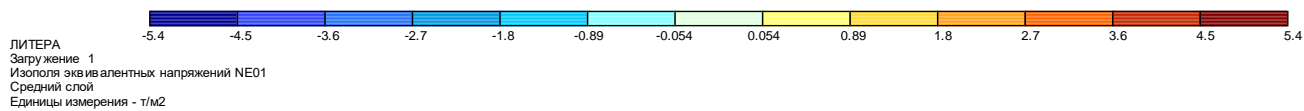


Рисунок 3.11 – Изополю головних розтягуючих напружень в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д).

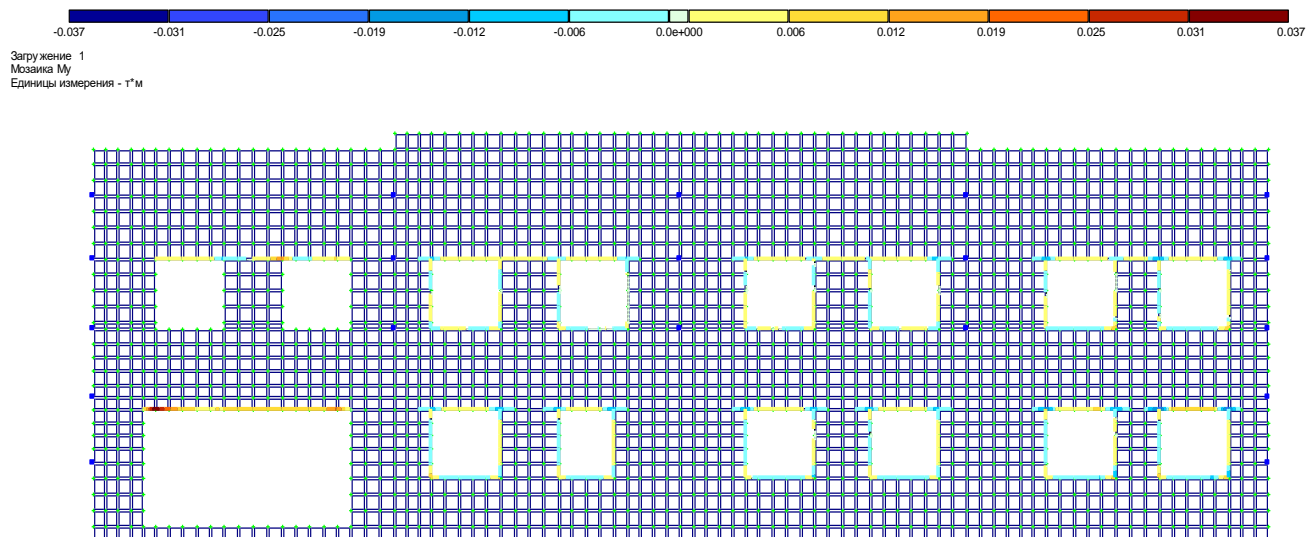


Рисунок 3.12 – Епюри згинальних моментів в елементах посилення прорізів в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д).

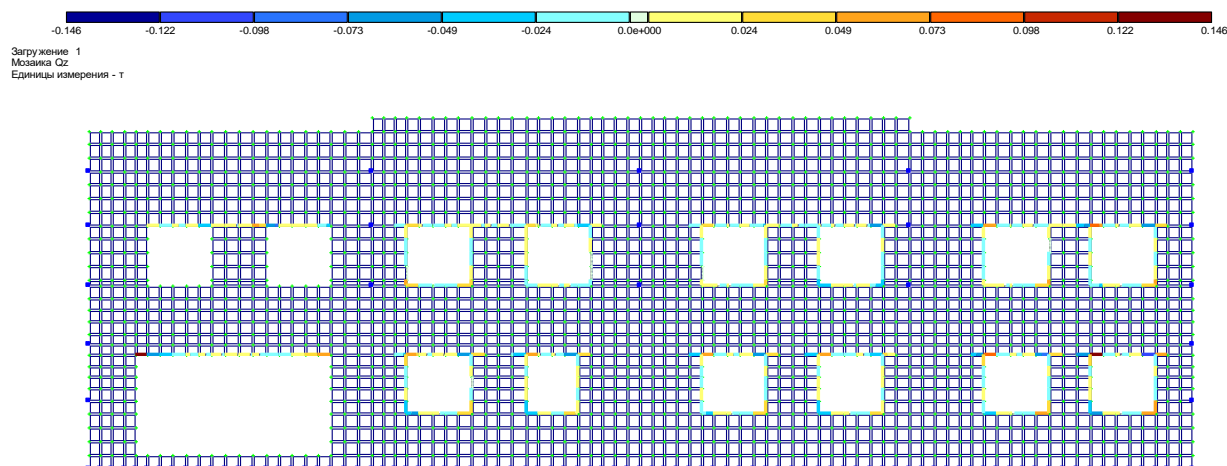


Рисунок 3.13 – Епюри поперечних сил в елементах посилення прорізів в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д).

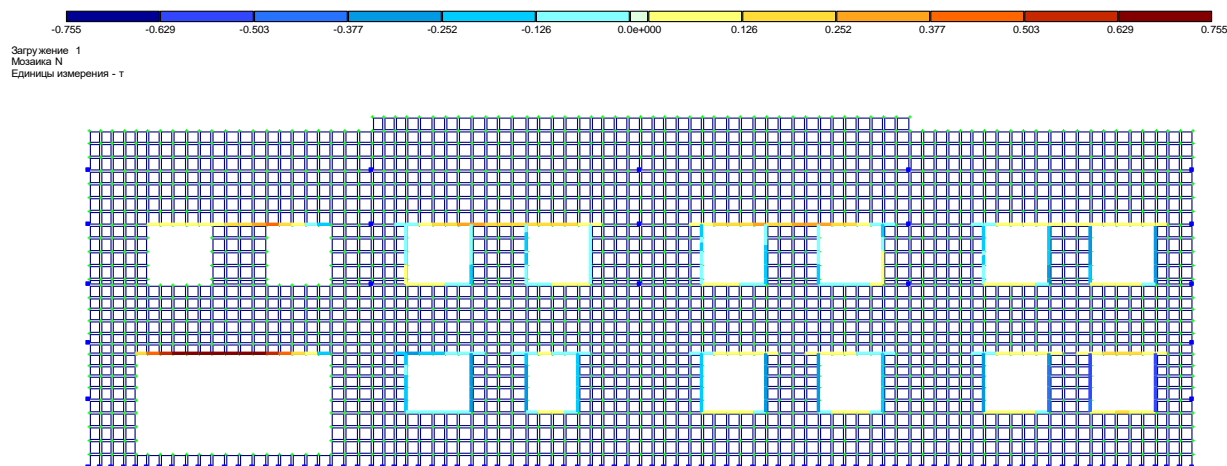


Рисунок 3.14 – Епюри поздовжніх сил в елементах посилення прорізів в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д).

Результати перевірки сталевих елементів посилення прорізів що пробиваються у стіновому огороженні по осі 9 для I і II групи граничних станів наведені на рис. 3.15 і рис. 3.16.

Експертиза показала, що перетини елементів посилення прорізів достатні для сприйняття діючих зусиль. Так, в найбільш навантажених елементах посилення прорізів відсоток використання перетинів становить 1,6% по першій групі граничних станів (див. рис. 3.15), а при перевірці за другою групою граничних станів – 50,4% (див. рис. 3.16).

### ***3.4.2 Стінове огороження по ряду Д (фасад 9-3)***

Розрахункова модель включає у себе моделювання стіни у вигляді пластинчатих елементів, а також перемички, елементи підсилення прорізів, що пробиваються, у вигляді стрижньових елементів. Досліджувався напружено-деформований стан конструкцій стіни будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції.

При розрахунку використовувався програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4, який реалізує метод кінцевих елементів [38].

Розрахункові схеми фрагментів стінового огороження по ряду Д в осях 9-8 та в осях 6-4 з урахуванням передбачуваної реконструкції приведені на рис. 3.17 та рис. 3.18.

#### Простір в осях 9-8.

При розрахунку фрагменту стінового огороження враховувалися наступні елементи посилення прорізів:

1. Нижній пробиваний проріз прольотом 1000 мм в стіновій панелі товщиною 200 мм в рівні першого ярусу: перемички - із двох швелерів №10 (ГОСТ 8240-89), бічні стійки - з двох рівнополичкових кутників 75x6 мм (ГОСТ 8509-93), підпрорізні елементи - з двох рівнополичкових кутників 50x5 мм (ГОСТ 8509-93).

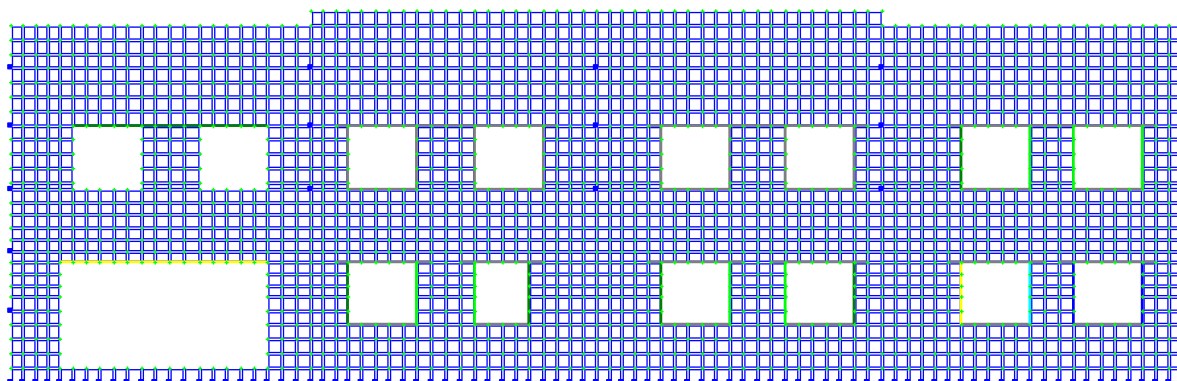


Рисунок 3.15 – Результаты экспертизы элементов усиления прорізів в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д) по I групі граничних станів.

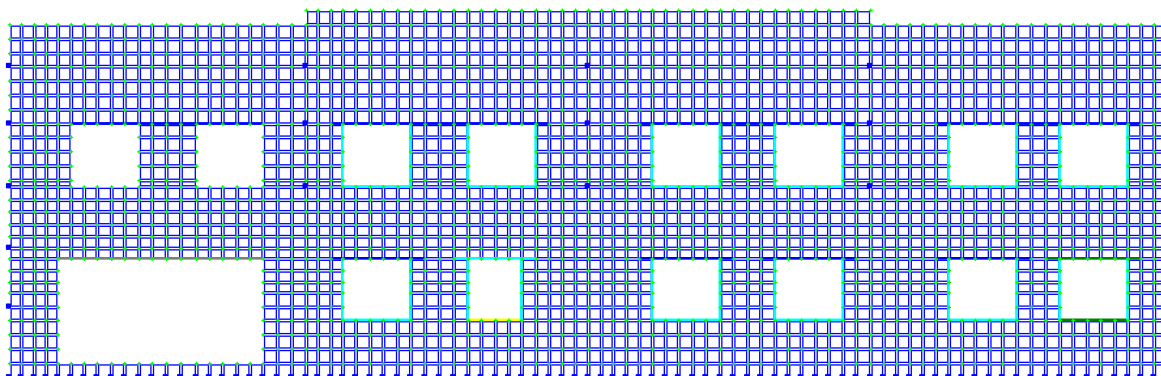


Рисунок 3.16 – Результаты экспертизы элементов усиления прорізів в стіновому огороженні по осі 9 (фасад А-Д) по II групі граничних станів.

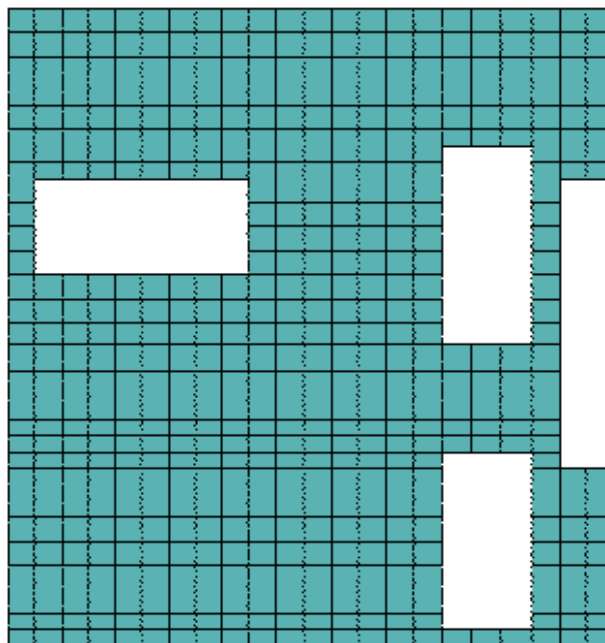


Рисунок 3.17 – Розрахункова схема фрагменту стінового огородження по ряду Д в осях 9-8.

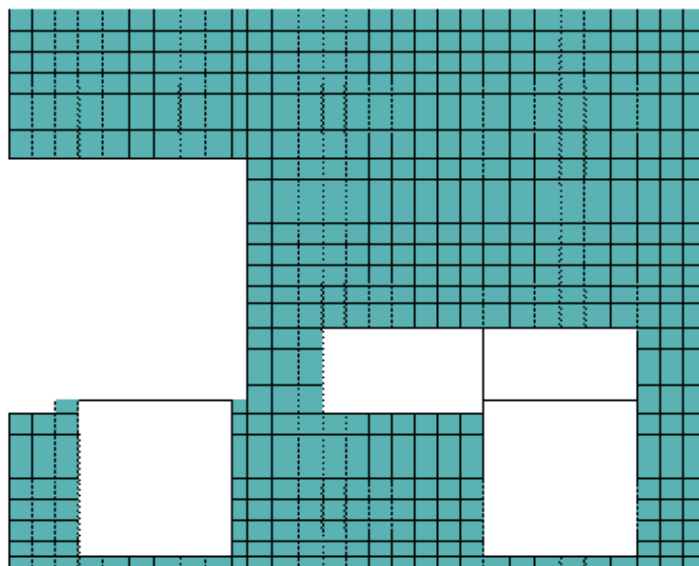


Рисунок 3.18 – Розрахункова схема фрагменту стінового огородження по ряду Д в осях 6-4.



2. Верхній пробиваний проріз прольотом 1000 мм в стіновій панелі товщиною 200 мм: перемички - з двох рівнополичкових кутників 100x8 мм (ГОСТ 8509-93), бічні стійки - з двох рівнополичкових кутників 75x6 мм (ГОСТ 8509-93); підпрорізні елементи - з двох рівнополичкових кутників 50x5 мм (ГОСТ 8509-93).

#### Простір в осях 6-4.

При розрахунку фрагменту стінового огороження враховувалися наступні елементи посилення прорізів:

1. Пробиваний проріз прольотом 2010 мм в стіновій панелі товщиною 200 мм: перемички - із двох швелерів №10 (ГОСТ 8240-89), бічні стійки - з двох рівнополичкових кутників 75x6 мм (ГОСТ 8509-93), підпрорізні елементи - з двох рівнополичкових кутників 50x5 мм (ГОСТ 8509-93).

2. В межах існуючого ворітного прорізу на відмітці +3,16 м (низ) перемичка із двох швелерів №10 (ГОСТ 8240-89), на відмітці +2,21 м (низ) перемичка із гнutoзамкнутого зварного квадратного профілю перетином 80x3 мм (ГОСТ 30245:2003), стійка із двох рівнополичкових кутників 100x8 мм (ГОСТ 8509-93).

Жорсткісні характеристики були задані, виходячи з реальних властивостей матеріалів стінових панелей, а також сталевих елементів підсилення прорізів.

Навантаження прикладалися від власної ваги стін. Власна вага стін розраховувався, виходячи з їх товщини і щільності пінобетону, газобетону та цегли.

За результатами статичних розрахунків отримано розподіли головних стискаючих і розтягуючих напружень в фрагментах стінового огороження будівлі по ряду Д з прорізами, що пробиваються і посилюються (рис. 3.19... 3.22).

За результатами розрахунків фрагментів стінового огороження по ряду Д із пінобетону з товщиною 200 мм встановлено, що при влаштуванні

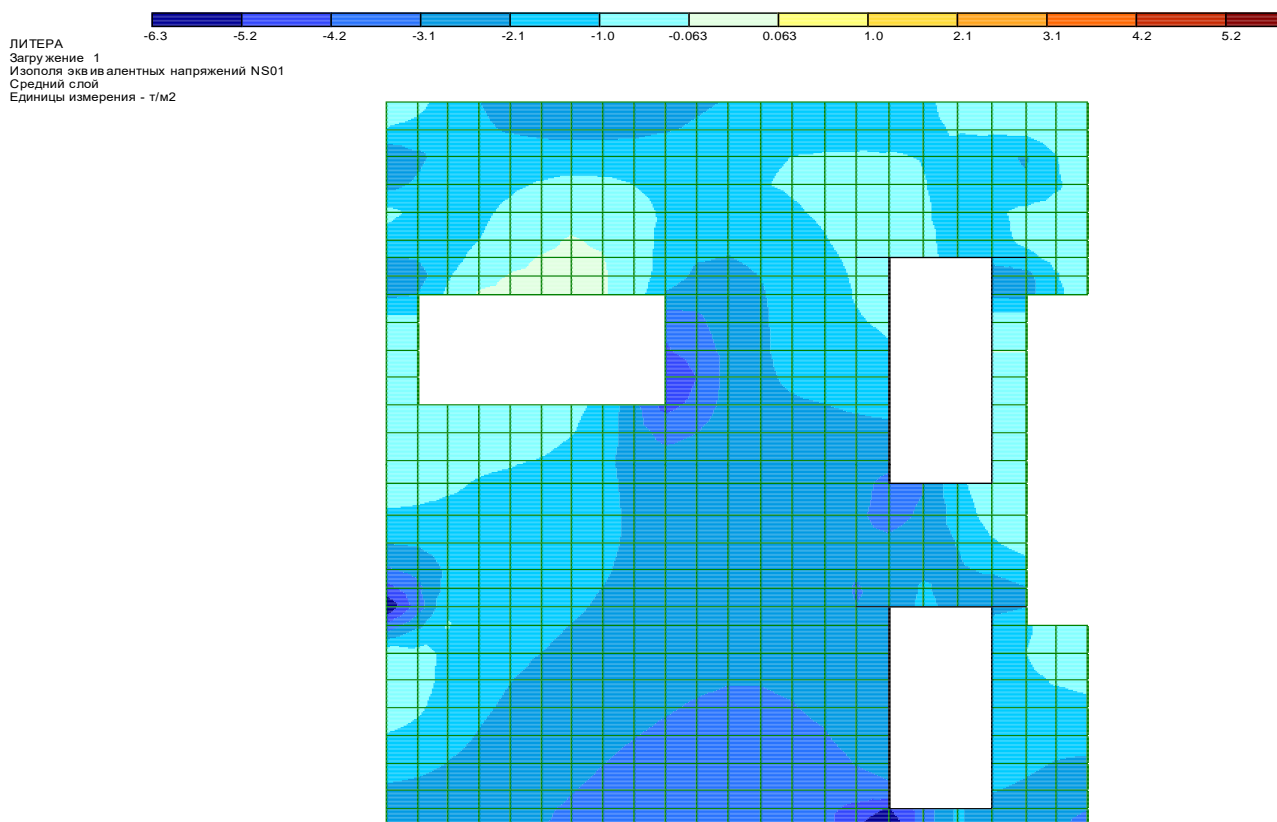


Рисунок 3.19 – Изополю головных стискующих напряжений в фрагменте стенового огорождения по ряду Д (оси 9-8).

