

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

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

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

## Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проектування бізнес центру в м. Дніпрі з  
моделюванням роботи просторового каркасу будівлі

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

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис) Прищепко С. С.  
(прізвище та ініціали)

Керівник \_\_\_\_\_  
(підпис) Крамар Г.М.  
(прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент \_\_\_\_\_  
(підпис) Кошалко С.А.  
(прізвище та ініціали)

Тернопіль  
2022

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти  
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Прищепку Сергію Семеновичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проектування бізнес центру в м. Дніпро з моделюванням роботи просторового каркасу будівлі

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

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

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

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

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

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

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



## ЗМІСТ

ВСТУП .....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ .....	8
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	8
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-мистецьких рішень. У тому числі, щодо дотримання граничних параметрів дозволеного об'єкта капітального будівництва.....	9
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкту капітального будівництва .....	11
1.4 Опис рішень з виконання приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення .....	11
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	12
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншої дії.....	13
1.7 Опис рішень щодо світлоогородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден .....	13
1.8 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів.....	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ .....	15
2.1 Завдання на проектування.....	15
2.2 Параметри та дані, що приймаються, для проектування з урахуванням кліматичних умов.....	15
2.3 Опис конструктивної схеми будівлі .....	15
2.4 Збір навантажень.....	16

	4
2.4.1 Постійні навантаження.....	16
2.4.2 Тимчасове навантаження .....	19
2.5 Особливості конструктивної схеми .....	23
2.5.1 Розрахунок монолітної колони по осі В-4.....	23
2.5.2 Розрахунок монолітного перекриття на позначці +40,350 .....	28
2.5.2 Розрахунок монолітної балки по осі на відмітці +40,350 .....	33
2.6 Вихідні дані для проектування фундаменту .....	37
2.6.1 Визначення несучої здатності буронабивної палі .....	42
2.6.2 Розрахунок паль за другою групою граничних станів.....	43
2.6.3 Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування.....	44
2.6.4 Розрахунок ростверку.....	45
2.6.5 Розрахунок забивної висячої палі .....	46
2.6.5.1 Призначення виду палі і її параметрів. Вибір глибини закладання ростверку та довжини палі .....	46
2.6.5.2 Розрахунок паль за другою групою граничних станів.....	47
2.6.5.3 Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування.....	47
2.6.5.4 Вибір типу палі.....	48
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА .....	49
3.1 Варіантне проектування .....	49
3.2 Моделювання та розрахунок просторового каркасу будівлі .....	55
3.3 Розрахунок монолітного ядра .....	57
3.4 Висновки до розділу .....	64
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	65

	5
4.1 Основні положення щодо охорони праці .....	65
4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці .....	65
4.1.2 Огородження території.....	67
4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику .....	67
4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт .....	68
4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт .....	68
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	71
4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей.....	71
4.2.2 Висновки за розділом .....	73
ВИСНОВОК .....	74
БІБЛІОГРАФІЯ .....	75

## ВСТУП

Будівництво висотної будівлі – дуже перспективний проект щодо інвестицій, оскільки дає можливість підвищувати ефективність використання площі земельних ділянок з допомогою вищої щільності забудови і поєднання різноспрямованих функцій, сприяючи диверсифікації ризиків і водночас підвищуючи стійкість проекту загалом, так як у будівлі розташовані не лише житлові квартири, а й офіси.

**Актуальність теми.** Будівництво висотних бізнес все більш стає актуальним у забудовників. Оскільки в таких будівлях є можливість розмістити не тільки житлові приміщення але і низку інфраструктурних, бізнесових та офісних приміщень, таким чином підвищивши інвестиційну привабливість будівлі.

**Мета роботи:** Розробка проекту бізнес центру з моделюванням роботи просторового каркасу будівлі.

**Об'єкт досліджень** –просторові конструкції висотних громадських та житлових будівель.

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

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

### **Завдання роботи:**

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення бізнес центру;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій багатоповерхової будівлі бізнес центру;
- виконати статичний розрахунок ядра жорсткості висотної громадської будівлі в об'ємній постановці;
- визначити основні зусилля в ядрі жорсткості висотної громадської будівлі в об'ємній постановці;

- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

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

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

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

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

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

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

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

**Ключові слова:** ядро жорсткості, висотна будівля, скінченні елементи.



## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

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

31-поверховий офісний центр із залізобетону з поворотними по висоті поверхами розташована північному заході м. Дніпро. Будівля окремостояча, складається з 31-го надземного житлового поверху, 1 техповерху і 2 поверхів підвалу. Висота поверху складає 3,6 м. Висота будівлі від рівня планування становить 115,2 м. Усі основні приміщення розміщені у надземних поверхах.

П'ять блоків кріпляться до центрального залізобетонного ядра, всередині якого розташовані ліфти та сходи. Перші поверхи нежитлові – на них розміщуються офісні, торгово-офісні та об'єкти інфраструктури, технічні приміщення для обслуговування житлових корпусів. У будівлі 152 квартири, вони розміщені у 3-5 кубах. Площа найменшої квартири, однокімнатної, становить 45 кв. м, а найбільша квартира – п'ятикімнатна (190 кв. м). На кожному поверсі – від однієї до п'яти квартир. Різновидів планування – 23, у всіх за основу прийнято принцип перетікаючих просторів: більшість дверних отворів виконані на всю висоту поверху; у великих квартирах використані розсувні перегородки; скрізь кухні розкриваються у вітальню (на межі розміщена обідня зона). Також у будівлі розташовані 3 ліфти. Вони розміщені таким чином, щоб регулювати пасажиропотоки до офісів, переговорних та квартир.

Даний житловий будинок є цивільним будинком та призначений для перебування та проживання людей, перші поверхи запроектовані у вигляді офісів для трудової діяльності громадян.