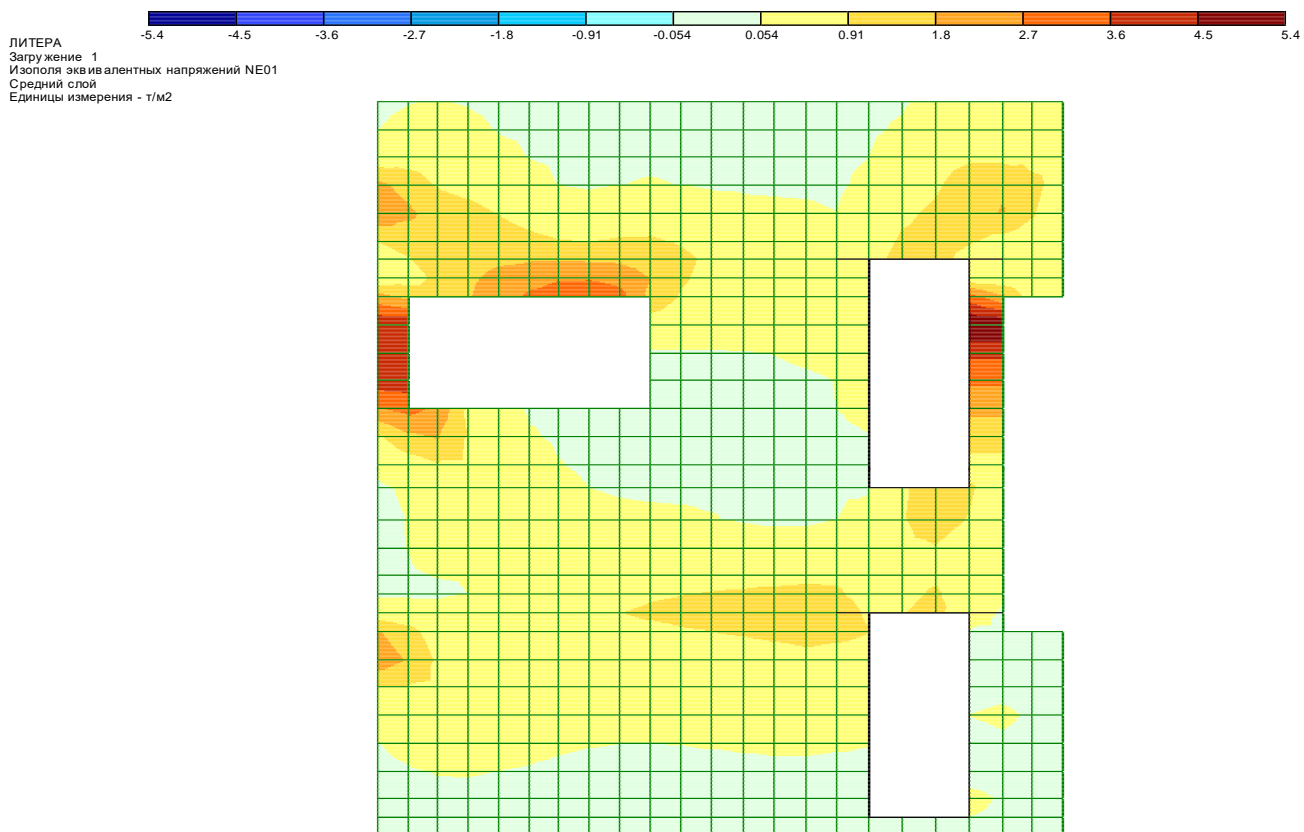


Рисунок 3.20 – Изополю головных растягивающих напряжений в фрагменте стенового огорождения по ряду Д (оси 9-8).

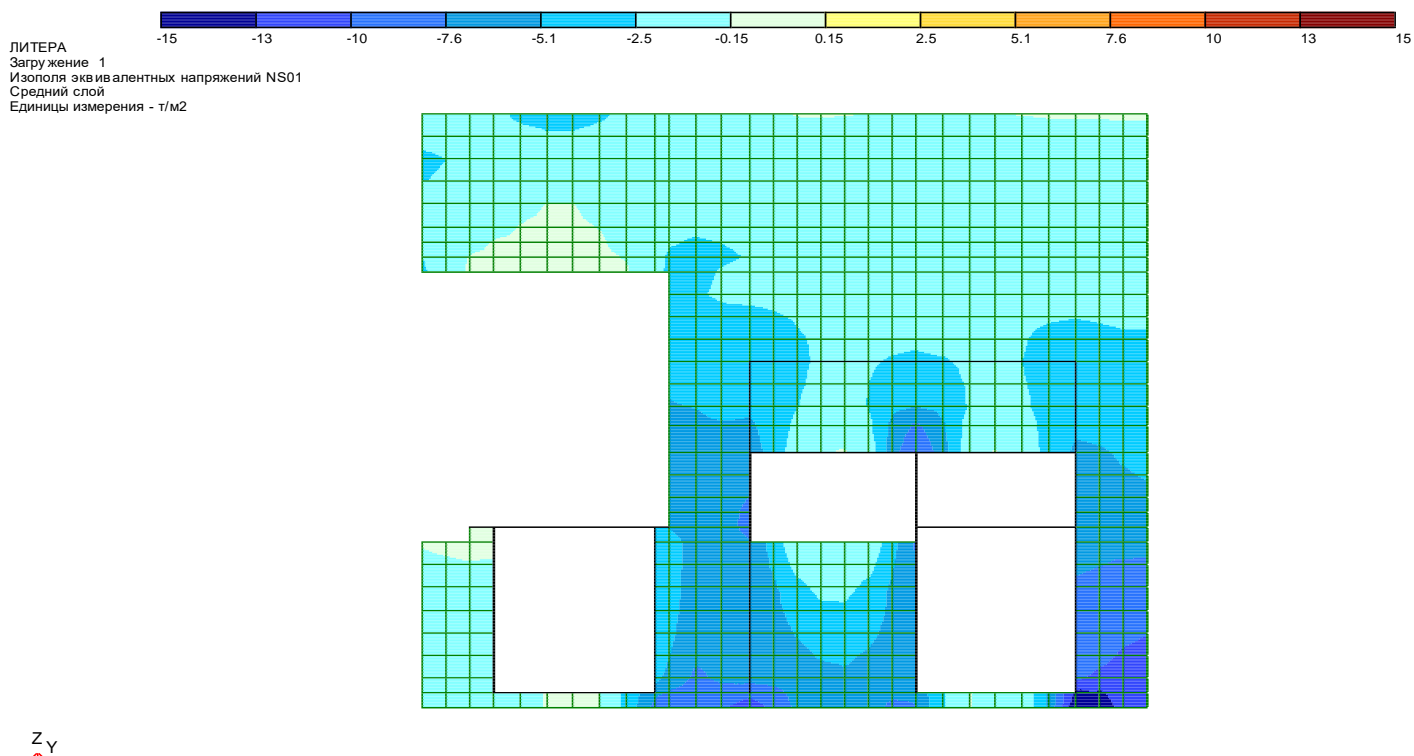


Рисунок 3.21 – Изополю головних стискуючих напружень в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 6-4).

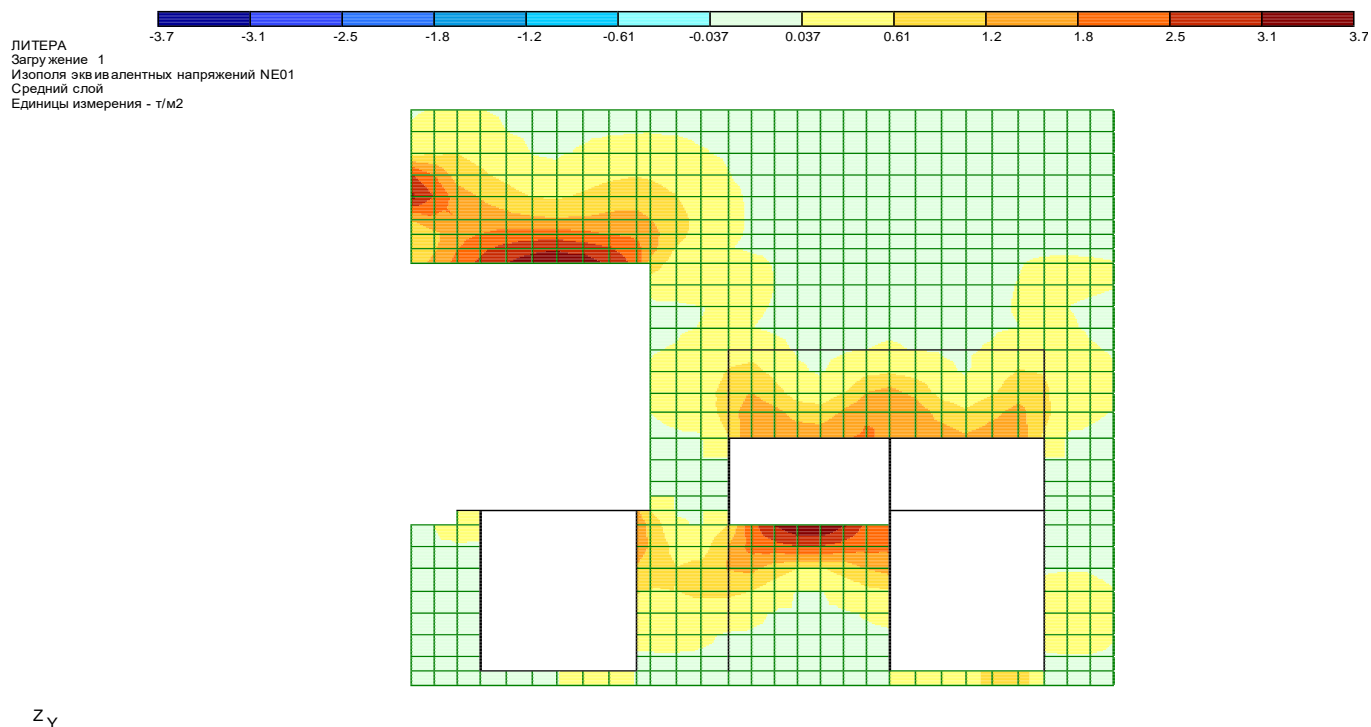


Рисунок 3.22 – Изополю головних розтягуючих напружень в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 6-4).

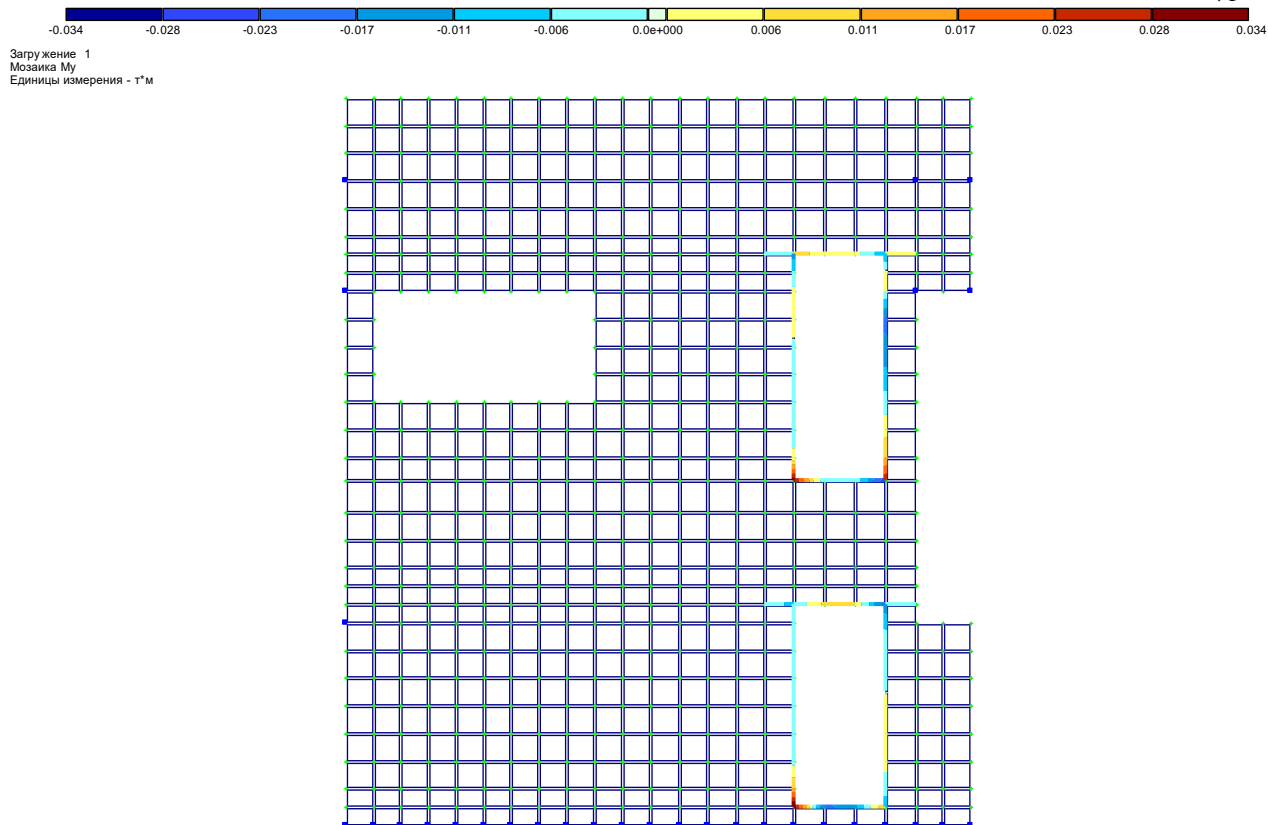
в ньому в просторі осей 9-8 двох дверних прорізів шириною 1000 мм з їх посиленням сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (див. рис. 3.19 і див. рис. 3.20) складають, відповідно  $6,3 \text{ т/м}^2$  і  $5,4 \text{ т/м}^2$ . При влаштуванні дверного прорізу прольотом 2010 мм в просторі осей 6-4 з посиленням його сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (див. рис. 3.21 і див. рис. 3.22) складають, відповідно  $15 \text{ т/м}^2$  і  $3,7 \text{ т/м}^2$ .

Так як несуча здатність стін з пінобетонних панелей на стиск становить  $160 \text{ т/м}^2$ , а на розтяг -  $16 \text{ т/м}^2$  [39], то можна зробити висновок, що несуча здатність стінового огороження достатня для сприйняття навантажень з урахуванням передбачуваної реконструкції при пробиванні в ньому прорізів і за умови їх посилення сталевими профілями.

За результатами розрахунку фрагментів стінового огороження будівлі отримані епюри згинальних моментів  $M_u$  та поздовжніх сил  $N$  в сталевих елементах посилення прорізів, що пробиваються. На рис. 3.23...3.26 наведені епюри згинальних моментів та поздовжніх сил в сталевих елементах посилення прорізів у фрагментах стінового огороження по ряду Д.

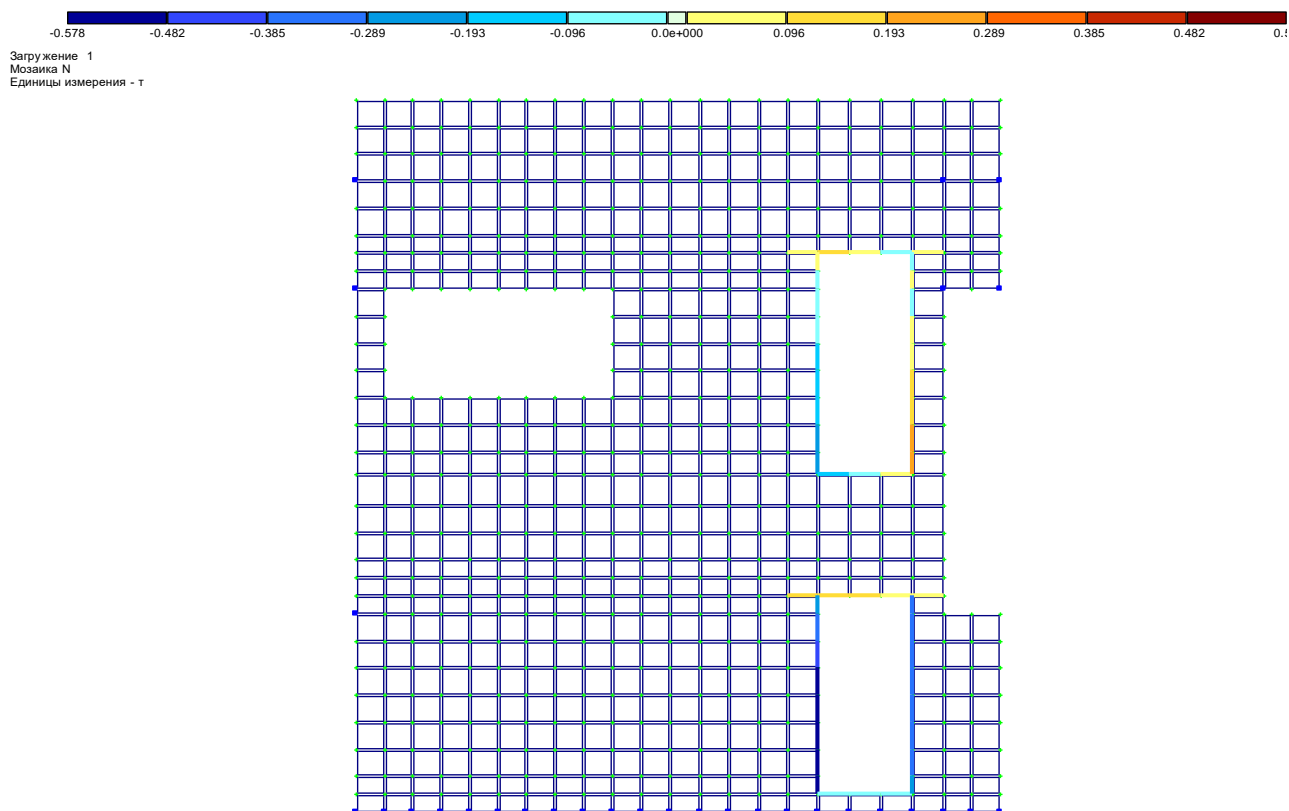
Отримані в результаті статичних розрахунків фрагментів стінового огороження зусилля і їх розрахункові сполучення в елементах обрамлення прорізів використовувалися для перевірки достатності їх перетинів.

Експертиза достатності перетинів виконується за допомогою програмного модуля LIRA-STK комплексу LIRA-Windows 9.4 [38], в якому реалізовані основні положення розрахунку сталевих конструкцій [40]. Результати перевірки сталевих елементів посилення прорізів що пробиваються у стіновому огороженні по ряду Д для I і II групи граничних станів наведені на рис. 3.27...3.30.



Z  
Y

Рисунок 3.23 – Епюри згинальних моментів в елементах посилення прорізів в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 9-8).



Z  
Y

Рисунок 3.24 – Епюри подовжніх сил в елементах посилення прорізів в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 9-8).

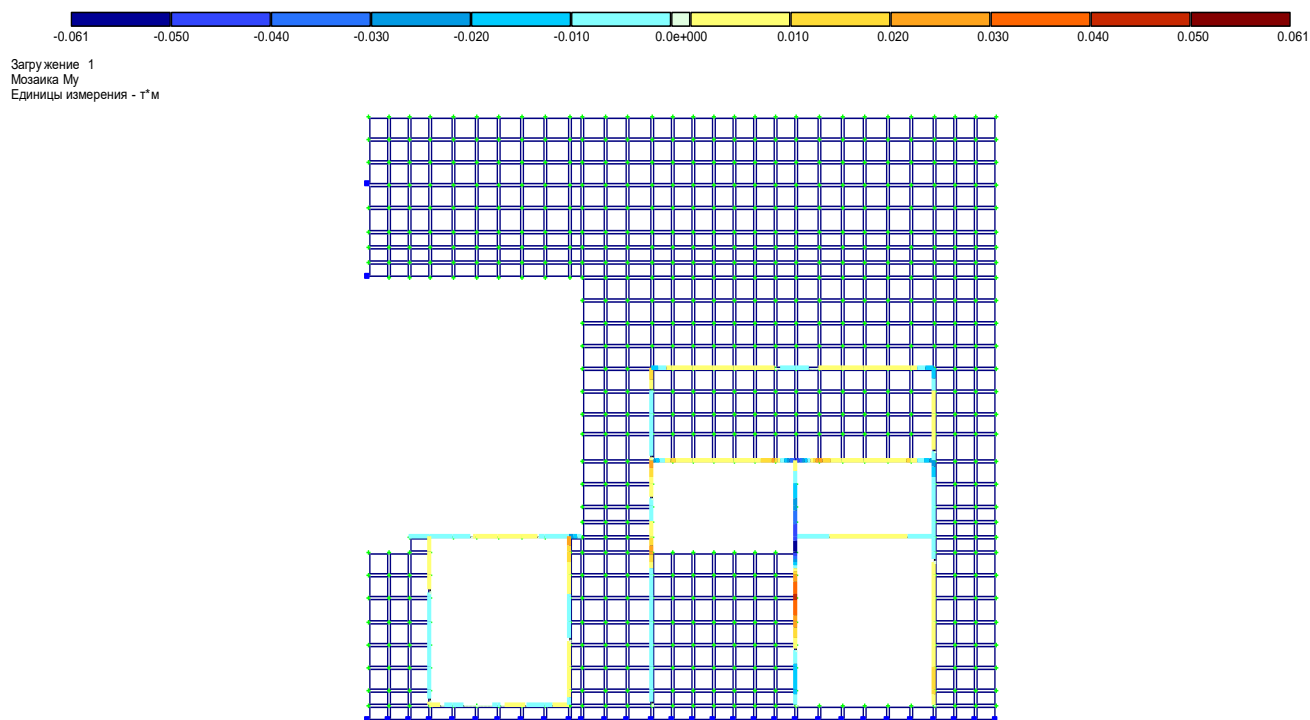


Рисунок 3.25 – Епюри згинальних моментів в елементах посилення прорізів в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 6-4).

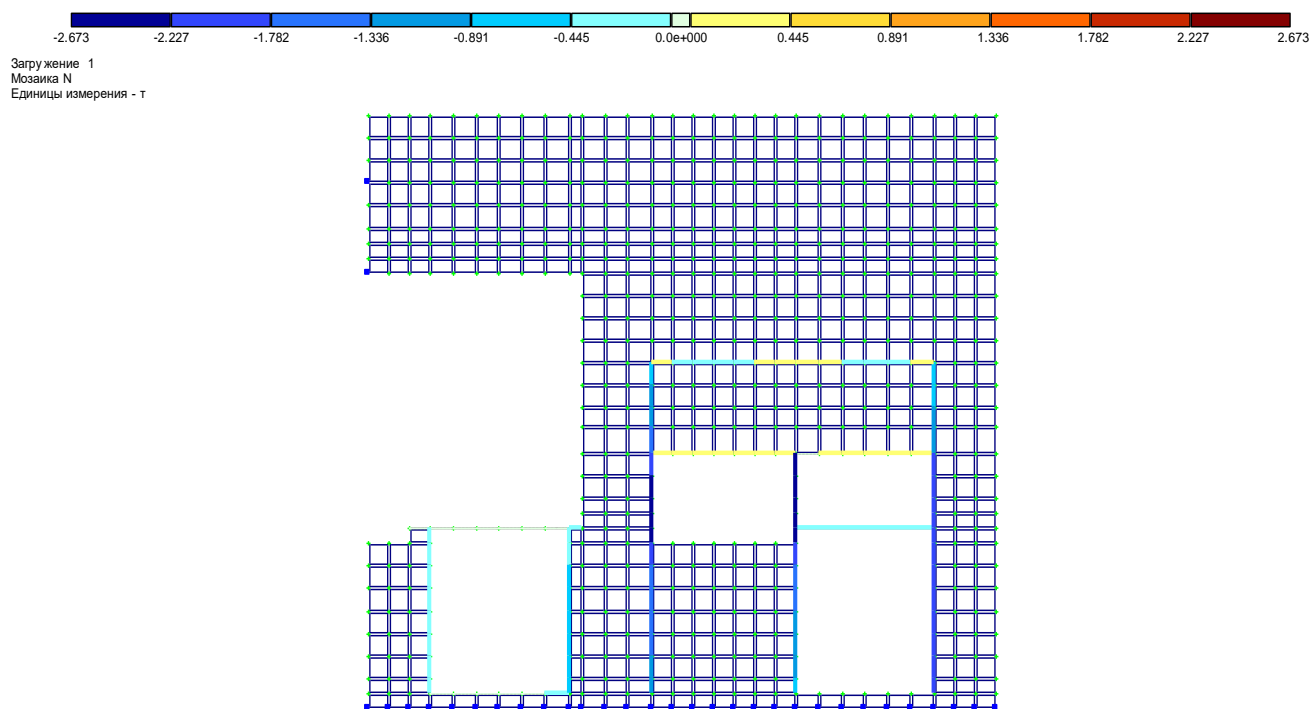


Рисунок 3.26 – Епюри подовжніх сил в елементах посилення прорізів в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 6-4).

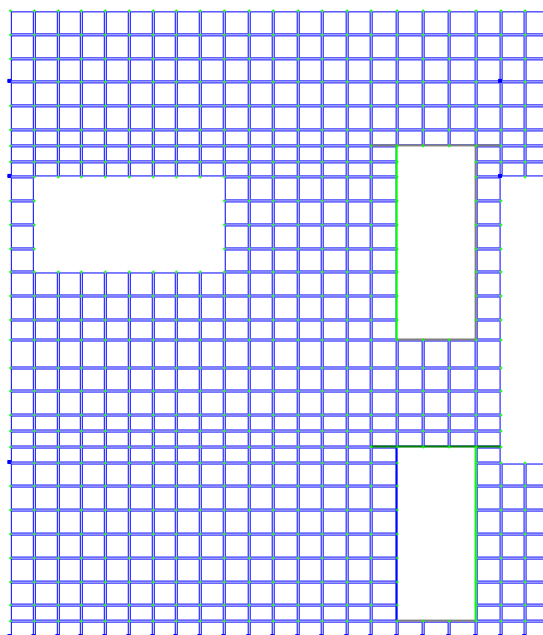


Рисунок 3.27 – Результаты экспертизы элементов усиления прорізів в фрагменті стінового огороження по ряду Д (осі 9-8) по I групі граничних станів.

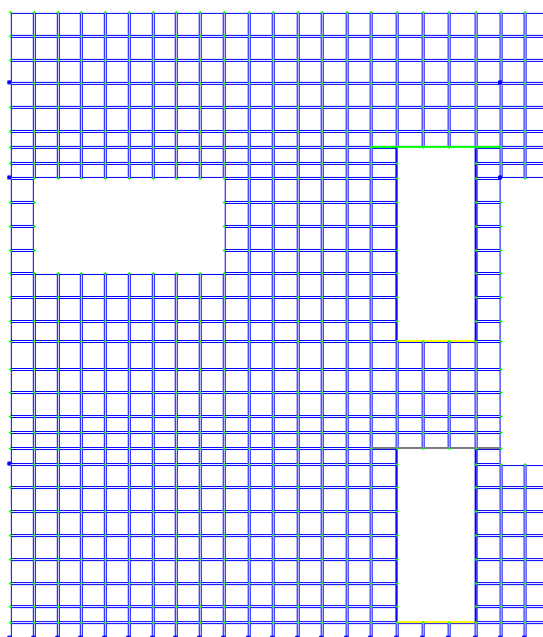


Рисунок 3.28 – Результаты экспертизы элементов усиления прорізів в фрагменті стінового огороження по ряду Д (осі 9-8) по II групі граничних станів.



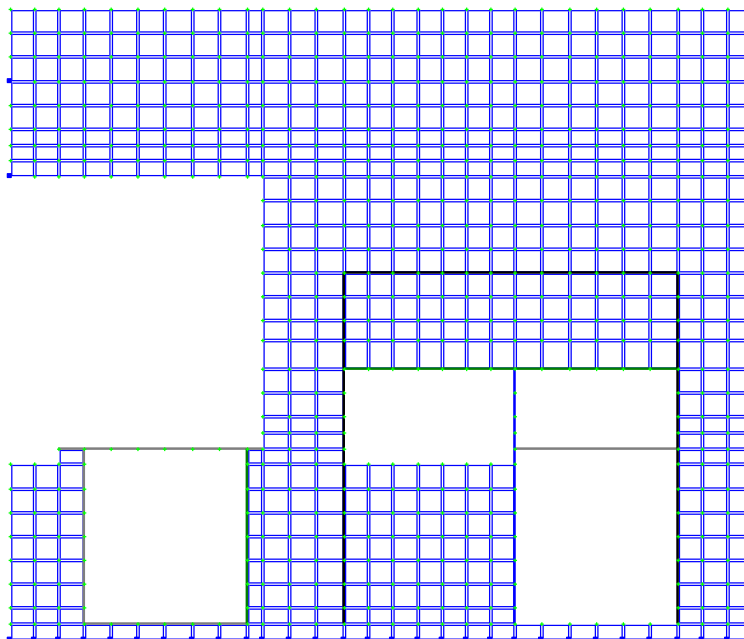


Рисунок 3.29 – Результаты экспертизы элементов усиления прорезів в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 6-4) по I групі граничних станів.

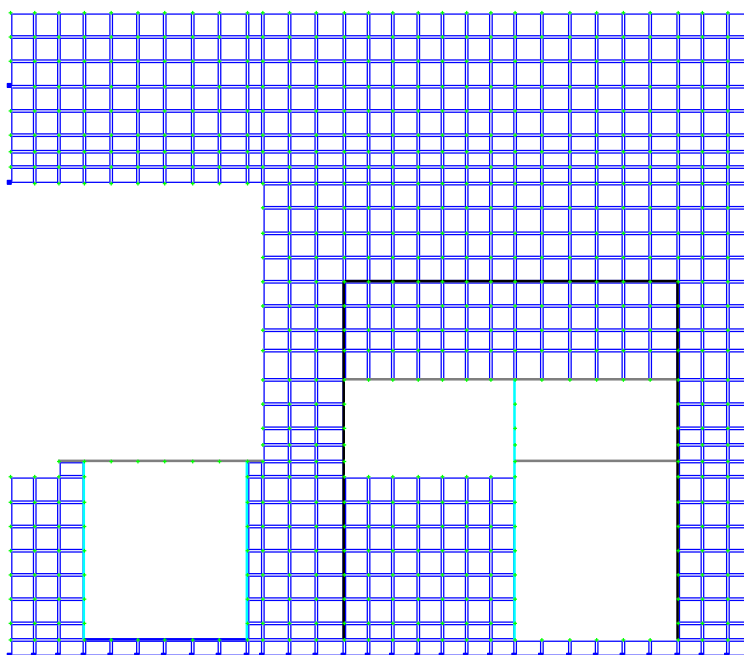


Рисунок 3.30 – Результаты экспертизы элементов усиления прорезів в фрагменті стінового огородження по ряду Д (осі 6-4) по II групі граничних станів.

Експертиза показала, що перетини елементів посилення прорізів достатні для сприйняття діючих зусиль. Так, в найбільш навантажених елементах посилення прорізів відсоток використання перетинів становить 6,9% по першій групі граничних станів (див. рис. 3.29), а при перевірці за другою групою граничних станів – 87,7% (див. рис. 3.30).

### ***3.4.3 Стінове огородження по ряду А (фасад 1-9)***

Розрахункова модель включає у себе моделювання стіни у вигляді пластинчатих елементів, а також елементи підсилення прорізу, що пробивається, у вигляді стрижньових елементів. Досліджувався напружено-деформований стан конструкцій стіни будівлі з урахуванням передбачуваної реконструкції.

При розрахунку використовувався програмний комплекс LIRA-Windows версії 9.4, який реалізує метод кінцевих елементів [38].

Розрахункова схема фрагменту стінового огородження по ряду А в осях 3-4 з урахуванням передбачуваної реконструкції приведена на рис. 3.31.

При розрахунку фрагменту стінового огородження враховувалися наступні елементи посилення прорізів:

1. Пробиваний проріз прольотом 2010 мм в стіновій панелі товщиною 200 мм: перемички - із двох швелерів №10 (ГОСТ 8240-89), бічні стійки - з двох рівнополичкових кутників 75х6 мм (ГОСТ 8509-93), підпрорізні елементи - з двох рівнополичкових кутників 50х5 мм (ГОСТ 8509-93).

Жорсткісні характеристики були задані, виходячи з реальних властивостей матеріалів стінових панелей, а також сталевих елементів підсилення прорізів.

Навантаження прикладалися від власної ваги стін. Власна вага стін розраховувався, виходячи з їх товщини і щільності пінобетону та газобетону.

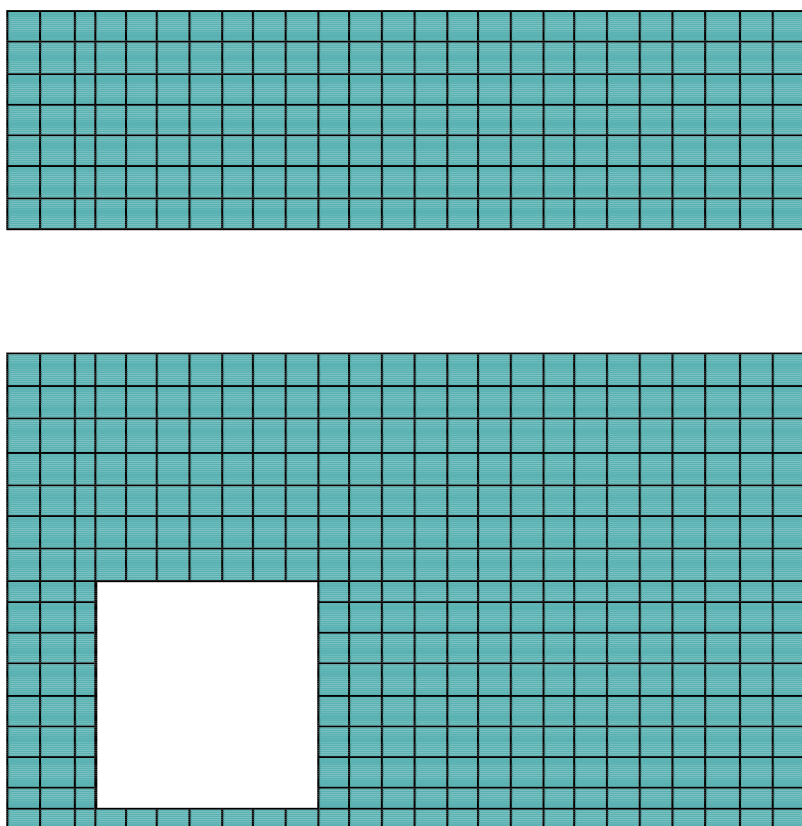


Рисунок 3.31 – Розрахункова схема фрагменту стінового огороження по ряду А (осі 3-4).

За результатами статичного розрахунку отримано розподіл головних стискаючих і розтягуючих напружень в фрагменті стінового огороження будівлі по ряду А з прорізом, що пробивається і посилюється (рис. 3.32...3.33).

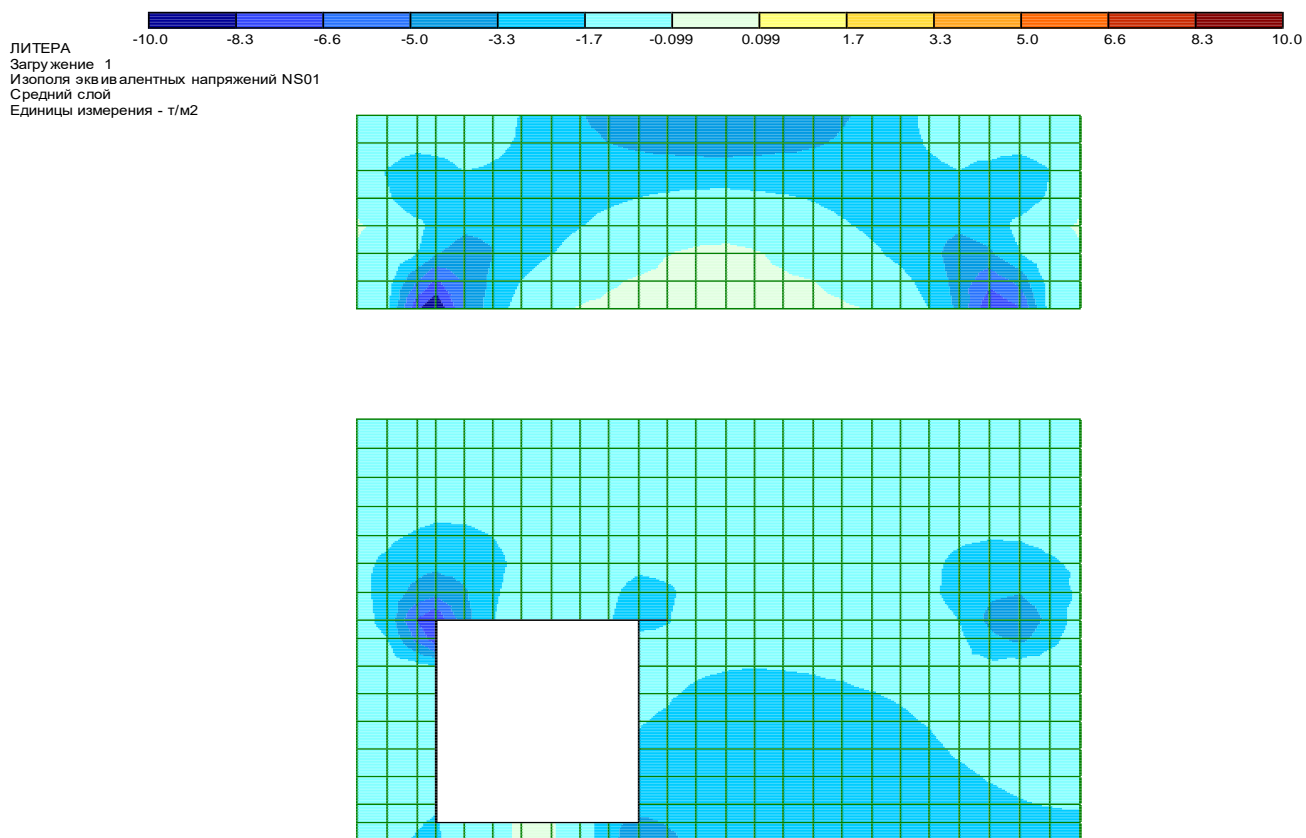
За результатами розрахунку фрагменту стінового огороження по ряду А із пінобетону з товщиною 200 мм встановлено, що при влаштуванні в ньому в просторі осей 3-4 дверного прорізу шириною 2010 мм з його посиленням сталевими профілями головні максимальні стискаючі і розтягуючі напруження в стіні (див. рис. 3.32 і див. рис. 3.33) складають, відповідно  $10,0 \text{ т/м}^2$  і  $4,0 \text{ т/м}^2$ .