## 1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-мистецьких рішень. У тому числі, щодо дотримання граничних параметрів дозволеного об'єкта капітального будівництва

- Об'ємно-планувальні та архітектурно-мистецькі рішення прийняті згідно:
- ДБН « Висотні будівлі»;
- ДБН « Житлові будинки багатоквартирні»;
- ДБН «Доступність будівель і споруд для маломобільних груп населення»;
- ДБН «Будівельна кліматологія»;
- «Санітарно-епідеміологічні вимоги до утримання територій міських та сільських поселень, до водних об'єктів, питної води та питного водопостачання, атмосферного повітря, ґрунтів, житлових приміщень, експлуатації виробничих, громадських приміщень, організації та проведення профілактичних заходів»;
- «Системи протипожежного захисту. Евакуаційні шляхи та виходи »;
- «Системи протипожежного захисту. Забезпечення вогнестійкості об'єктів захисту»;
- «Системи протипожежного захисту. Обмеження розповсюдження пожежі на об'єктах захисту. Вимоги до об'ємно-планувальних рішень »[10];

Місце будівництва – місто Дніпро. Будівельно-кліматичний район II. Особливих умов немає. Розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки забезпеченістю 0,92 - мінус 26°C.

Тривалість опалювального періоду  $Z_{оп.пер} = 181$  доба.

Середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період  $t_{оп.пер} = -2,6$  °С.

Переважаючий напрямок вітру – західний. Сейсмічність майданчика будівництва – 5 балів.

Техніко-економічні показники:

Загальна площа будівлі – 13 201,02 м<sup>2</sup>;

Загальна житлова площа (3-5 куб) - 9201,02 м<sup>2</sup>; Загальна площа офісів (1-2 куб) - 4000 м<sup>2</sup>; Висота будівлі – 115,2 м;

Висота поверху – 3,6 м;

Середня площа поверху – 400 м<sup>2</sup>; Будівельний об'єм – 144 422,66 м<sup>3</sup>;

Площа забудови житлового будинку (без ганків) – 405,7 м<sup>2</sup>.

Типи квартир житлового будинку, їх кількість, розміщення технічних приміщень, а також інші планувальні рішення прийняті відповідно до завдання на проектування.

Розташування будівлі на генеральному плані виконане з урахуванням дотримання нормативних вимог щодо інсоляції, а також необхідних протипожежних розривів.

Об'ємно-просторова композиція будівлі зумовлена розташуванням ділянки будівництва, нормативними вимогами до відведеної ділянки, існуючою забудовою, функціональним призначенням будівлі та нормативними вимогами проектування житлових будівель, прийнятою конструктивною схемою.

Архітектурно - художнє рішення проекрованої будівлі прийнято з урахуванням її планувальної структури.

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують виконання протипожежних вимог, що висуваються до шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів та нормативної відстані до евакуаційних виходів. Розміри будівлі не порушують вимог щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.

Транспортне обслуговування території підготовки проекту планування забезпечується з боку проспекту Сергія Нігояна.

На території підготовки проекту планування розташовані багатоквартирні будинки, навчально-виховні об'єкти, адміністративно-ділові об'єкти, торгово-побутові об'єкти, промислово-виробничі об'єкти, житлово-комунальні об'єкти.

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

Колірна гама, елементи оздоблення та облицювання фасаду, деталі фасаду та входних груп відповідають загальному стилю будівлі. Композиційні прийоми при оформленні фасадів та інтер'єрів ґрунтуються на компоновальних рішеннях, що забезпечують раціональне використання будівель відповідно до його функціонального призначення.

Образ динамічного людського торса, охопленого рухом, що нагадує про античного металника дисків. Блоки – це сегменти п'ятикутної форми, повернені навколо вертикального стрижня, що мають надійне закріплення сталеву структуру. Рішення фасадів лаконічно вписується в навколишню забудову та дозволяє створити виразну форму.

Фасад будівлі вирішено за допомогою вітражних систем із алюмінієвих сплавів «Алюмакс» АF50, а також за допомогою вентиляованих систем – алюмінієвих композитних панелей Краспан Композит-А.

### **1.4 Опис рішень з виконання приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення**

У внутрішній обробці приміщень використовуються сучасні матеріали.

Для оздоблення стін, стель та інших поверхонь, у тому числі внутрішніх будівельних конструкцій, передбачаються матеріали, що допускають систематичне очищення.

Чистове оздоблення виконується власником приміщення відповідно до чинних протипожежних, технологічних та санітарно-гігієнічних вимог до приміщень різного призначення.

Приміщення житлової частини будівлі:

Стелі: Шпаклівка – санвузли, ванни , житлові кімнати, вітальні, кухні; затирання , фарбування - сходові клітки, тамбури; шпаклівка, фарбування за 2 рази – вузол введення ВК, КУІ, ІТП, електрощитова; без оздоблення – технічні приміщення для прокладання комунікацій.

Стіни: штукатурка затирання шпаклівкою– у житлових кімнатах, кухнях, передпокоях; штукатурка– у санвузлах, ванних кімнатах. Штукатурка, затирання шпаклівкою, фарбування за 2 рази - вузол введення ВК, КУІ, ІТП, електрощитова.

Облицювання, що складається з плит мінеральної вати на основі порід базальтової групи на синтетичному сполучному, теплоізоляційні, з подальшим нанесенням штукатурного шару на основі сумішей сухих будівельних сумішей, за сіткою та забарвленням водно-дисперсійного забарвлення, за 2 рази – тамбури.

Фінішне оздоблення: забарвлення водно-дисперсійною фарбою забарвлення за 2 рази - сміттєзбірна камера.

Без обробки – технічні приміщення для прокладання комунікацій.

Підлоги: лінолеум – передпокій, житлові кімнати, кухні, внутрішньоквартирні коридори; стяжка ц/п розчином по гідроізоляційному шару – санвузли, ванни; керамічна плитка для підлоги - електрощитова, сміттекамера, вузол введення ВК,ІТП, КУІ; плитка керамічна зносостійка – на майданчиках сходових кліток, у тамбурах; стяжка ц/п розчином М150 – технічні приміщення для прокладання комунікацій; плитка керамогранітна морозостійка з рифленою поверхнею на ганках.