Так як несуча здатність стін з пінобетонних панелей на стиск становить  $160 \text{ т/м}^2$ , а на розтяг -  $16 \text{ т/м}^2$  [39], то можна зробити висновок, що несуча здатність стінового огороження достатня для сприйняття навантажень з урахуванням передбачуваної реконструкції при пробиванні в ньому прорізу і за умови його посилення сталевими профілями.

За результатами розрахунку фрагменту стінового огороження будівлі отримані епюри згинальних моментів  $M_u$  та поздовжніх сил  $N$  в сталевих елементах посилення прорізу, що пробивається. На рис. 3.34...3.35 наведені епюри згинальних моментів та поздовжніх сил в сталевих елементах посилення прорізу у фрагменті стінового огороження по ряду А.

Отримані в результаті статичного розрахунку фрагменту стінового огороження зусилля і їх розрахункові сполучення в елементах обрамлення прорізу використовувалися для перевірки достатності їх перетинів.

Експертиза достатності перетинів виконується за допомогою програмного модуля LIRA-STK комплексу LIRA-Windows 9.4 [38], в якому реалізовані основні положення розрахунку сталевих конструкцій [40]. Результати перевірки сталевих елементів посилення прорізу що



7

Рисунок 3.32 – Изополя головных стискующих напряжений в фрагменті стінового огородження по ряду А (осі 3-4).

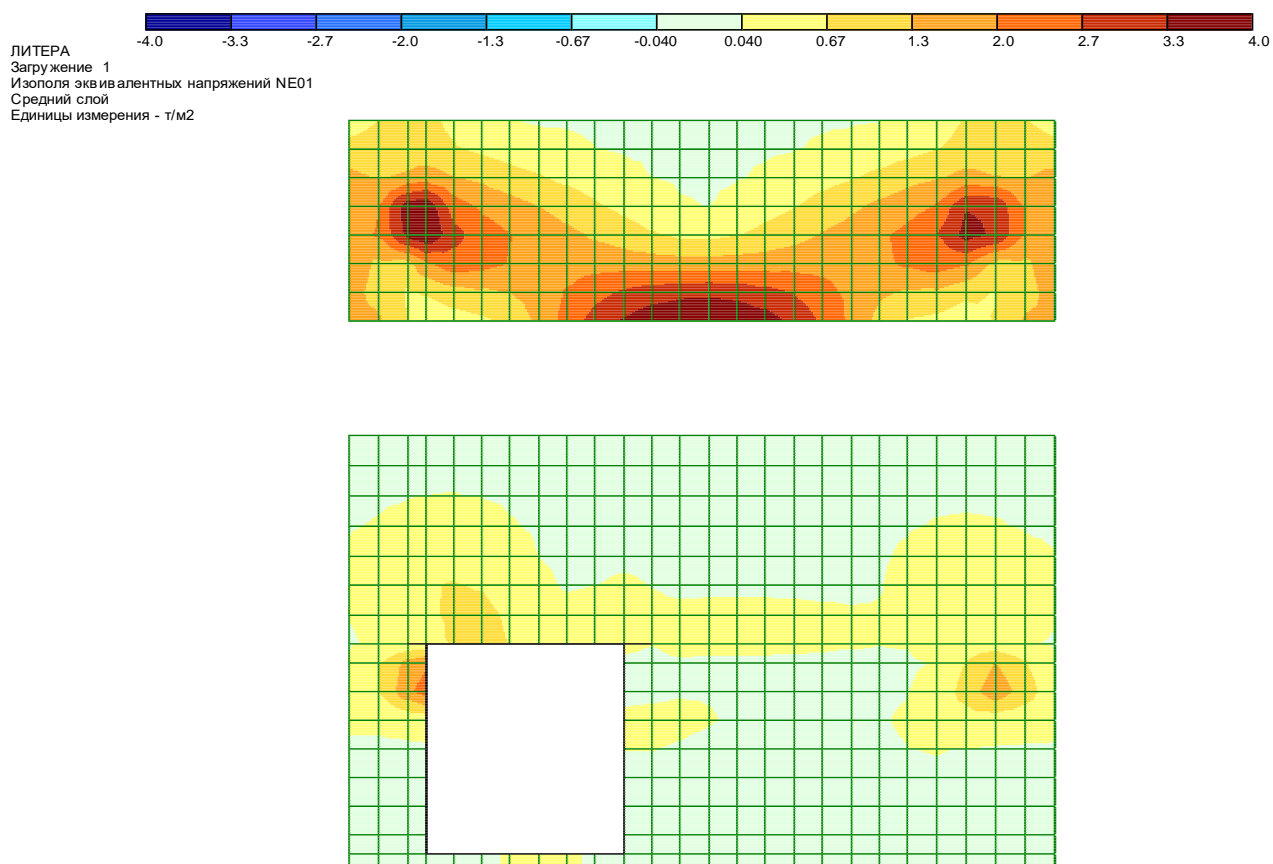


Рисунок 3.33 – Изополя головных розтягуючих напряжень в фрагменті стінового огородження по ряду А (осі 3-4).

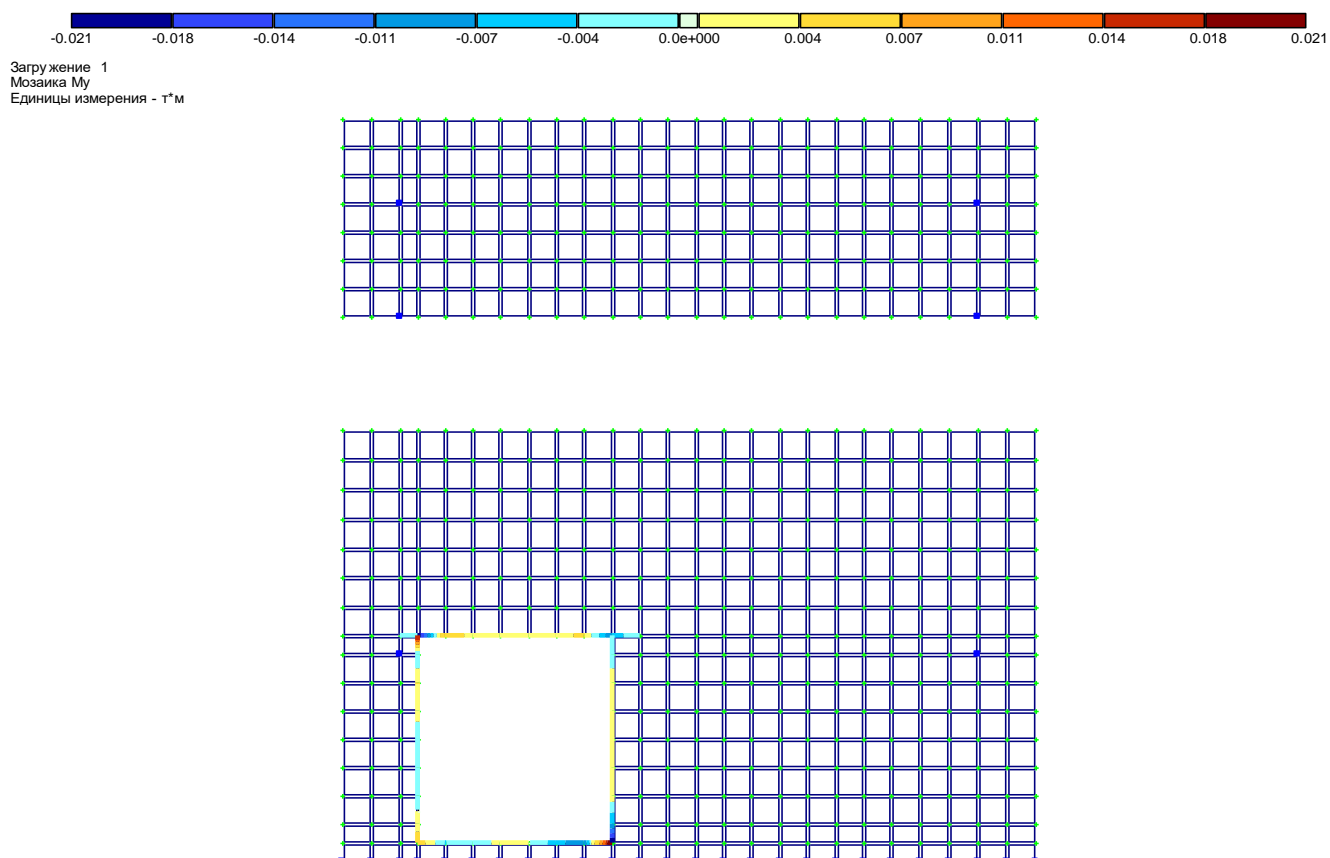


Рисунок 3.34 – Епюри згинальних моментів в елементах посилення прорізу в фрагменті стінового огородження по ряду А (осі 3-4).

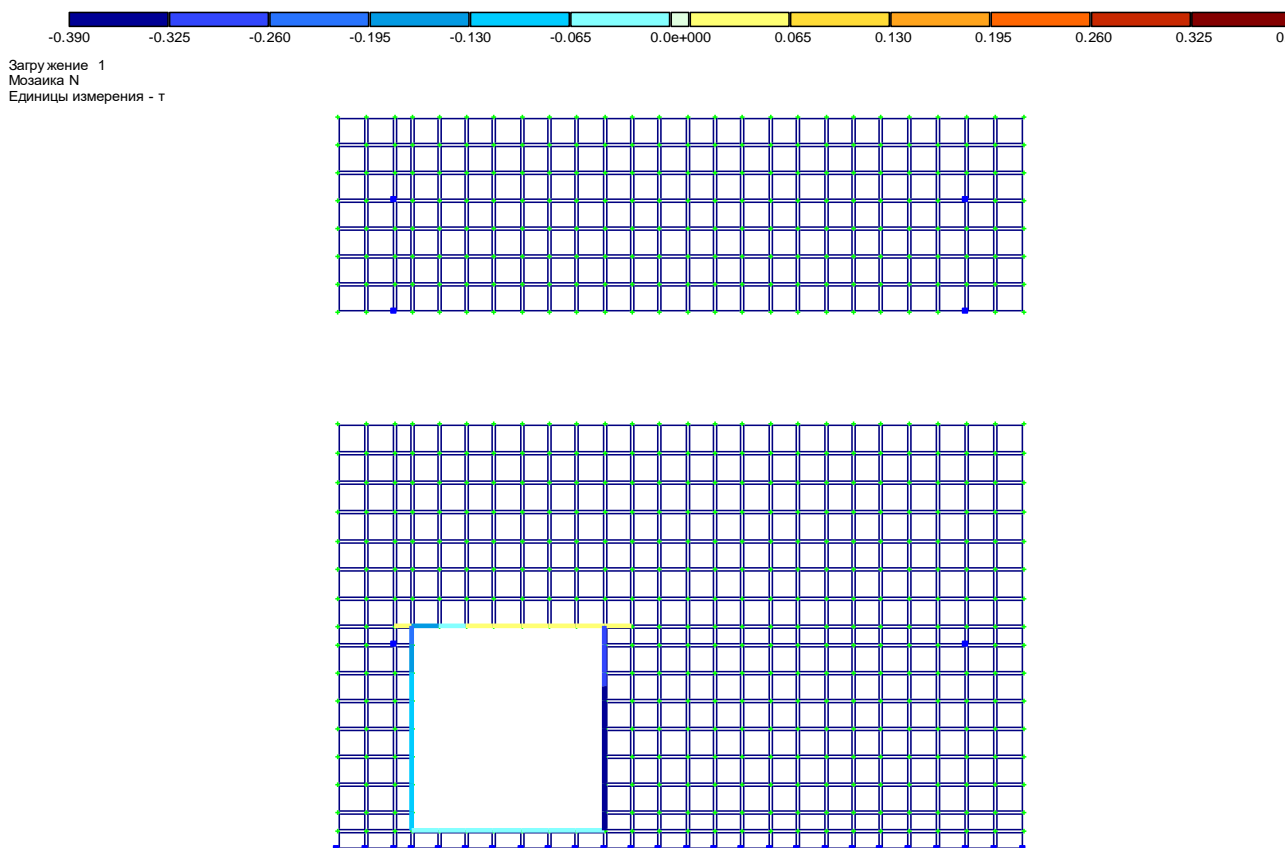


Рисунок 3.35 – Епюри подовжніх сил в елементах посилення прорізу в фрагменті стінового огородження по ряду А (осі 3-4).

пробивається у стіновому огороженні по ряду А для І і ІІ групи граничних станів наведені на рис. 3.36...3.37.

Експертиза показала, що перетини елементів посилення прорізу достатні для сприйняття діючих зусиль. Так, в найбільш навантажених елементах посилення прорізу відсоток використання перетинів становить 1,6% по першій групі граничних станів (див. рис. 3.36), а при перевірці за другою групою граничних станів – 87,7% (див. рис. 3.37).

### ***3.5 Рекомендації по пробивці прорізів***

У Додатку В наведені конструктивні схеми посилення прорізів, що пробиваються:

Роботи по влаштуванню прорізу ПР9 у зовнішній стіновій панелі по осі 9 виконувати в наступній послідовності.

1. Прорізати горизонтальні штраби та встановити перемички з кутників 100x8 мм.
2. Стягнути перемички за допомогою листової сталі завтовшки 6 мм та шпильок М16.
3. Прорізати наскрізні вертикальні штраби та встановити стійки з кутників 75x6 мм, які приварити до перемичок.
4. Крайні стійки закріпити до стіни за допомогою листової сталі завтовшки 6 мм та шпильок М16.
5. Середні стійки з'єднати між собою за допомогою гнutoзамкннутих прямокутникових профілів 40x20x2 мм з кроком 300 мм.
6. Прорізати горизонтальні штраби та встановити підпрорізні елементи з кутників 75x6 мм, які приварити до стійок.
7. Підпрорізні елементи закріпити до стіни за допомогою листової сталі завтовшки 6 мм та шпильок М16.
8. Пробити вісім отворів у кутах прорізів для опорних кутників 50x5

мм



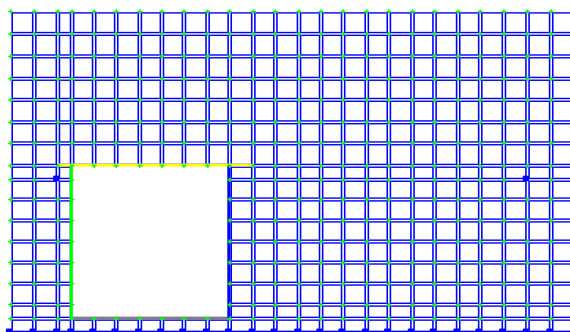
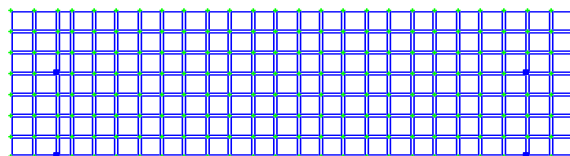


Рисунок 3.36 – Результаты экспертизы элементов усиления прорізу в фрагменті стінового огороження по ряду А (осі 3-4) по I групі граничних станів.

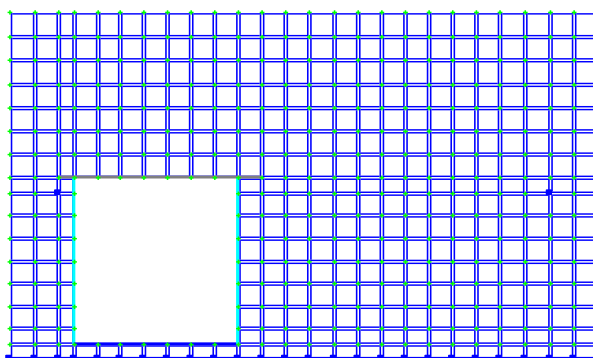
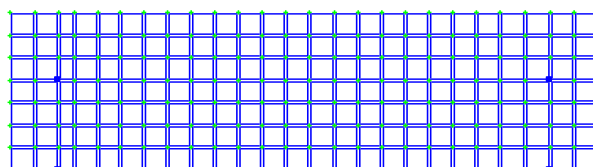


Рисунок 3.37 – Результаты экспертизы элементов усиления прорізу в фрагменті стінового огороження по ряду А (осі 3-4) по II групі граничних станів.

9. Опорні кутники приварити до стійок, перемички та підпрорізних елементів.

10. По контуру прорізів просвердлити отвори і здійснити розбирання ділянки стіни неударним інструментом, не пошкоджуючи прилеглих ділянок стіни.

11. По контуру прорізів встановити планки з листової сталі завтовшки 6 мм і з кроком не більше 350...400 мм.

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНОГЕННА БЕЗПЕКА

Заходи з охорони праці на будівельних об'єктах покликані, з одного боку, створити сприятливі умови роботи для працівників, підвищуючи тим самим продуктивність праці та якість будівництва, а з іншого — захистити працюючих від нещасних випадків, ризик яких у будівництві традиційно є високим. Зовсім не випадково до переліку робіт підвищеної небезпеки, в його останній редакції, включені не тільки окремі види будівельно-монтажних та оздоблювальних робіт, а й будівництво в цілому.

Найважливіша роль в організації будівельного процесу відводиться розробці правил техніки безпеки і контролю над їх дотриманням. У будівництві виконання подібних завдань пов'язано з чималими складнощами, оскільки обстановка на будмайданчику і, відповідно, умови праці працюючих постійно змінюються. Забезпечити безпеку праці допоможе професійне проектування, зокрема складання технологічних карт для кожного конкретного будівельного об'єкту.

#### ***4.1 Вимоги безпеки в організації будівництва і виконання робіт***

До початку будівельно-монтажних робіт кожний об'єкт повинен бути забезпечений проектною документацією з організації будівництва і виконання робіт.

Без такої документації будівельно-монтажні роботи проводити неприпустимо [41].

Проектні рішення з техніки безпеки повинні бути конкретними і відповідати реальним умовам роботи. В спеціальному розділі проекту проведення робіт (ППР) повинні бути відображені особливо важливі вимоги правил охорони праці і заходи щодо забезпечення їх виконання.

Ці заходи повинні містити технічні рішення і основні організаційні заходи щодо забезпечення безпечного проведення робіт і санітарно-гігієнічного обслуговування працюючих.

У ППР повинно бути визначено:

1. Місця розміщення тимчасової огорожі, установки кранів, розташування ліній електропередач, доріг, проходів, санітарно-побутових приміщень.
2. Місця складування будівельних конструкцій і матеріалів.
3. Межі небезпечних зон.
4. Перехідні пішохідні містки і мости для руху автотранспорту через траншеї.
5. Схеми електропостачання і освітлення будівельного майданчика і робочих місць, із зазначенням типів світильників і місця їх установки.
6. Технологічна послідовність виконання робіт із зазначенням кількості робітників, їх спеціальності, необхідних засобів захисту.
7. Підмостки й інші засоби підмоцнення, вантажопідйомні майданчики із зазначенням навантажень, що допускаються на них, способів їх кріплення.
8. Безпечні проходи до робочих місць і способи підйому на поверхи будівель, що зводяться.
9. Безпечна послідовність вантажопідйомних операцій.
10. Розміри небезпечної зони для руху будівельних машин і транспортних засобів у межах призми обвалення укосів і виїмок.
11. Крутизна укосів виїмок глибиною більше 5 м.
12. Конструкція кріплення вертикальних стінок котлованів і траншей глибиною більше 3 м.
13. Способи ущільнення ґрунту поблизу будівельних конструкцій.