Офісні приміщення:

Стелі: підвісна стеля типу «Armstrong» - метал. Стіни – вітражі з алюмінієвого профілю із заповненням двокамерним склопакетом 4М1-14Аг-4М1-16Аг-К4-Р1А.

### **1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей**

Усі приміщення із постійним перебуванням людей мають природне освітлення. Габарити віконних отворів забезпечують гігієнічні вимоги до природного освітлення, згідно з вимогами.

## **1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншої дії**

Несприятливий шумовий вплив будівельної техніки та механізмів у період будівництва носить короткочасний локальний характер, проведення робіт передбачається у денний час. У період експлуатації житлового будинку джерелами шуму, що проникають на територію об'єкта, є автомобільний транспорт при в'їзді та виїзді з території.

Еквівалентні та максимальні рівні шуму на території та в приміщеннях житлового будинку не перевищують гігієнічних нормативів для нічного та денного часу доби та відповідають вимогам.

## **1.7 Опис рішень щодо світлоогородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден**

Відповідно до вимог авіаційних правил «Розміщення маркувальних знаків та пристроїв на будівлях, спорудах, лініях зв'язку, лініях електропередачі, радіотехнічному обладнанні та інших об'єктах, що встановлюються з метою забезпечення безпеки польотів повітряних суден» проектом передбачається встановлення вогнів.

Світильники виконуються червоного кольору постійного випромінювання, встановлюються здвоєними чотири діаметрально протилежних точках на покрівлі.

Живлення світильників виконується за двома групами аварійного освітлення (кожен здвоєний світильник від окремої групи). Світильники встановлюються таким чином, що з будь-якого напрямку горизонтальній площині видно не менше двох вогнів.

Увімкнення світильників світлоогородження виконується від щита аварійного освітлення. Включення виконується в нічний час та в умовах поганої видимості (туман, серпанок, снігопад, дощ тощо).

## **1.8 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів**

Оздоблення інтер'єрів квартир, офісів та загальнобудинкових приміщень – традиційне відповідно до функціонального призначення приміщень з використанням сучасних оздоблювальних матеріалів.

Рекомендується застосування кольорів: стіни та стелі – забарвлюють у світлі тони. Стіни та двері повинні бути гладкими та передбачати можливість вологого прибирання.

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

#### 2.1 Завдання на проектування

Початковими даними для розрахунків щодо визначення деформацій будівлі, розрахункових зусиль, армування стін, ядра жорсткості та плит перекриття є об'ємно-планувальне рішення будівлі.

#### 2.2 Параметри та дані, що приймаються, для проектування з урахуванням кліматичних умов

Район будівництва – Дніпро.

За ДБН «Будівельна кліматологія» визначаємо температурний режим міста.

Температура повітря найбільш холодної доби забезпеченістю 0,92 – -31 °С. Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 -26 °С. Температура повітря забезпеченістю 0,94 -14 °С. Тривалість, доби, періоду зі середньодобовою температурою повітря  $\leq 8,^{\circ}\text{C}$  - 211 діб. Середня температура повітря періоду із середньою добовою температурою повітря  $\leq 8,^{\circ}\text{C}$  – -2,6 °С.

Середня місячна відносна вологість повітря найхолоднішого місяця – 84%. Вологісна зона нормальна.

Розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі дорівнює 1,5 кПа (150 кгс/м<sup>2</sup>), III сніговий район.

Нормативне значення вітрового тиску – 0,23 кПа (38 кгс/м<sup>2</sup>), I вітровий район.

Кліматичний район будівництва – II. Сейсмічність району – 5 балів.

#### 2.3 Опис конструктивної схеми будівлі

Каркас виконаний з монолітного залізобетону, сталевих колон у межах куба та зовнішнього екзоскелета зі сталі.

Фундаментом будівлі є монолітна залізобетонна плита на палях. Глибина



закладення фундаменту становить – 21,44 м.

Несучими конструкціями будівлі є:

- монолітні колони перерізом 1200x800 мм по всій висоті будівлі;
- сталеві колони у межах кожного куба круглого перерізу 325x8 мм;
- екзоскелет із сталевих труб перерізом 630x35 та 1220x34 мм;
- ядро жорсткості – товщиною 1500 мм у межах підвалу, 1100 мм у межах першого куба, 1000 мм у межах другого куба, 900 мм у межах третього куба, 800 мм у межах четвертого куба, 700 мм у межах п'ятого куба, 400 мм у останньому технічному поверсі;
- сходові клітини та шахти ліфтів 300 мм по всій висоті будівлі;
- монолітні плити перекриттів товщиною 270 мм і монолітна балка (від ядра до колони), що підтримує кожну плиту, перетином 400x800 мм;
- монолітні конічні плити перекриттів завтовшки 900-400 мм як нижні плити куба;

Будівля складається з 31-го надземних житлового поверху, 1 техповерху та 2 поверхів підвалу. Висота поверху складає 3,6 м. Висота будівлі від рівня планування становить 115,4 м.

## 2.4 Збір навантажень

### 2.4.1 Постійні навантаження

Від власної ваги першого поверху, поверхів підвалу, фундаментної плити (табл. 2.1).