14. Перелік особливо небезпечних робіт, на виконання яких робітникам необхідно видавати письмовий наряд-допуск.

15. Послідовність розбирання ковзного опалублення.

16. Організація робочих місць монтажників будівельних конструкцій.

17. Розташування і зони дії монтажних механізмів

18. Методи і пристосування для безпечної роботи монтажників:

послідовність технологічних операцій при монтажі будівельних конструкцій;

місця і способи тимчасового кріплення елементів, які монтуються;

послідовність установки, закріплення і стропування збірних конструкцій;

технологія демонтажу конструкцій;

машини і механізми для переміщення будівельних матеріалів, конструкцій і вантажно-захватні пристосування до них;

схеми стропування вантажів, які переміщуються краном;

протипожежні заходи і засоби пожежогасіння;

типи санітарно-побутових приміщень із зазначенням їх складу, кількості та місць установки;

заходи безпеки при роботі з токсичними речовинами;

заходи щодо зниження виробничого шуму, вібрації та ін.

Для попередження небезпеки падіння з висоти працюючих у ППР повинно бути передбачено скорочення обсягів операцій верхолазів.

Для попередження небезпеки падіння з висоти виробів і матеріалів при переміщенні їх кранами повинно бути передбачено:

- 1) тара для переміщення штучних і сипучих матеріалів;
- 2) вантажозахватні пристосування;
- 3) способи стропування;

- 4) пристосування для стійкого зберігання елементів конструкцій (піраміди, касети);
- 5) способи видалення відходів і будівельного сміття;
- 6) необхідність використання захисних перекриттів або козирків при виконанні робіт по одній вертикалі.

#### ***4.2 Безпека організації будівельного майданчика***

Будівельний майданчик повинен бути розміщений в межах, відведених під забудову. У разі потреби на час будівництва використовується додаткова територія, відведення якої узгоджується з її власником.

Огорожа майданчика повинна забезпечити безпеку осіб, що рухаються вулицями, проїздами і проходами громадського користування поблизу будівництва.

Якщо огорожа встановлюється ближче 10 м від об'єкта, що будується, обов'язковою є установка захисного козирка над пішохідною доріжкою шириною не менше 1,25 м з дощок завтовшки не менше 40 мм.

У період підготовки будівельний майданчик звільняють від всіх будівель, споруд, дерев, які заважають будівельним роботам. Необхідні також першочергові роботи з планування території для забезпечення своєчасного стоку зливових вод. Для розміщення і обслуговування будівельних бригад влаштовується необхідна кількість споруд, в першу чергу, використовуючи існуючі будівлі, а потім пересувні побутові споруди.

Зазначені роботи повинні бути узгоджені з *інспекцією санітарного нагляду, інспекцією державного пожежного нагляду*. Якщо плануються роботи, пов'язані з розроблення ґрунтів обов'язкове узгодження з *відділом*

*підземних споруд, відділом благоустрою виконкому Ради, енергонаглядом, водопровідно-каналізаційними службами, телефону та ін.*

Тільки після виконання підготовчих робіт може бути розпочате будівництво основних об'єктів.

Для забезпечення проведення робіт у нічний час доби повинно бути влаштоване штучне освітлення за ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення» [42].

Вимоги до нього:

- Висота підвісу світильників над рівнем робочого майданчика не нижче 2,5 м. При неможливості виконання цієї вимоги - напруга в освітлювальній мережі повинна бути не більше 72 В.
- Створювана штучна освітленість повинна становити:  
робочої ділянки - не менше 25 лк;  
площі складування - 10 лк;  
під'їзні шляхи - 1 лк;  
загальне освітлення - 2 лк.

На будівельному майданчику *небезпечними зонами є:*

- місця неізольованих струмопровідних частин;
- необгороджені перепади по висоті вище 1,3 м і більше;
- місця переміщення машин і обладнання, їх елементів і робочих органів;
- місця зберігання шкідливих речовин, які можуть створити концентрації їх у повітрі вище ГДК;
- місця можливого падіння предметів з висоти.

Щоб уникнути доступ сторонніх осіб, небезпечні зони повинні бути захищені огорожами.

Захисними огорожами є пристрої, які запобігають ненавмисному доступу людей в небезпечну зону.

## Вимоги безпеки до організації робіт у зимових умовах

Для забезпечення безпечних умов роботи в зимових умовах необхідно:

1. Під'їзні шляхи і пішохідні доріжки своєчасно очищати від снігу і посипати піском або золою.

2. Місця складування будівельних матеріалів необхідно повністю очищати від снігу і льоду. Інакше штабелі конструкцій при підтаванні можуть обвалитися і викликати НВ.

3. Періодично видаляти крижані бурульки, які утворилися, над входами в будівлі, тротуарами, місцями проходів і проїздів.

4. Щоб уникнути обвалення покрівель від снігового навантаження дахи необхідно очищати від снігу і льоду, заздалегідь захистивши небезпечну зону скидання снігу.

5. Для захисту робітників від несприятливих метеорологічних умов необхідно передбачити приміщення для обігріву працюючих розмірами, визначеними з розрахунку  $0,1 \text{ м}^2$  на одну людину в найчисленнішій зміні, але не менше  $8 \text{ м}^2$ . Температура повітря в цих приміщеннях повинне бути не нижча за  $+22^\circ\text{C}$ .

У літній період велику небезпеку створюють розряди атмосферної електрики. Тому для захисту працюючих необхідне виконання комплексу заходів від дії блискавки та її вторинних проявів.

На будівельних об'єктах найчастіше влаштовують блискавковідводи стрижневого типу. Їх встановлюють на кутах об'єкта, який зводиться, на відстані один від одного не більше 20 м. Кожний блискавковідвід повинен мати самостійний струмовідвід, приєднаний до заземлення з опором не більше 20 Ом.

З наближенням грози на всіх будівельних майданчиках, кранах, екскаваторах та інших будівельних машинах всі роботи повинні бути



припинені, а робітники, відключивши приймачі струму, зобов'язані укритися в приміщеннях, які мають засоби блискавкозахисту.

### ***4.3 Безпека робіт при експлуатації будівельних машин і механізмів***

*Експлуатація вантажопідійомних машин.* Залежно від типу крана і роду привода (електричний, механічний) кран забезпечується рядом приладів і пристроїв, що забезпечують його безпечну експлуатацію.

До таких приладів відносять:

кінцеві вимикачі, призначені для автоматичного зупинення механізмів кранів із електричним приводом при їх переміщенні до можливих меж. На кранах із механічним приводом кінцеві вимикачі не застосовуються;

блокувальні контакти, які служать для електричного блокування дверей виходу з кабіни крана поза положення її за межами посадочного майданчика, кришки люка виходу на настил мосту і в інших місцях;

обмежувачі вантажопідійомності, призначені для запобігання аварій кранів, пов'язаних з підйомом вантажів масою, що перевищує їх вантажопідійомність. Улаштування приладу обов'язкове на стрілових, баштових і порталних кранах. Крани мостового типу повинні оснащуватися обмежувачем вантажопідійомності у тому випадку, коли не виключається їх перевантаження за технологією виробництва;

обмежувачі перекосу, призначені для запобігання небезпечного перекосу металоконструкцій козлових кранів унаслідок випередження однією з опор іншої при переміщенні крана;

показчик вантажопідійомності, який встановлюється на кранах стрілового типу, в яких вантажопідійомність змінюється відповідно до

зміни вильоту стріли. Прилад автоматично показує вантажопідйомність крана при даному вильоті стріли. Це допомагає запобігти перевантаженням крана;

анемометром повинні оснащуватися баштові та порталні крани для автоматичної подачі звукового сигналу при небезпечній для роботи швидкості вітру;

протиугоні пристрої на кранах, які працюють на наземних рейкових коліях, для запобігання згону їх вітром;

автоматичний сигналізатор небезпечної напруги (АСНН) сигналізує про небезпечне наближення стріли крану до дротів лінії електропередачі, які перебувають під напругою. Приладом оснащуються стрілові самохідні крани (за винятком залізничних);

опорні деталі, якими забезпечуються крани мостового типу, пересувні консольні, баштові, порталні, а також вантажні візки для зменшення динамічних навантажень на металоконструкцію у випадку поломки осей ходових коліс;

упори на кінцях рейкової колії для запобігання сходу з них вантажопідйомних машин, а також на стрілоподібних кранах із вильотом стріли, що змінюється, для запобігання її перекидання;

звуковий сигнальний прилад на кранах, керованих із кабіни або пульта (при дистанційному керуванні). На кранах, керованих з підлоги, сигнальний прилад не встановлюється.

У кранах усіх типів, що мають телескопічні висувні стріли або башти, обов'язково передбачається надійна фіксація в робочому положенні висунутої стріли. На кранах із гідроприводом функцію фіксатора виконує запобіжний зворотний клапан.

На кожному будівельному майданчику або будь-якій іншій ділянці робіт вантажопідйомних машин наказом адміністрації будівництва в

кожну зміну з числа ІТП, начальників змін, майстрів, виконробів, у розпорядженні яких перебувають вантажопідйомні машини, призначається особа, відповідальна за безпечне виконання робіт з переміщення вантажів кранами.

До наказу вносяться особи тільки після перевірки їх знань відповідних розділів правил і інструкцій.

Особа, відповідальна за безпечне виконання робіт з переміщення вантажів кранами, зобов'язана організувати на ділянці, де застосовуються вантажопідйомні машини, ведення робіт із дотриманням правил безпеки. Для цього вона повинна:

не допускати використання немаркірованих, несправних і невідповідних вантажопідйомності і характеру вантажу вантажозахватних пристроїв і тари;

вказувати кранівникам і стропальникам місце, порядок і габарити складування вантажів;

не допускати до обслуговування кранів ненавчений і не атестований персонал, визначати необхідне число стропальників, а також необхідність призначення сигнальників при роботі крана;

простежити за виконанням кранівниками і стропальниками виробничих інструкцій і у разі необхідності інструктувати їх з безпечного виконання майбутньої роботи на місці її проведення, звертаючи особливу увагу на недопущення перевантаження крану, на правильність установки стрілових самохідних кранів, на правильність обв'язування і закріплення вантажів, на безпеку виконання робіт при навантажуванні і розвантаженні вагонів і платформ, на дотримання стропальниками особистої безпеки;

не допускати без наряду-допуску виконання робіт в охоронній зоні ЛЕП ближче 30 м до крайнього дроту, напругою понад 36 В.

### *Експлуатація автотранспорту.*

1. Робота автотранспорту дозволяється тільки на рівних і ущільнених майданчиках. Ухил майданчика не повинен перевищувати 4-5°.

2. Категорично забороняється перевозити людей на вантажному майданчику автотранспорту.

3. Балони із зрідженим газом на автотранспорті можна перевозити тільки в спеціальній тарі або контейнерах.

### ***4.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику***

На будівельних майданчиках пожежі відбуваються в результаті недотримання запобіжних засобів.

1. При електричному і газовому зварюванні.
2. Неправильній експлуатації електромереж.
3. Необережному поводженні з вогнем.
4. Несправності опалювальних приладів.
5. Самозайманні матеріалів.

Місця проведення зварювальних та ін. вогняних робіт (пов'язаних з нагріванням деталей до температур, здатних викликати запалювання матеріалів і конструкцій) можуть бути тимчасовими і постійними, коли вогняні роботи проводяться безпосередньо в будівлях, житлових будинках та інших спорудах, які будуються або експлуатуються та на територіях підприємств для ремонту устаткування або монтажу будівельних конструкцій.

До проведення зварювальних та ін. вогняних робіт допускаються особи, які пройшли в установленому порядку перевірку знань вимог пожежної безпеки, про що свідчить спеціальний талон.

Місця проведення тимчасових зварювальних та ін. вогняних робіт можуть визначатися тільки письмовим дозволом особи, відповідальної за пожежну безпеку об'єкта, - керівника установи, цеха, лабораторії, майстерні, складу і т.п.

Вогняні роботи без отримання письмового дозволу можуть проводитися на будівельних майданчиках і в місцях, безпечних в пожежному відношенні, тільки фахівцями високої кваліфікації, обізнаними з програмою пожежно-технічного мінімуму. Список фахівців, допущених до самостійного проведення вогняних робіт без отримання письмового дозволу, оголошується керівником об'єкта.

Приступати до вогняних робіт дозволяється тільки після узгодження їх із пожежною охороною і виконання заходів, передбачених в дозволі на проведення вогняних робіт (наявність засобів пожежегасіння, очищення робочого місця від матеріалів, які згоряють, захист конструкцій, які згоряють).

Керівник об'єкта або посадова особа, відповідальна за пожежну безпеку приміщення (території, установи і т.п.), повинні забезпечити перевірку місця проведення тимчасових вогняних робіт протягом 3-5 годин після їх закінчення.

Тимчасові місця проведення вогняних робіт і місця установки зварювальних апаратів, балонів з газами і ємностей із горючою рідиною повинні бути очищені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м.

Переносні ацетиленові генератори для роботи слід встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях. Ацетиленові генератори необхідно обгороджувати і розміщувати на відстані не менше 10 м від місць проведення зварювальних робіт, від відкритого вогню і сильно нагрітих предметів, від місць забору повітря компресорами і вентиляторами. При

установці ацетиленового генератора вивішуються написи "Вхід стороннім заборонений - вогнебезпечно", "Не курити", "Не проходити з вогнем».

## ВИСНОВКИ

1. За результатами технічного обстеження і визначення напружено-деформованого стану конструкцій каркасу та стін будівлі встановлено, що можлива реконструкція виробничої будівлі та можлива її безпечна експлуатація.

2. Технічний стан конструкцій каркасу та стінового огороження будівлі на момент обстеження - задовільний.

3. Допускається проведення наступної реконструкції:

- Перепланування 1-го поверху з влаштуванням перегородок допускається. Навантаження на підлогу не перевищує  $1 \text{ т} / \text{м}^2$ .

- Влаштування додаткового перекриття в осях 1-9 - А-Д допускається. Тимчасове розрахункове навантаження на перекриття допускається не більше  $400 \text{ кг} / \text{м}^2$ . При цьому в якості нового перекриття враховані навантаження від бетонного перекриття наведеної товщиною 100мм, і балочної клітки з другорядних балок з швелерів №24 з кроком 1500мм і головних балок з двотаврів №40.

- Влаштування підлоги із керамічної плитки по існуючій стяжці.

- Влаштування дверних і віконних прорізів в стіновому огороженні не знизить несучу здатність будівлі за умови виконання посилення прорізів сталевими профілями.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Серомолот Г.В. Напряженно-деформированное состояние несущих стен жилых домов при реконструкции с устройством новых проемов: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. – Запорожье, 1999. – 160 с.
2. Дроздов П.Ф., Додонов М.И., Паньшин Л.Л., Саруханян Р.Л. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.
3. Лишак В.И. Расчет многоэтажных зданий с применением ЭВМ. – М.: Стройиздат, 1977. – 176 с.
4. Руководство по проектированию конструкций панельных жилых зданий для особых грунтовых условий / НИИСК Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 272 с.
5. Пособие по проектированию жилых зданий: Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. – Вып. 3. – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
6. Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. – Киев: Будівельник, 1987. – 200 с.
7. Дыховичный А.А., Жемчужникова Л.Г., Зима С.Г., Малачевский Л.Д. К расчету крупнопанельных зданий, возводимых в сложных горно-геологических условиях // Эффективные конструкции гражданских зданий. – Киев: КиевЗНИИЭП, 1984. – С. 25-30.
8. Розин Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. – М.: Стройиздат, 1977. – 129 с.
9. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. – М.: Мир, 1979. – 392 с.
10. Банах В.А. Особенности взаимодействия бескаркасных жилых зданий с основаниями в грунтовых условиях Запорожского региона : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Банах Виктор Аркадьевич. – Запорожье, 1992. – 174 с.



11. Шкода В.В. Исследование надежности бескаркасных жилых зданий, возведенных в сложных грунтовых условиях запорожского региона: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. – К., 1990. – 227 с.

12. Санжаровский Р.С., Астафьев Д.О., Улицкий В.М., Зибер Ф. Усиления при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчеты усиления зданий при реконструкции. – СПб гос. архит.-строит. ун-т. – СПб., 1998. – 637с., ил.

13. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах // Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України. – У 2-х частинах.– К.: Держбуд України, 2000. – 84 с.

14. Крутов В.И., Дьяконов В.П. Расчет просадок лессовых грунтов от собственного веса с учетом формы и размеров увлажненной зоны // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. - №3. – с. 12-14.

15. Klepikov S.N., Markov A.I. Determination of deformations of footing consisted of settling soils by finite element method. – Third international conference on Numerical Methods in Geomechanics: 2-6 April, 1979, Aachen, s. 975-980.

16. Кравцов В.Г. Работа конструкций бескаркасных зданий в условиях неравномерных вертикальных деформаций лессового просадочного основания: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. – К.: КиевЗНИИЭП, 1984. – 190 с.

17. Горбунов О.С. Совершенствование методов моделирования грунтовых оснований, взаимодействующих с деформируемым сооружением : дис. кандидата техн. наук : 05.23.02 / Горбунов Олег Семенович. – Уфа, 1998. – 198 с.

18. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / Клепиков С.Н. – К. : НИИСК, 1996. – 206 с.

19. Кулябко В.В. Новый подход к моделированию взаимодействия составных сооружений со сложными основаниями / В.В. Кулябко, А.А. Дубихвост, И.И. Давидов // Механика грунтов и фундаментостроение : труды 3-й Укр. науч.-техн. конф. – Одесса, 1997. – Т. 1. – С. 61-64.

20. Лучкин М.А. Учет развития деформаций основания во времени при совместном расчете системы «основание-фундамент-здание» : дис. кандидата техн. наук : 05.23.02 / Лучкин Максим Александрович. – СПб., 2007. – 162 с.

21. Бартоломей Л.А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций: Диссертация на соискание ученой степени доктора техн. наук: 05.23.02. – Пермь: ПГТУ, 2003. – 260 с.

22. Банах В.А. Использование результатов обследования существующих зданий для формирования и корректировки их расчетных моделей // Коммунальное хозяйство городов. – 2007. - № 76. – С. 101-106.

23. Банах В.А. Моделирование взаимодействия зданий с грунтовыми основаниями в сложных инженерно-геологических условиях // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць Коммунальное хозяйство городов. – Вып. 75: в 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДП НДІБК, 2011.

24. Шокарев В.С., Чаплыгин В.И. Геомеханическая модель грунтового основания здания на ленточном фундаменте при его подработке цилиндрическими скважинами [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.nbuu.gov.ua>.

25. Чухлатый М.С. Численное исследование напряженно-деформированного состояния системы "здание-фундамент-грунт": Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.13.18 и 05.01.02 – Тюмень: ТГАСА, 2004. – 107 с.

26. Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Взаимодействие зданий и оснований: методы расчета и их применение при проектировании // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. - № 7. – С. 129-145.

27. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия вессомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями : монография / Шаповал В.Г., Нажа П.Н., Шаповал А.В. – Днепропетровск : Пороги, 2010. – 251с.

28. Улицкий В.М. Основы совместных расчетов зданий и оснований // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2006. - № 10. – С. 56-62.

29. Шашкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. - № 2. – С. 1-32.

30. Камаев В.С. Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов : Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.02. – Санкт-Петербург: ПГУПС, 2007. – 205 с.

31. Городецкий А. С., Слободян Я. Е. Решение нелинейных задач взаимодействия сооружений с основанием с помощью ПК ЛИРА // Проблемы тонкостенных пространственных систем. - Тбилиси: Грузинский технический университет, 2001. - С. 53-57.

32. Баженов В. А., Слободян Я. О. Чисельні дослідження напружено деформованого стану споруд при ступінчатих деформаціях земної поверхні // Опір матеріалів і теорія споруд. - 2003. - Вип. 73. - С. 91-99.

33. Сьомчина М.В. Особливості напружено-деформованого стану цегляних п'ятиповерхових житлових будівель при реконструкції в умовах просідаючих ґрунтів: Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.01. – Д., 2014. – 153 с.

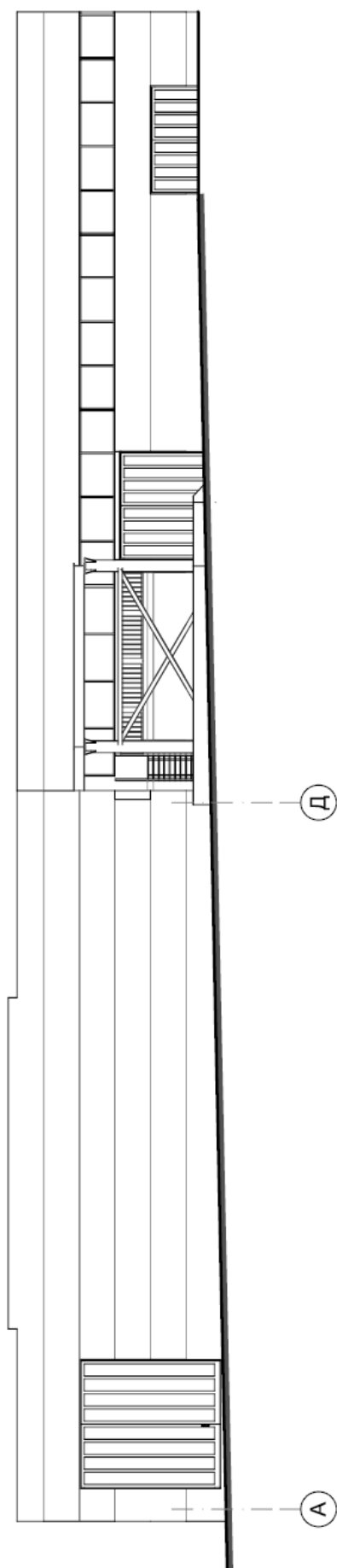
34. Звіт про інженерно-геологічні умови на об'єкті «Реконструкція складу будматеріалів по вул. Суворова, 4 в м. Запоріжжя» - шифр 9342 // ДП «УкрНДІНТВ» Запорізький філіал. - Запоріжжя 2016.

35. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий/ЦНИИСК им. Кучеренко. - М. - 1988.- 57с.
36. ДБН В.1.2-10-2009 “Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування”, Мінрегіонбуд України, К., 2009.
37. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження й впливи. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 60 с.
38. ПК ЛИРА, версія 9. Программний комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие под ред. А.С.Городецкого. – К. - М., 2003. – 464 с.
39. ДБН В.2.6-162:2010. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 98 с.
40. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
41. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 94 с.
42. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 98 с.

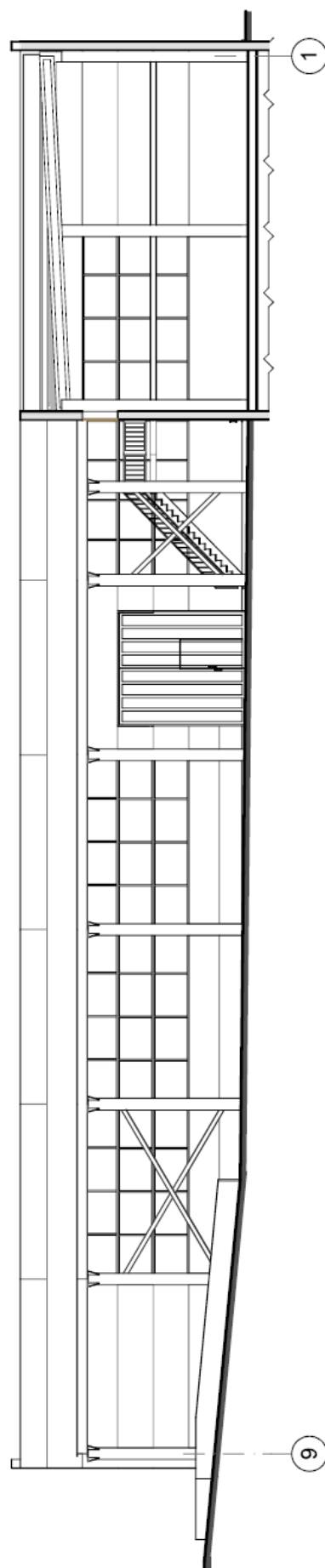




ФАСАД А-Д

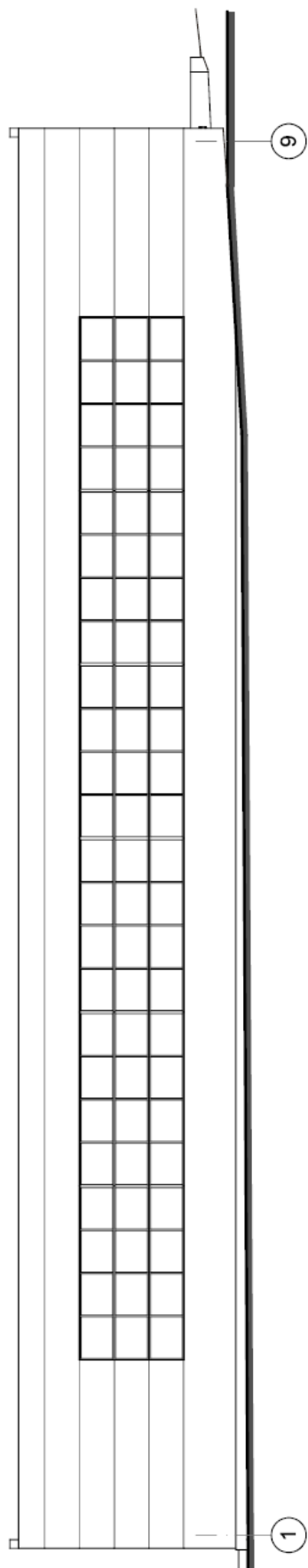


ФАСАД 9-1

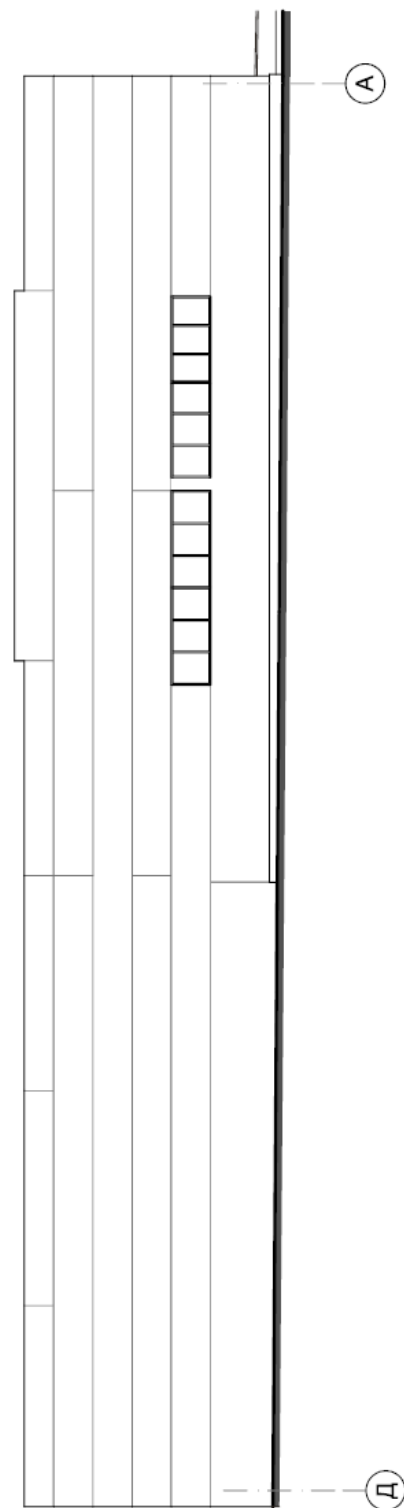


Фасади А-Д, 9-1 до реконструкції.

ФАСАД 1-9



ФАСАД Д1-А

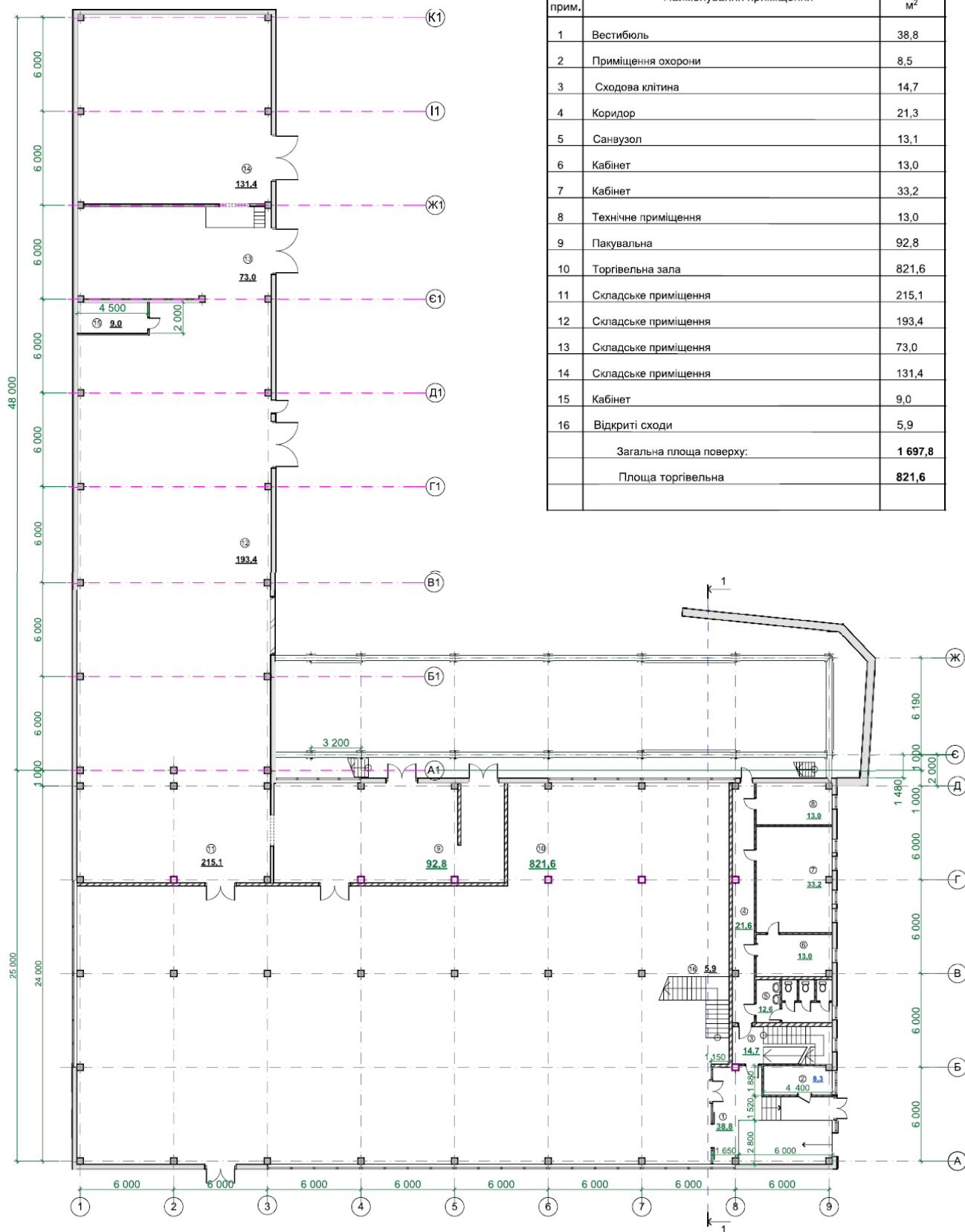


Фасади 1-9, Д1-А до реконструкції.



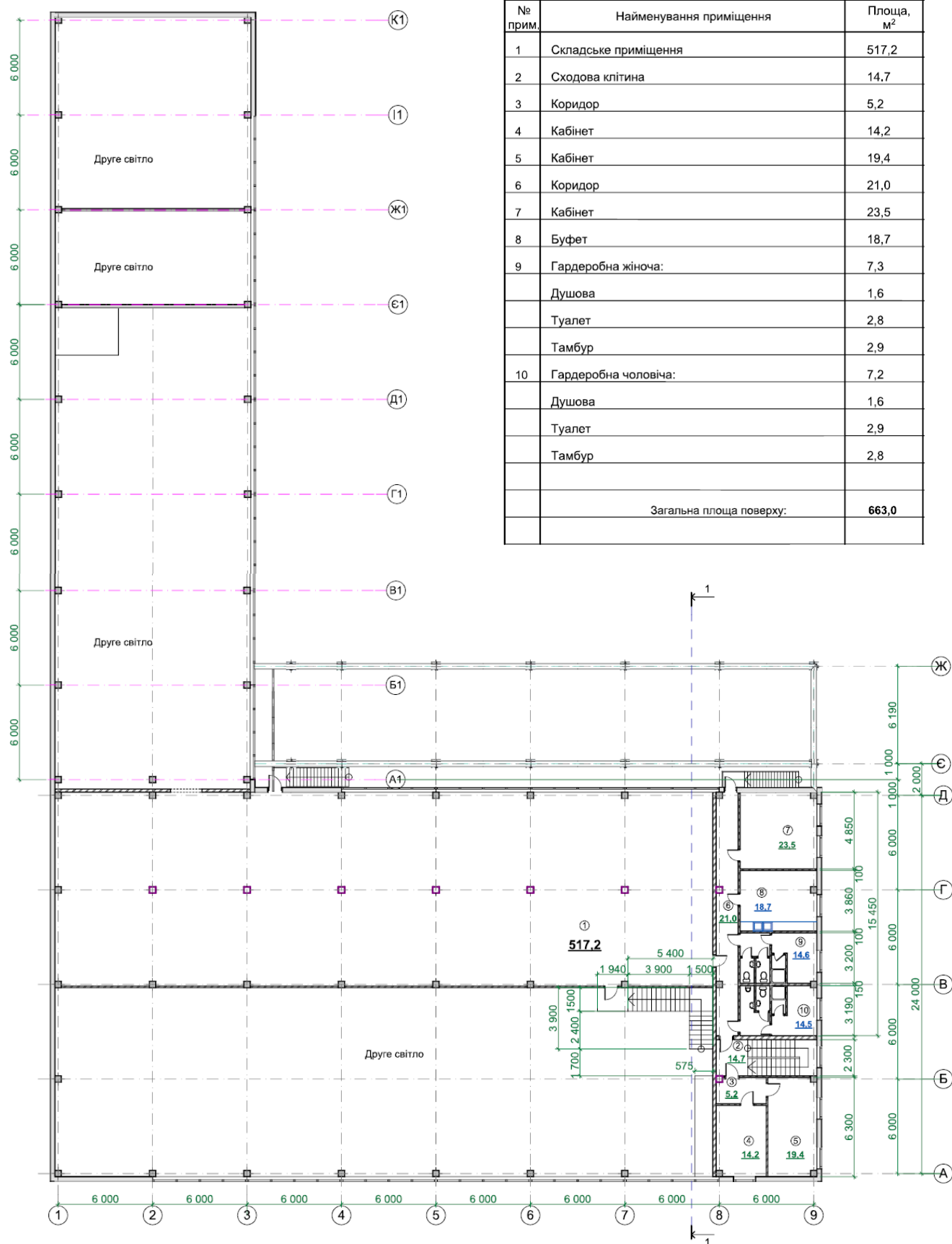
## Експлікація приміщень

№ прим.	Найменування приміщення	Площа, м <sup>2</sup>
1	Вестибюль	38,8
2	Приміщення охорони	8,5
3	Сходова клітина	14,7
4	Коридор	21,3
5	Санвузол	13,1
6	Кабінет	13,0
7	Кабінет	33,2
8	Технічне приміщення	13,0
9	Пакувальна	92,8
10	Торгівельна зала	821,6
11	Складське приміщення	215,1
12	Складське приміщення	193,4
13	Складське приміщення	73,0
14	Складське приміщення	131,4
15	Кабінет	9,0
16	Відкриті сходи	5,9
Загальна площа поверху:		<b>1 697,8</b>
Площа торгівельна		<b>821,6</b>

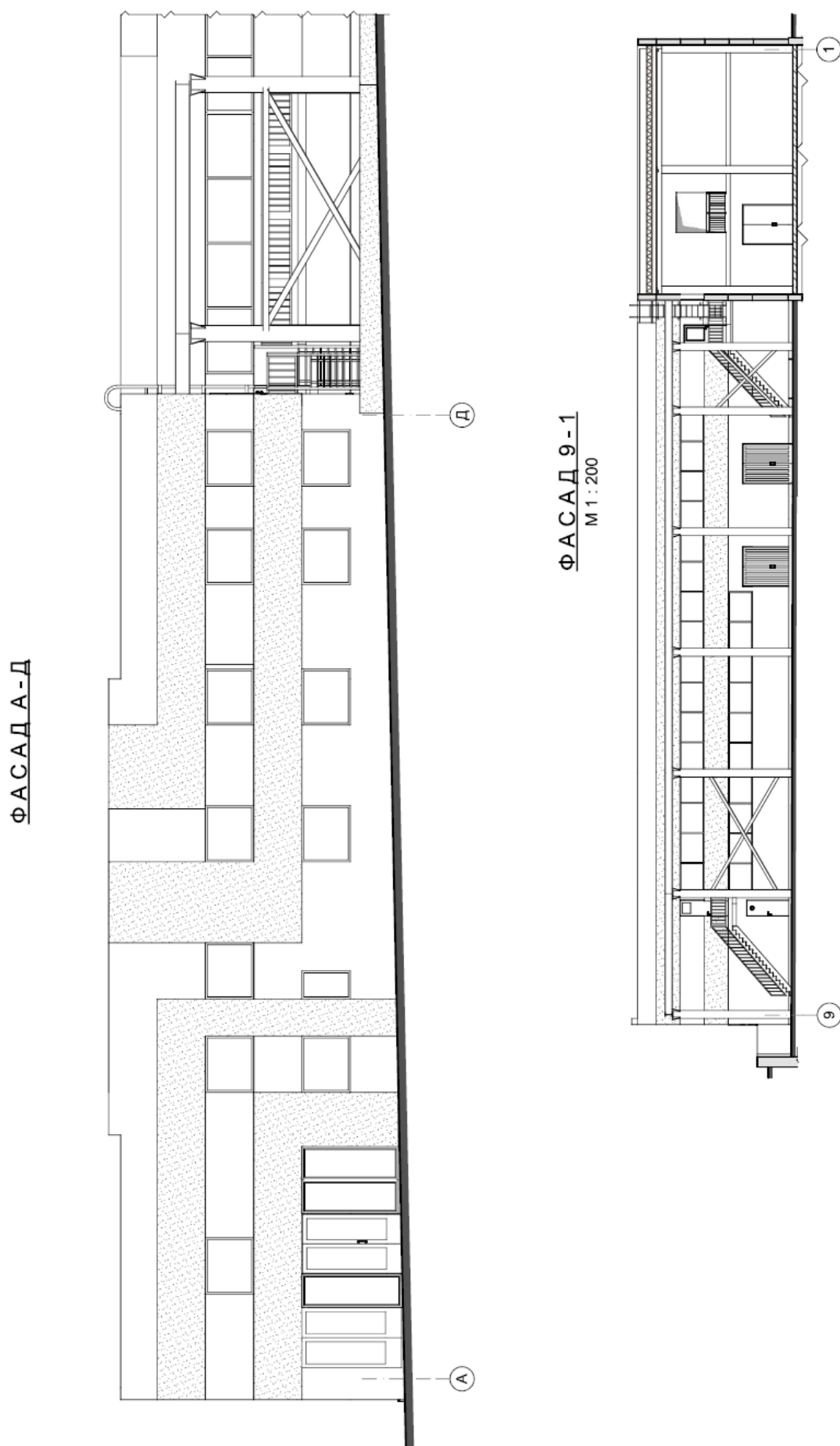


План приміщень на відм. 0.000 після реконструкції.