Таблиця 2.1 – Розрахунок постійного навантаження на ваги підлоги

№ п/п	Найменування	Густина $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	Товщина t, м	Характеристичне значення навантаження $g_n$ , кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_m$	Граничне розрахункове значення навантаження $g_p$ , кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1	Плитка керамічна	26	0,01	0,26	1,2	0,58
2	Цементно-піщаний розчин	18	0,015	0,27	1,3	0,35
Всього:				0,53	-	0,91

Від власної ваги підлоги типового поверху (табл. 2.2):

Таблиця 2.2 - Розрахунок постійного навантаження на перекриття типового поверху

№ п/п	Найменування	Густина $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	Товщина, t, м	Характеристичне значення навантаження $g_n$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{tm}$	Граничне розрахункове значення навантаження $g_p$ , кН/м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7
Кухні						
1.	Лінолеум	6	0,005	0,03	1,2	0,036
2.	Холодна мастика на водостійкому в'язучому	21	0,001	0,021	1,2	0,025
3.	Стяжка – 2 шару ГВЛ	18	0,021	0,378	1,3	0,491
4.	Пароізоляція - Поліетилен.	-	-	0,439	1,2	0,012
Всього:				0,647	-	0,564
Житлові кімнати, вітальні, коридори						
1.	Паркетна дошка 18 мм	0,09	0,018	0,2	1,2	0,24
2.	ДПВ-М-12 два шари на бітумній мастиці 25 мм	21	0,001	0,021	1,2	0,025
Всього:				0,221	-	0,265
Санвузли						
1.	Плитка керамічна	26	0,01	0,26	1,2	0,58
2.	Цементно-піщаний розчин	18	0,015	0,27	1,3	0,35
3.	Пароізоляція	-	-	0,439	1,2	0,012
Всього:				0,969	-	0,942

Від власної ваги покрівлі (табл. 2.3).

Таблиця 2.3 - Розрахунок постійного навантаження на покриття

№ п/п	Найменування	Густина $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	Товщина, t, м	Характеристичне значення навантаження $g_n$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_{tm}$	Граничне розрахункове значення навантаження, $g_p$ , кН/м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1.	Гідроізоляційний килим (2 рази)	16	0,01	0,16	1,3	0,208

Продовження таблиці 2.3

2.	Цементно-піщаний розчин	18	0,03	0,54	1,3	0,7
3.	Мінплита Техноніколь руф	1,8	0,25	0,45	1,2	0,54
4.	Шлакобетон	14	0,05	0,7	1,2	0,84
5.	Пароізоляція	-	-	0,01	1,2	0,012
Всього:				1,86	-	2,3

Конструкція стін – склопакетне скління  $q = 50 \text{ кг/м}^2$ . Перегородки гіпсокартонні  $q = 60 \text{ кг/м}^2$ .

Від ваги сходових маршів та ліфтового обладнання.

Навантаження від сходових маршів прикладається в орієнтованому місці спірання сходових маршів у вигляді навантаження, розподіленого на групу вузлів.

Характеристичне значення навантаження від сходових маршів:  $82 \text{ кН/м}$ .  
Граничне розрахункове значення:  $g_p = 82 \cdot 1,05 = 86,1 \text{ кН/м}$ .

Навантаження від ліфтового обладнання прикладається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на підлогу машинного відділення.

Характеристичне значення навантаження від ліфтового обладнання:

Маса пасажирського ліфта:

$$g_l = G + g = 400 + 500 = 900 \text{ кг},$$

де  $G$  – вантажопідйомність ліфта;

$g$  – маса самого ліфта.

Граничне розрахункове значення:

Ліфт пасажирський:  $g_n = 9 \cdot 1,4 = 12,6 \text{ кН/м}^2$ , де  $1,4$  – динамічний коефіцієнт.

Тиск ґрунту зворотного засипання на консоль фундаментної плити:

$P = F_0 + \gamma \cdot h \cdot \gamma_{fm} = 10 + 18,85 \cdot 6,77 \cdot 1,1 = 150 \text{ кН/м}^2$ . Бічний тиск ґрунту на стіни підвалу на позначці  $-3,300$ :

$$F = F + \gamma \cdot h \cdot tg^2(45 - \phi) \cdot \gamma = 10 + 18,85 \cdot 6,77 \cdot tg^2(45 - 36) \cdot$$

$$1,1 = 46,7 \text{ кН/м}^2,$$

де  $F_0 = 10 \text{ кН/м}^2$  - тиск на рівні землі;

$\gamma = 18,85 \text{ кН/м}^3$  – усереднена питома вага ґрунту засипки;

$\varphi = 36$  град – мінімальний кут внутрішнього тертя ґрунту засипки;

$h = 6,77$  м – висота ґрунту зворотного засипання;

$\gamma_{fm} = 1,1$  – коефіцієнт надійності за навантаженням.

#### 2.4.2 Тимчасове навантаження

Снігове навантаження:

Об'єкт будівництва знаходиться в м. Дніпро, відноситься до 3-го снігового району з характерним значенням снігового навантаження  $S_g = 1,5$  кПа.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за такою формулою:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot S_g \cdot \mu = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кН/м}^2,$$

де  $\mu = 1$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття;

$c_e = 1$  - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;

$c_t = 1$  - коефіцієнт географічної висоти;

$S_g$  – характеристичне значення снігового навантаження (Па).

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за такою формулою:

$S = 0,5 \cdot S_0 \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,4 = 1,05 \text{ кН/м}^2$ , де,  $\gamma_f = 1,4$  – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Вітрове навантаження:

Проектована будівля змінної форми: частина будівлі має циліндричну форму, інша частина має плоску поверхню. Розрахунок каркасу слід проводити для основного типу вітрового навантаження.

Об'єкт будівництва належить до I вітрового району з характеристичним значенням вітрового навантаження  $W_0 = 0,23$  кПа.

Нормативне значення вітрового навантаження, відповідно до [21],  $W_n$  слід визначати як суму середньої  $W_m$  та пульсаційної  $W_p$  складових:

$$W_n = W_m + W_p$$

Середнє значення вітрового навантаження визначаються відповідно [21, п.9.4] за формулою:  $W_m = k(z_e)W_{0c}$ , де  $W_{0c} = 0,23$  кПа - нормативне значення вітрового тиску, що приймається залежно від вітрового району за табл. 11.1 [21];

$c$  – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається згідно з п.11.1.5-п.11.1.6 [21].

Аеродинамічні коефіцієнти для різних ділянок бічних стінок приймаються за таблицею В.2 [21] – Рисунок 2.1.

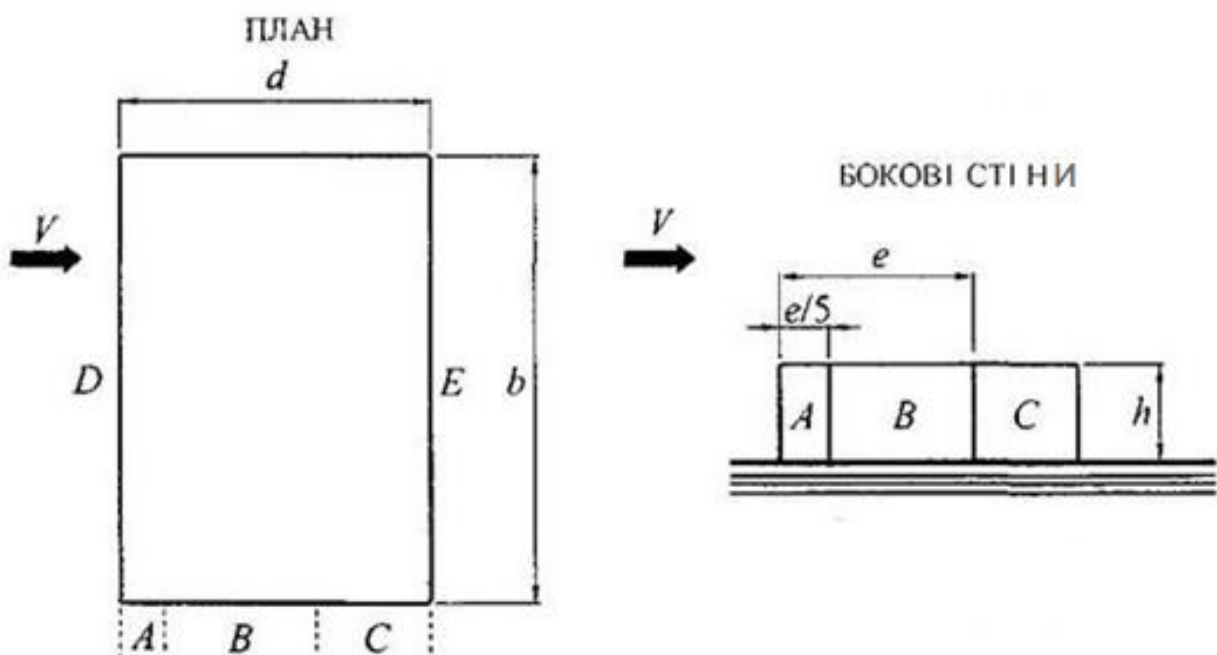


Рисунок 2.1 - Аеродинамічні коефіцієнти для стін

Пульсаційне значення вітрового навантаження визначається відповідно [21, ф.11,5] за формулою:

$$W_p = W_m z(z_e) v, \quad (3.3)$$

де  $z(z_e)$  – коефіцієнт пульсації тиску вітру, який приймається за таблицею 11.4 [21] або формулою для еквівалентної висоти  $z_e$ :

$z(z_e) = z_{10}(z_e/10) - a$ ; (3.4)  $v$  – коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру.

Результати розрахунків вітрового навантаження у програмі 3D-BIM зведено до таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Розрахунок активного та пасивного вітрового тиску залежно від висоти споруди для плоских конструкцій будівлі

Висота, м	$k_z$	$W_{m0.8}$	$W_{m-0.5}$	$W_{P0.8}$	$W_{P-0.5}$	$W_{0.8}$	$W_{0.6}$	$W_{0.8}$	$W_{0.6}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,6	0.4	0.1	-0.06	0.14	-0.09	0.25	-0.15	0,90	-0,54
7,2	0.4	0.1	-0.06	0.14	-0.09	0.25	-0.15	0,90	-0,54
10,8	0.41	0.11	-0.07	0.14	-0.09	0.25	-0.16	0,90	-0,58
14,4	0.47	0.12	-0.08	0.15	-0.09	0.27	-0.17	0,97	-0,61
18	0.52	0.13	-0.08	0.16	-0.1	0.29	-0.18	1,04	-0,65
21,6	0.57	0.15	-0.09	0.16	-0.1	0.31	-0.19	1,12	-0,68
25,2	0.62	0.16	-0.1	0.17	-0.11	0.33	-0.2	1,19	-0,72
28,8	0.66	0.17	-0.11	0.17	-0.11	0.34	-0.21	1,22	-0,76
32,4	0.71	0.17	-0.11	0.18	-0.11	0.36	-0.23	1,30	-0,83
36	0.75	0.19	-0.12	0.18	-0.11	0.38	-0.23	1,37	-0,83
39,6	0.8	0.2	-0.13	0.19	-0.12	0.39	-0.24	1,40	-0,86
43,2	0.83	0.21	-0.13	0.19	-0.12	0.4	-0.25	1,44	-0,90
46,8	0.87	0.22	-0.14	0.19	-0.12	0.42	-0.26	1,51	-0,94
50,4	0.9	0.23	-0.15	0.2	-0.12	0.43	-0.27	1,55	-0,97
54	0.94	0.24	-0.15	0.2	-0.12	0.44	-0.28	1,58	-1,01
57,6	0.98	0.25	-0.16	0.2	-0.13	0.45	-0.28	1,62	-1,01
61,2	1.01	0.26	-0.16	0.2	-0.13	0.46	-0.29	1,66	-1,04
64,8	1.04	0.27	-0.17	0.21	-0.13	0.47	-0.3	1,69	-1,08
68,4	1.06	0.27	-0.17	0.21	-0.13	0.48	-0.3	1,73	-1,08
72	1.09	0.28	-0.18	0.21	-0.13	0.49	-0.31	1,76	-1,12
75,6	1.12	0.29	-0.18	0.21	-0.13	0.5	-0.31	1,80	-1,12
79,2	1.14	0.29	-0.18	0.21	-0.13	0.5	-0.32	1,80	-1,15
82,8	1.16	0.3	-0.19	0.21	-0.13	0.51	-0.32	1,84	-1,15
86,4	1.18	0.3	-0.19	0.21	-0.13	0.51	-0.32	1,84	-1,15
90	1.2	0.31	-0.19	0.21	-0.13	0.52	-0.32	1,87	-1,15
93,6	1.22	0.31	-0.2	0.21	-0.13	0.52	-0.33	1,87	-1,19
97,2	1.24	0.32	-0.2	0.21	-0.13	0.53	-0.33	1,91	-1,19