## Експлікація приміщень

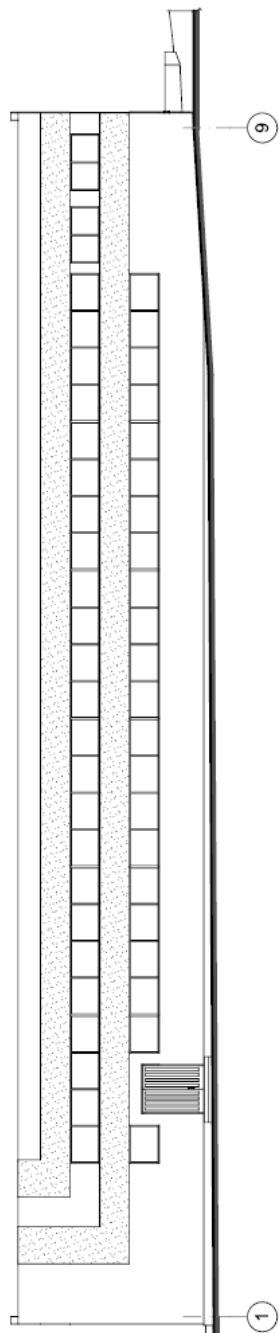


План приміщень на відм. +3,300 після реконструкції.

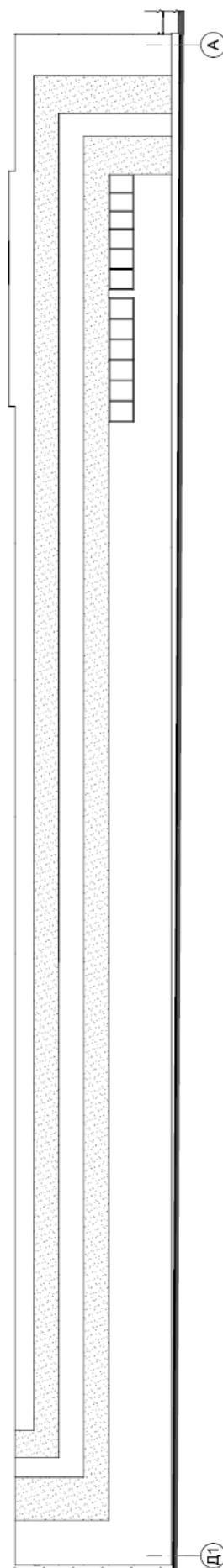


Фасади А-Д, 9-1 після реконструкції.

ФАСАД 1-9  
М 1 : 200



ФАСАД К1-А  
М 1 : 200



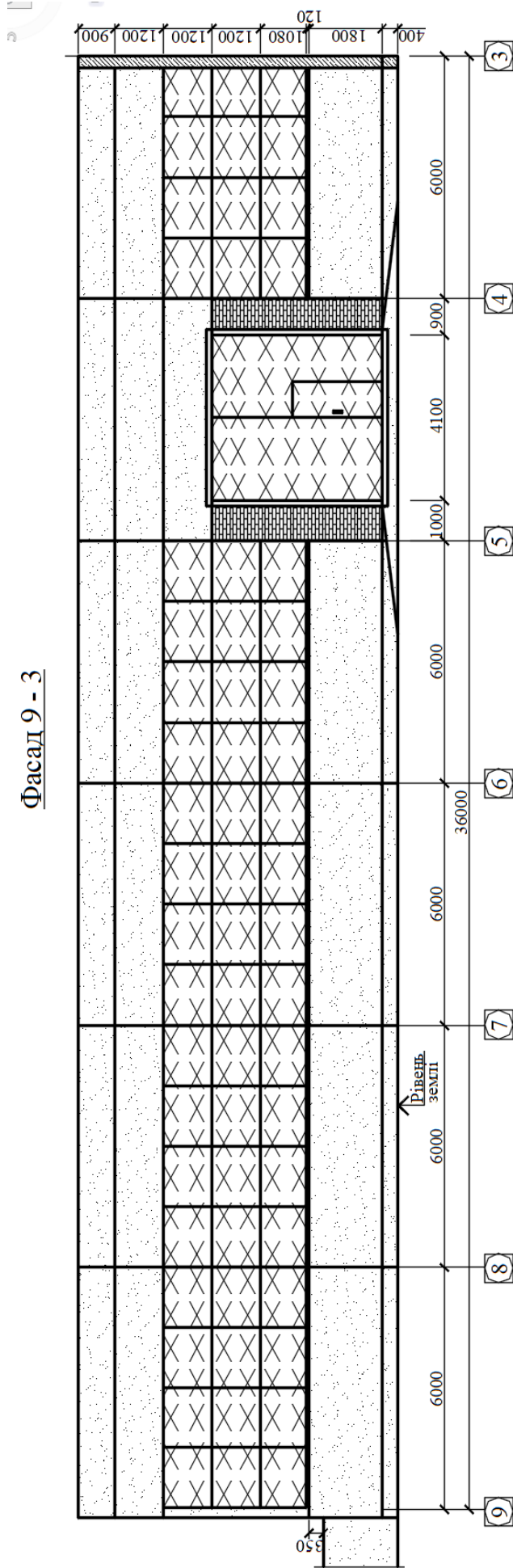
Фасади 1-9, К1-А після реконструкції.



Перспектива будівлі після реконструкції.



Фасад 9 - 3

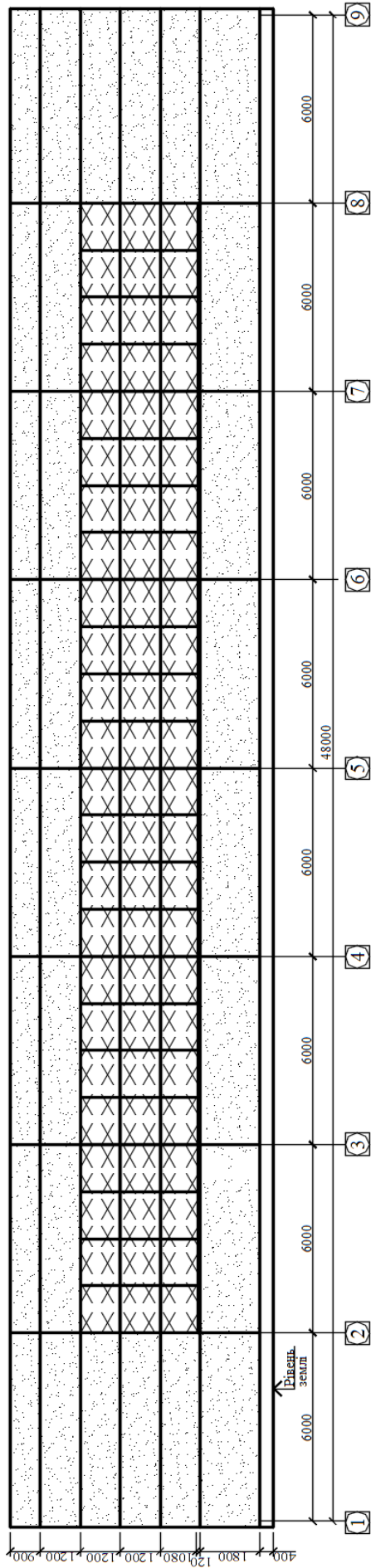


Позначення

 - елементи, які необхідно демонтувати.



Фасад 1 - 9



Позначення


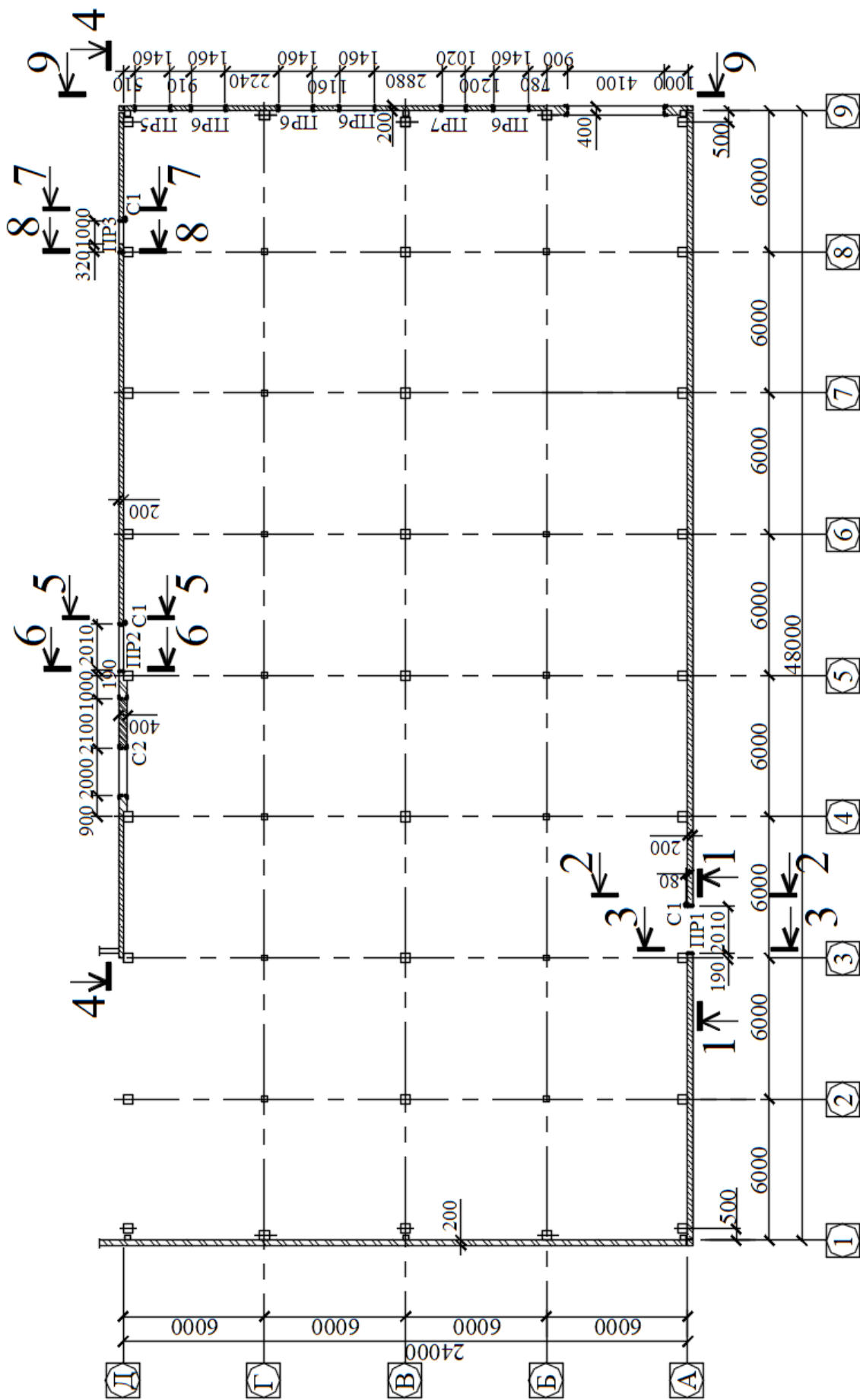
 - елементи, які необхідно демонтувати.