Продовження таблиці 2.4

100,8	1.25	0.32	-0.2	0.21	-0.13	0.53	-0.33	1,91	-1,19
104,4	1.28	0.33	-0.21	0.21	-0.13	0.54	-0.34	1,94	-1,22
108	1.3	0.33	-0.21	0.21	-0.13	0.55	-0.34	1,98	-1,22
111,6	1.32	0.34	-0.21	0.21	-0.13	0.55	-0.35	1,98	-1,26
115,2	1.34	0.35	-0.22	0.21	-0.13	0.56	-0.35	2,02	-1,26

Прикладаємо вітрове навантаження з усіх боків будівлі, вибираючи взаємовиключення завантажень.

Корисне навантаження на перекриття:

Граничне розрахункове значення тимчасового корисного навантаження на перекриття визначається відповідно до [21] за формулою:

$$P = P_n \cdot \gamma_f$$

Для перекриттів над підвалом та підвалу:

$$P = P_n \cdot \gamma_f = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}^2,$$

де  $P_n = 2 \text{ кН/м}^2$  - характеристичне значення тимчасового корисного навантаження для приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій та установ; класні приміщення закладів освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств та громадських будівель та споруд;

$\gamma_{fm} = 1,2$  - коефіцієнт надійності за навантаженням при характеристичному значенні 2 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>) та більше.

Для інших перекриттів:

$$P = P_n \cdot \gamma_{fm} = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ кН/м}^2,$$

де  $P_n = 1,5 \text{ кН/м}^2$  - характеристичне значення тимчасового корисного навантаження для квартир житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів та шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку та пансіонатів, гуртожитків та готелів; палати лікарень та санаторіїв;

$\gamma_{fm} = 1,2$  - коефіцієнт надійності за навантаженням при характеристичному значенні менше 2 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>).

Для покриття:

$$P = P_n \cdot \gamma_{fm} = 0,7 \cdot 1,3 = 0,91 \text{ кН/м}^2.$$

## 2.5 Особливості конструктивної схеми

У процесі аналізу даної розрахункової схеми будівлі з використанням методів скінченних елементів за допомогою програмного комплексу ПК Ліра-САПР 2016, з метою уточнення напружено-деформованого стану окремих конструкцій та споруди загалом. Було розглянуто плиту перекриття типового поверху на відм. +40.350 (працююча як згинальний елемент); балка цього ж поверху (працююча як згинальний елемент); основна монолітна колона (працююча як позацентрово-стиснутий елемент) і монолітне ядро (працює як позацентрово-стиснутий елемент).

Стіни, перекриття, покриття, фундаментні плити були задані за допомогою універсальних скінченних елементів №44, 42(оболонки) квадратної та трикутної форми.

Колони та екзоскелет задані як стрижні прямокутного та круглого перерізу за допомогою універсальних просторових стрижневих скінченних елементів №10.

У з'єднанні колон з перекриттям використовуються абсолютно жорсткі тіла, оскільки вузол з'єднання колони з плитою абсолютно жорсткий.

Отвори є концентраторами напруги. Тому перший метр стін біля отворів розбивається на пластини із триангуляцією від 10x10см до 50x50 см.

Для імітації тиску ґрунту було заборонено пересування всіма осям у вузлах елементів фундаментної плити.

Як матеріали для конструювання були прийняті:

- бетон класу С25/30 для горизонтальних елементів та бетон класу С32/40 для вертикальних елементів;
- арматура класу А500с для поздовжнього армування та арматура класу А240с для поперечного армування.

### 2.5.1 Розрахунок монолітної колони по осі В-4

За результатами розрахунку у ПК ЛІРА-САПР 2016 були отримані



внутрішні зусилля у монолітній колоні (яка влаштовується на всю висоту будівлі по осі В-4). Епюри внутрішніх зусиль показані на рис 2.2 - 2.3.

PCU расчетные. Огибающая максимальных значений (Таблица СП\_1)  
Эпюра N  
Единицы измерения - кН



Рисунок 2.2 – Епюра N для колони по осі В-4

PCU расчетные. Огибающая максимальных значений (Таблица СП\_1)  
Эпюра Mu  
Единицы измерения - кН\*м



Рисунок 2.3 – Епюра Mu для колони по осі В-4

За певними внутрішніми зусиллями у ПК ЛІРА-САПР 2016 в залежності від заданих жорсткостей та матеріалів виконано підбір армування колони по осі В-4. Армування по всій висоті показано малюнку 2.4. Для 3 перших поверхів армування показано на рис 2.5.

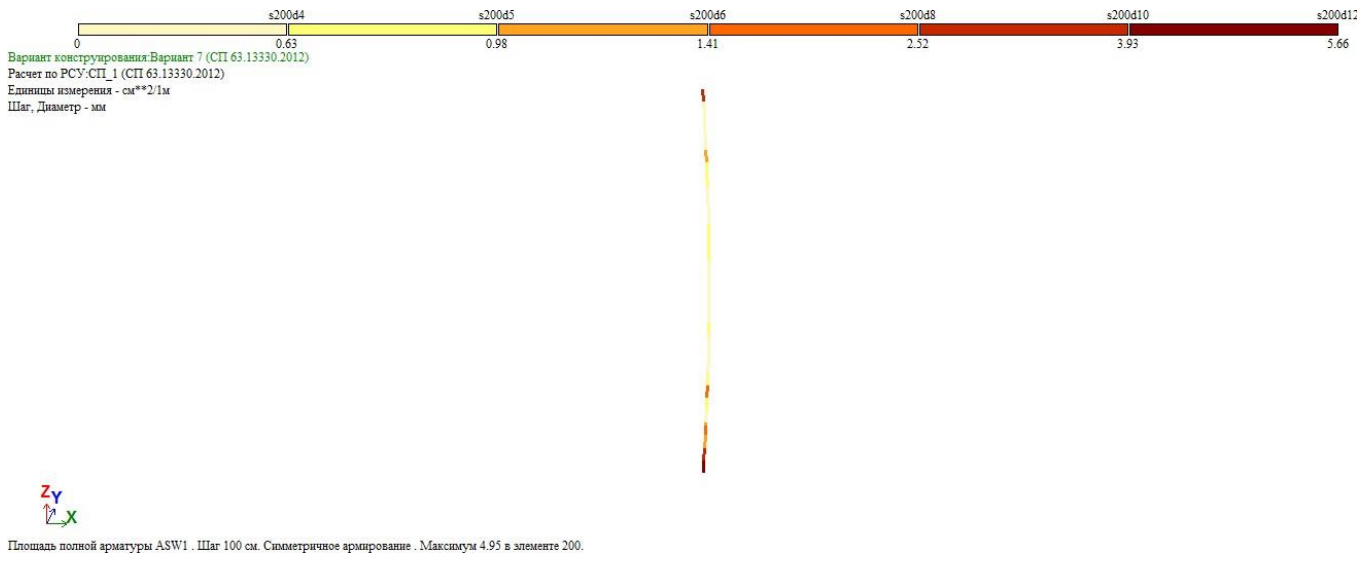
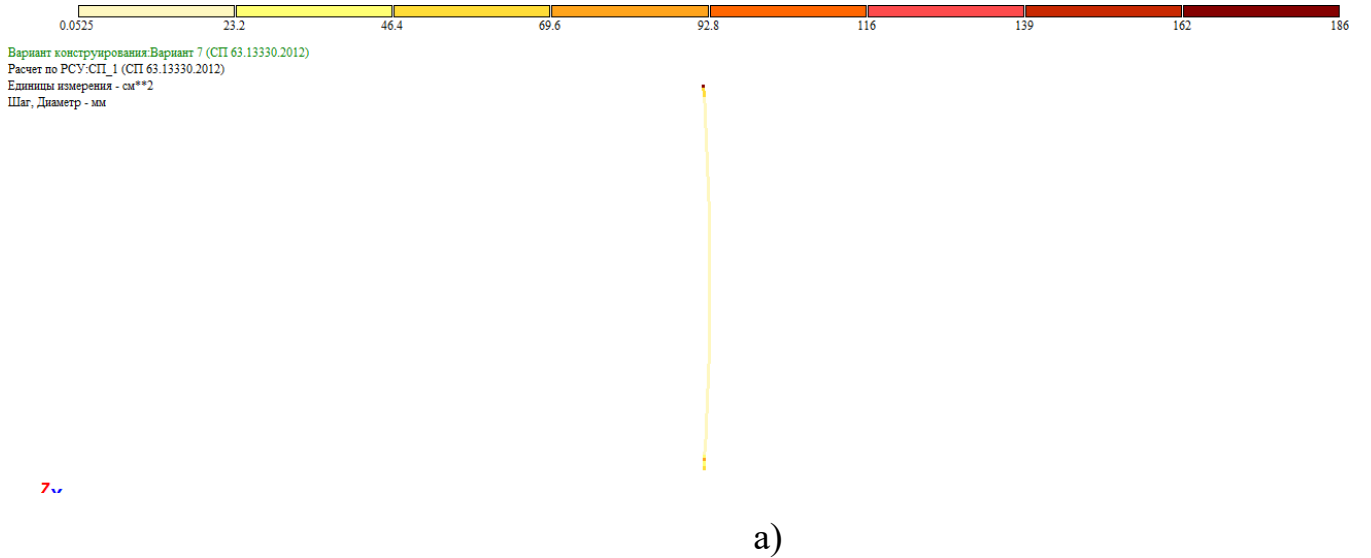
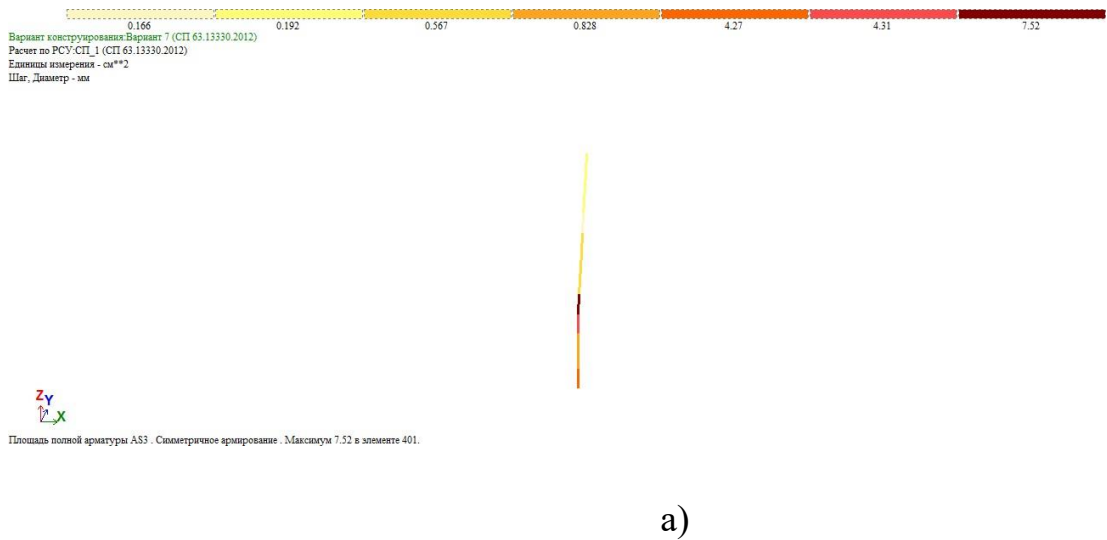