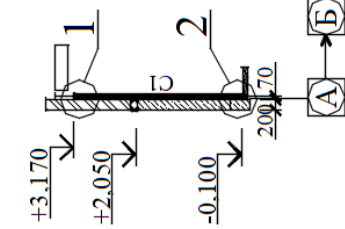


Схема розташування прорізів, що пробиваються

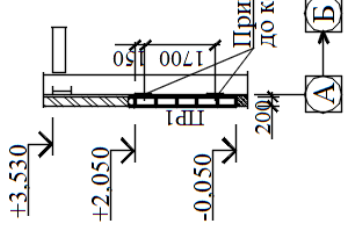




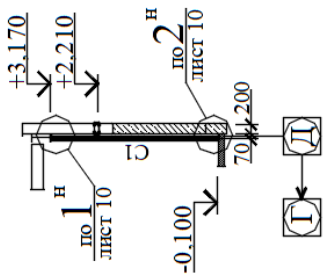
Розріз 2 - 2



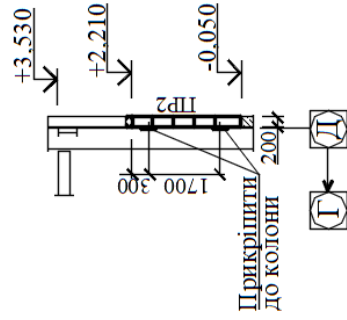
Розріз 3 - 3



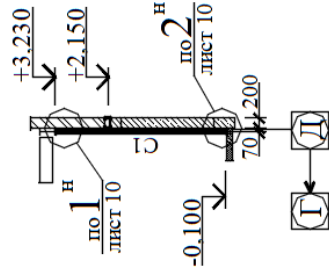
Розріз 5 - 5



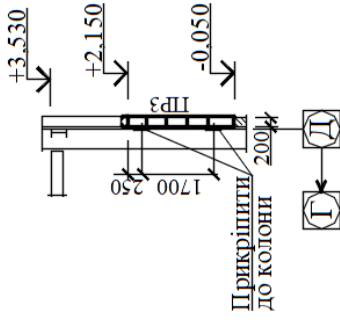
Розріз 6 - 6



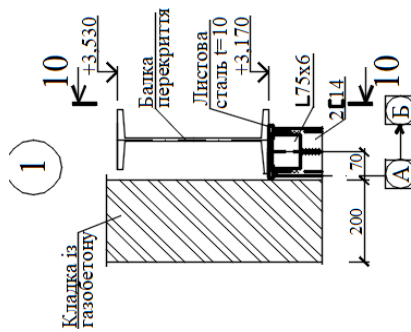
Розріз 7 - 7



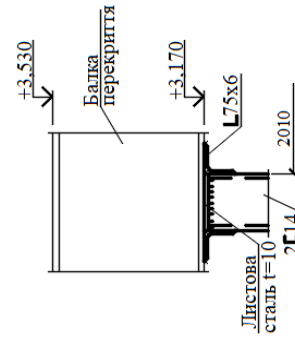
Розріз 8 - 8



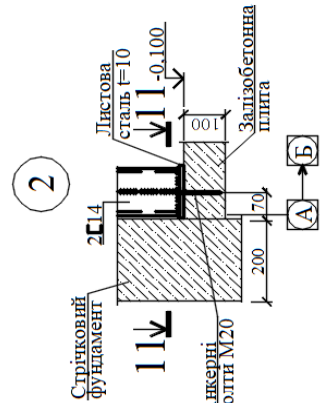
1



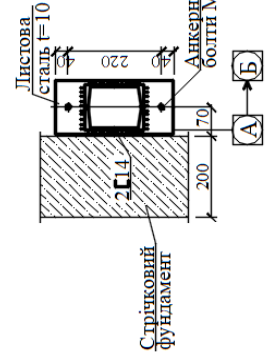
Розріз 10 - 10



2



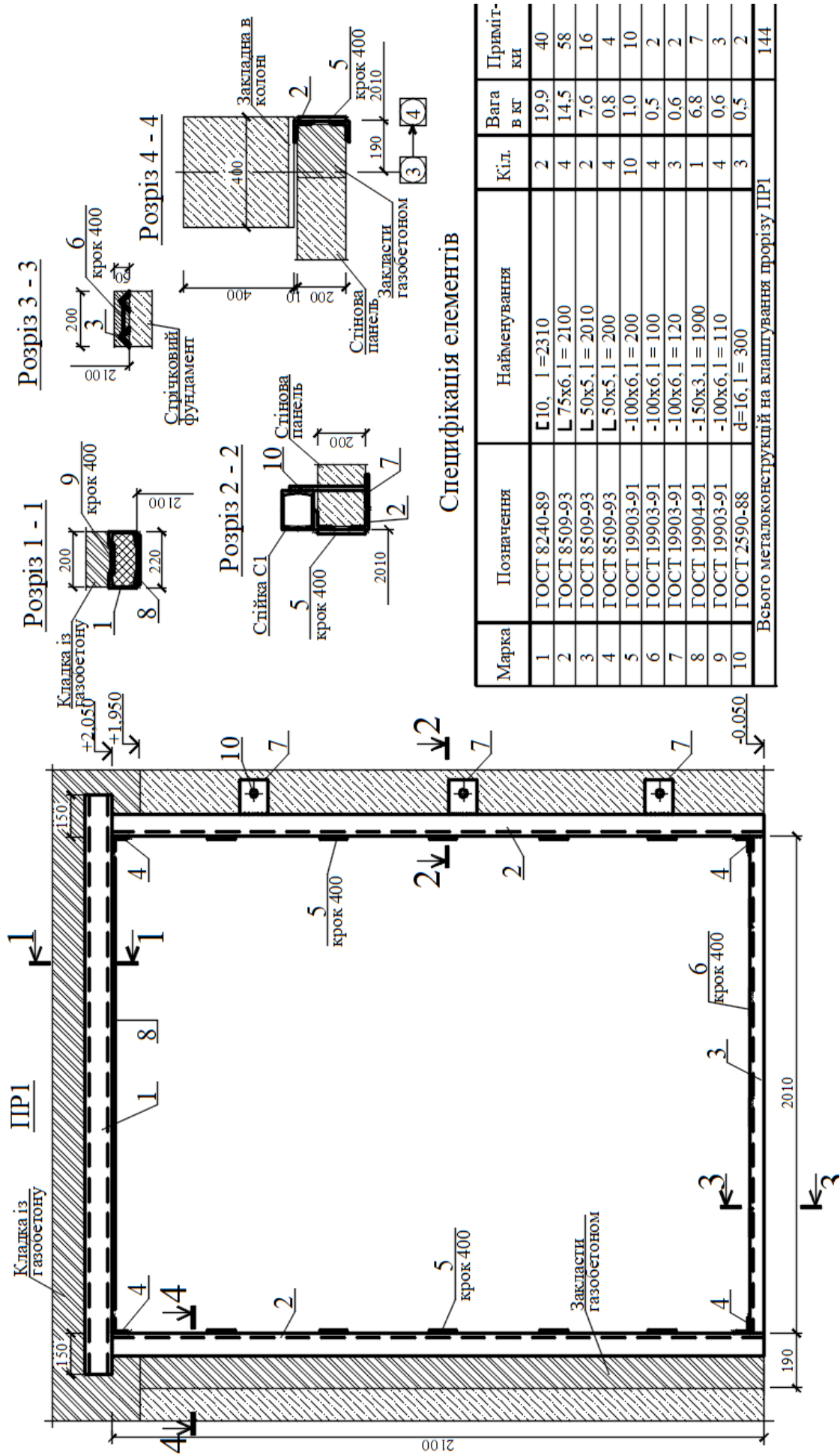
Розріз 11 - 11



Відомість елементів

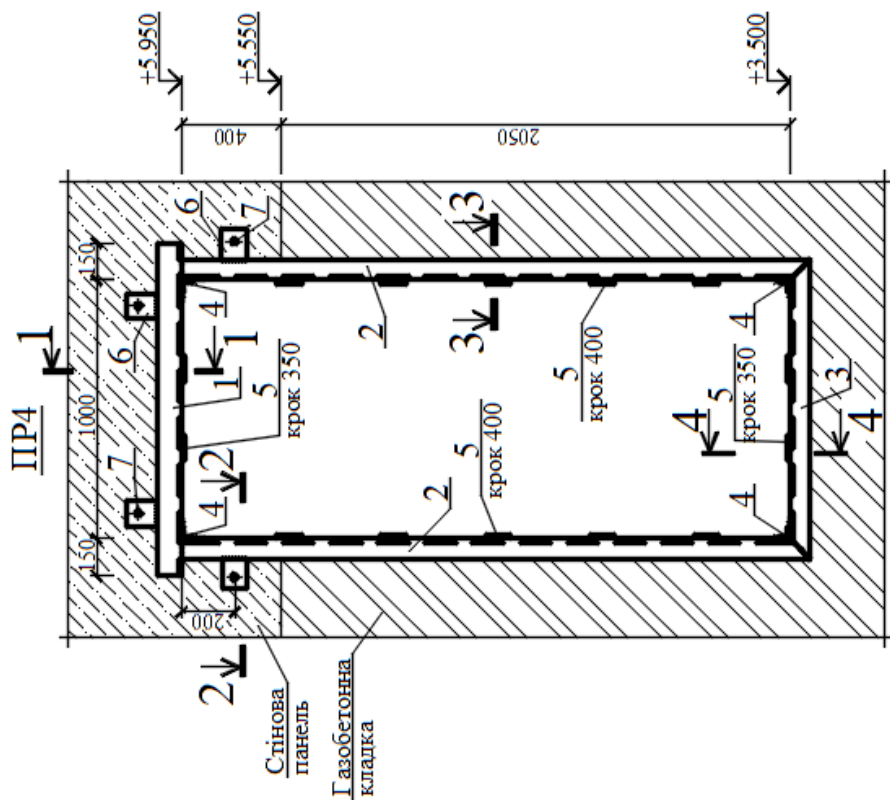
Марка	Перетин		Опорні зусилля		Марка металу	Примітка
	Ескіз	Поз	M, кНм	Q, кН		
ПР1		перетин складний див. лист 14			C245	
ПР2		перетин складний див. лист 15			C245	
ПР3		перетин складний див. лист 16			C245	
ПР4		перетин складний див. лист 17			C245	
ПР5		перетин складний див. лист 18			C245	
ПР6		перетин складний див. лист 19			C245	
ПР7		перетин складний див. лист 20			C245	
ПР8		перетин складний див. лист 21			C245	
ПР9		перетин складний див. лист 22			C245	
ПР10		перетин складний див. лист 23			C245	
C1		2 Г14			C245	
C2		1 L100x8 2 -200x6 крок 400			C245	
B1		1 Г10 2 -200x6 крок 400			C245	
B2		3 -300x3 Гн. 80x3			C245	
B3		1 Г14 2 -200x6 крок 400			C245	
B4		3 -300x3 1 L100x8 2 -200x6 крок 400			C245	





Специфікація елементів

Марка	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага в кг	Примітки
1	ГОСТ 8240-89	Г10, l = 2310	2	19,9	40
2	ГОСТ 8509-93	Л75х6, l = 2100	4	14,5	58
3	ГОСТ 8509-93	Л50х5, l = 2010	2	7,6	16
4	ГОСТ 8509-93	Л50х5, l = 200	4	0,8	4
5	ГОСТ 19903-91	-100х6, l = 200	10	1,0	10
6	ГОСТ 19903-91	-100х6, l = 100	4	0,5	2
7	ГОСТ 19903-91	-100х6, l = 120	3	0,6	2
8	ГОСТ 19904-91	-150х3, l = 1900	1	6,8	7
9	ГОСТ 19903-91	-100х6, l = 110	4	0,6	3
10	ГОСТ 2590-88	d=16, l = 300	3	0,5	2
Всього металоконструкцій на влаштування прорізу ПР1					144



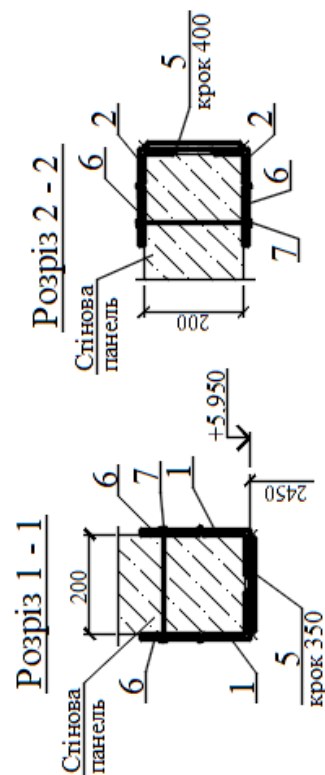
### Специфікація елементів

Марка	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага в кг	Примітки
1	ГОСТ 8509-93	L 100x8,1 = 1300	2	16,0	32
2	ГОСТ 8509-93	L 75x6,1 = 2500	4	17,3	70
3	ГОСТ 8509-93	L 50x5,1 = 1100	2	4,2	9
4	ГОСТ 8509-93	L 50x5,1 = 200	4	0,8	4
5	ГОСТ 19903-91	-100x6,1 = 200	14	1,0	14
6	ГОСТ 19903-91	-100x6,1 = 120	8	0,6	5
7	ГОСТ 2590-88	d=16,1 = 280	4	0,5	2
Всього металлоконструкцій на влаштування прорізу ПР4					136

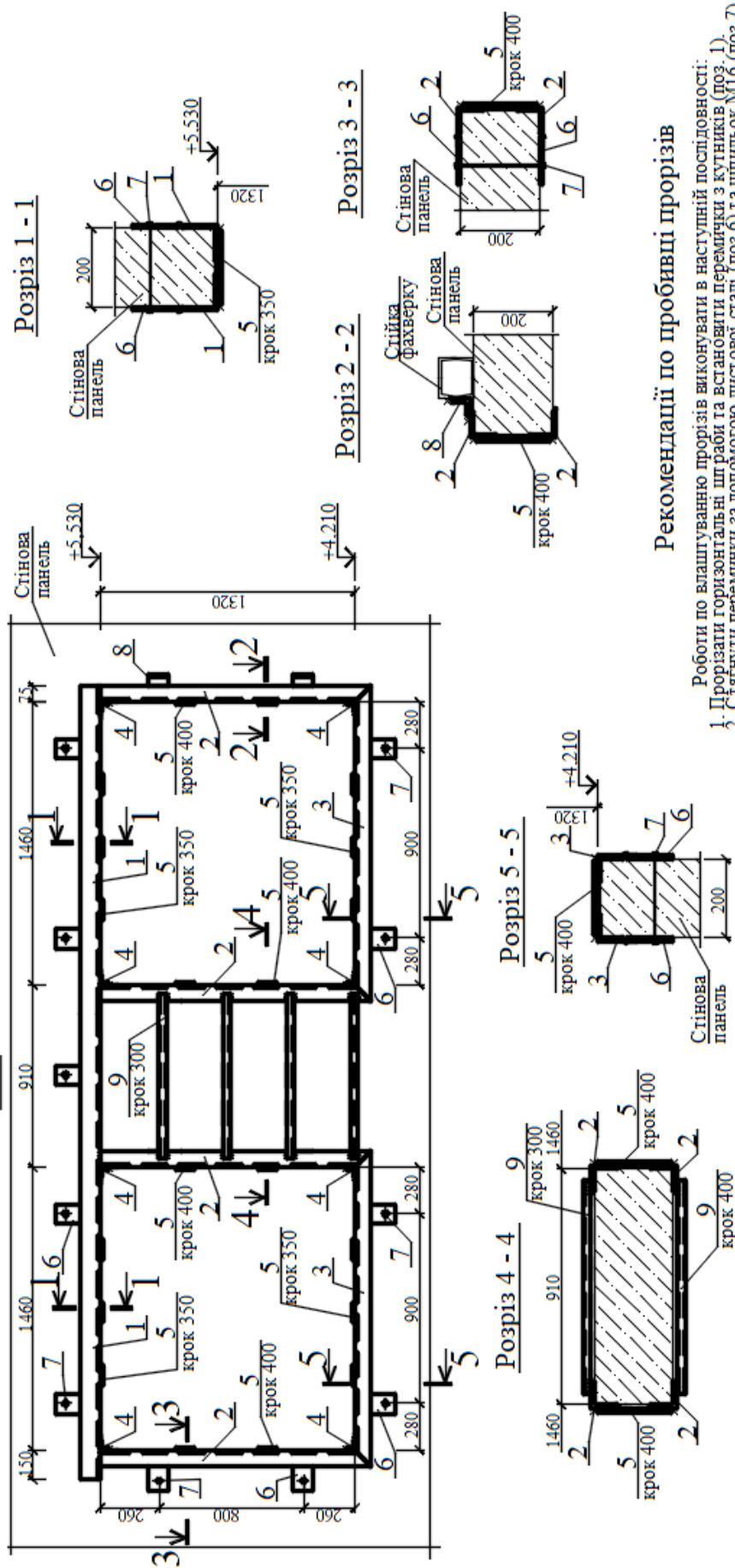
### Рекомендації по пробивці прорізу

Роботи по влаштуванню прорізу виконувати в наступній послідовності:

1. Після закладання ділянки сіни газобетонними блоками до відмітки  $+3,500$  необхідно влаштувати дверний проріз.
2. Вище на 400 мм у сійновій панелі прорізати горизонтальні штраби та встановити перемички з кутників (поз.1).
3. Стягнути перемички за допомогою листової сталі (поз.6) та шпильок М16 (поз.7).
3. Прорізати наскрізні вертикальні штраби у сійновій панелі на висоту 400 мм для установки сійок з кутників (поз.2).
4. Встановити сійки (поз.2) і приварити їх до перемички (поз.1).
5. Сійки (поз.2) закрити до сійнової панелі за допомогою листової сталі (поз.6) та шпильок М16 (поз.7).
6. Встановити підпрорізні елементи з кутників (поз.3) і приварити їх до сійок (поз.2), а також приварити до них опорні кутники (поз.4).
7. В верхній частині на висоту 400 мм просверлити отвори і виконати розбирання частини сійнової панелі неударним інструментом.
8. Верхні опорні кутники (поз.4) приварити до сійок (поз.2) та перемички (поз.1).
9. По контуру прорізу встановити пластини з листової сталі (поз.5) з кроком не більше 400 мм.



## ПР8



## Рекомендації по пробивці прорізів

Роботи по влаштуванню прорізів виконувати в наступній послідовності:

1. Прорізати горизонтальні штраби та встановити перемички з кутників (поз. 1).
2. Стягнути перемички за допомогою листової сталі (поз. 6) та шпильок М16 (поз. 7).
3. Прорізати наскрізні вертикальні штраби та встановити стійки з кутників (поз. 2), які приварити до перемичок (поз. 1).
4. Ліву стійку (поз. 2) закрити до стіни за допомогою листової сталі (поз. 6) та шпильок М16 (поз. 7).
5. Праву стійку (поз. 2) закрити до стіни за допомогою кутників (поз. 8), які приварити до ступової стійки фаяхверку з двох швеллерів.
6. Середні стійки (поз. 2) з'єднати між собою за допомогою гнучозамкнутих ділямок кутникових профіль (поз. 9) з кроком 300 мм.
7. Прорізати горизонтальні штраби та встановити підпрорізні елементи (поз. 3), які приварити до стійок (поз. 2).
8. Підпрорізні елементи (поз. 3) закрити до стіни за допомогою листової сталі (поз. 6) та шпильок М16 (поз. 7).
9. Прорізати вислїм отворів у кутах прорізів для опорних кутників (поз. 4).
10. Опорні кутники (поз. 4) приварити до стійок (поз. 2), перемички (поз. 1) та підпрорізних елементів (поз. 3).
11. По контуру прорізів просвердлити отвори і здійснити розбирання ділянки стіни неударним інструментом, не пошкоджуючи прилеглих ділянок стіни.
12. По контуру прорізів встановити планки з листової сталі (поз. 5) і з кроком не більше 350...400 мм.

## Специфікація елементів

Марка	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага в кг	Примітки
1	ГОСТ 8509-93	Л 100x8, l = 4055	2	49,7	100
2	ГОСТ 8509-93	Л 75x6, l = 1395	8	9,7	78
3	ГОСТ 8509-93	Л 75x6, l = 1610	4	11,1	45
4	ГОСТ 8509-93	Л 50x5, l = 200	8	0,8	7
5	ГОСТ 19903-91	-100x6, l = 200	20	1,0	20
6	ГОСТ 19903-91	-100x6, l = 120	22	0,6	14
7	ГОСТ 2590-88	d=16, l = 280	11	0,5	7
8	ГОСТ 8509-93	Л 50x5, l = 100	2	0,4	1
9	ГОСТ 30245-2003	Гн. 40x20x2, l = 860	8	1,6	13
Всього металоконструкцій на влаштування прорізу ПР8					285



## ВІДГУК

керівника кваліфікаційної роботи

здобувача ступеня вищої освіти «магістр» Шавкуненко Яни  
Віталіївни  
 (ПШБ.)

Кваліфікаційна робота магістра на тему Оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під склад канцелярських товарів

виконана згідно до завдання, відповідає темі, містить 36 листів  
 (не) згідно (не) відповідає  
 графічного матеріалу і пояснювальну записку з 118 сторінок, підписана консультантами і має рецензію.

1. Актуальність теми, наявність замовлення роботи підприємством (організацією) В даний час в країні спостерігається зниження об'ємів нового будівництва та все більші оберти набирає саме реконструкція об'єктів. Отже тема роботи є актуальною. Об'єкт є реальним, робота виконана на замовлення організації.

2. Глибина обґрунтувань прийнятих рішень (повнота розрахунків, наявність багатоваріантності)

Розрахунки виконані в достатньому обсязі для прийняття проектних рішень по реконструкції. В роботі наведені різноманітні варіанти підсилення конструкцій та приведені їх конструктивні схеми.

3. Загальний рівень підготовки та ерудиції здобувача ступеня вищої освіти «магістр»  
Здобувач ступеня вищої освіти показав високий рівень підготовки

4. Творчий потенціал і ступінь самостійності студента у вирішенні поставлених задач  
Студент проявляла самостійність у вирішенні поставлених задач

5. Науковий рівень (для робіт дослідницького характеру) та глибина експериментальних досліджень

Робота виконана на достатньому науковому рівні як для здобувача рівня вищої освіти «магістр», глибина досліджень теж відповідає рівню.

6. Застосування сучасних системних та інформаційних технологій, фізичного або математичного моделювання, наявність обґрунтування вибору типу ЕОМ, застосування стандартних та оригінальних програм, наявність аналізу результатів та їх використання у роботі \_\_\_\_\_

В роботі застосовувались спеціалізовані програми для виконання інженерних розрахунків та розробки креслень, а саме LIRA-WINDOWS, SCAD, AUTOCAD.

7. Відповідність оформлення до вимог діючих стандартів робота оформлена згідно до вимог діючих стандартів

8. Дотримання студентом графіка виконання роботи робота виконувалась згідно графіку

9. Наукова цінність роботи, практична значимість \_\_\_\_\_

Робота має певну наукову цінність. Результати роботи та прийняті конструктивні рішення були використанні при проведенні реконструкції об'єкту.

10. У кваліфікаційній роботі магістра можна відмітити такі недоліки: \_\_\_\_\_

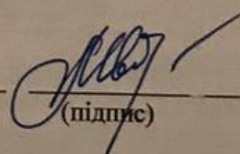
В роботі суттєвих недоліків не виявлено

Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана на ВИСОКОМУ рівні

і при відповідному захисті заслуговує на оцінку:

кількість балів 95 національною відмінно ЄКТС А

Керівник ДОЦЕНТ, К.Т.Н.  
(посада, науковий ступінь)

  
(підпис)

Сьомчина М.В.  
(ПІБ)



## Рецензія

На кваліфікаційну роботу здобувача ступеня вищої освіти «магістр» Шавкуненко Яни Віталіївни

на тему «Оцінка можливості реконструкції виробничої будівлі під склад канцелярських товарів»

Кваліфікаційна робота магістра виконана згідно до завдання відповідає темі,  
(не) згідно не (відповідає)

містить 36 листів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 118 сторінок.

1. Актуальність теми (повнота постановки проблеми, формування проблеми та її значимість, постановка завдань досліджень Тема роботи досить актуальна. Для вирішення задач, пов'язаних із збереженням здатності будівель нести навантаження при їх реконструкції, потрібен статичний розрахунок конструкцій будинку або його фрагменту. Такий розрахунок дозволить оцінювати наслідки, які можуть впливати не тільки на приміщення, які реконструюються, а також на несучу здатність будівлі в цілому.

2. Ступінь науковості роботи (широта вивчення результатів досліджень за проблемою, методика дослідження, наявність елементів наукової новизни та ступінь їх розробки)

В роботі застосовувалися чисельні методи дослідження напружено-деформованого стану будівлі. Застосована методика розрахунку будівель, яка дозволяє досліджувати НДС конструкцій будівлі по трьохвимірній розрахунковій моделі, робити висновки щодо ефективності того чи іншого варіанту підсилення конструкцій при їх реконструкції.

3. Якість подачі матеріалу роботи (ступінь взаємозв'язку розділів роботи, застосування комп'ютерних технологій, чіткість і технічна грамотність оформлення роботи, науковий стиль викладення матеріалу)

Подача матеріалу роботи виконана якісно, структура і стиль роботи відповідають вимогам, що пред'являються до науково-дослідних робіт, текст

викладений грамотно, всі розділи взаємопов'язані, науково-технічна термінологія адекватна матеріалу, що викладається.

4. Практична значимість результатів роботи (рівень реальності результатів та пропозицій, техніко - економічні показники запропонованих рішень, наявність публікацій за темою роботи) \_\_\_\_\_

Робота виконана за замовленням організації, за результатами роботи планується реконструкція об'єкту. Результати роботи опубліковані в книзі матеріалів XXIV науково-технічної конференції 2019 р. у II ЗНУ, м. Запоріжжя.

5. Недоліки кваліфікаційної роботи магістра \_\_\_\_\_ В роботі суттєвих недоліків не виявлено.

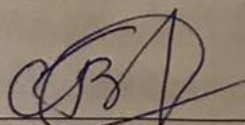
6. Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана (ний) на достатньому рівні і заслуговує оцінки:

кількість балів 95

за національною шкалою відмінно

за шкалою ЄКТС A

Рецензент к.т.н., доцент кафедри «Міського будівництва і господарства»  
Інженерного інституту ЗНУ  
(посада, місце роботи)

  
(підпис)

Сіромолот Г.В.  
(П.І.Б.)