Рисунок 2.4 – Сумарна площа необхідного армування для колони по осі В-4: а) поздовжнього; б) поперечного



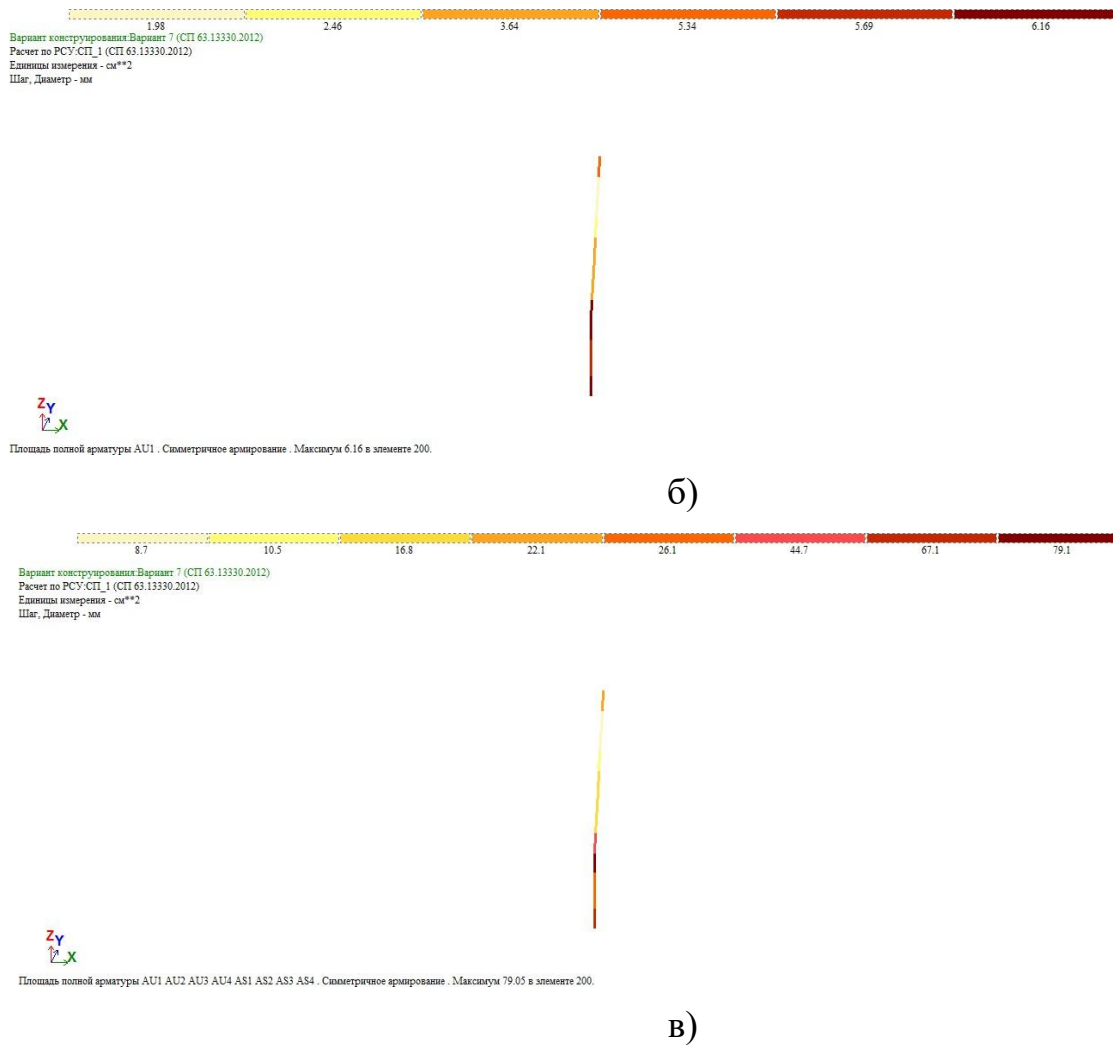


Рисунок 2.5 – Площа необхідного армування для колони по осі В-4 (1–3), поверх: а) у кутових ділянках; б) біля бічних поверхонь; в) сумарна

Коефіцієнт розрахункової довжини у площині  $X_{oY} = 1$ . Коефіцієнт розрахункової довжини у площині  $X_{oZ} = 0,7$ .

Гранична гнучкість – 200.

Таблиця 2.5 - Коефіцієнти умов роботи бетону

Коефіцієнти умов роботи бетону		
$g_{b1}$	Врахування навантажень тривалої дії	0,9
$g_{b2}$	Врахування характеру руйнування	1
$g_{b3}$	Врахування вертикального положення при бетонуванні	1
$g_{b5}$	Врахування заморожування/відтавання та негативних температур	1

Таблиця 2.6 - Армування

Ділянка	Довжина (м)	Арматура	Перетин
1	3,6	S <sub>1</sub> - 4Ø25 S <sub>2</sub> - 4Ø25 S <sub>3</sub> - 4Ø25 Поперечна арматура 2Ø14 крок поперечної арматури 200 мм	

Навантаження:

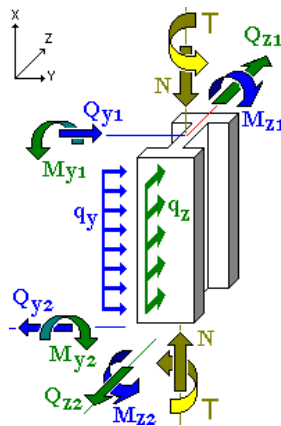


Рисунок 2.6 – Прикладання навантажень до перерізу колони

Таблиця 2.7 - Результати розрахунку(зусилля)

Тип: постійне Коефіцієнт надійності за навантаженням: 1,1 Коефіцієнт тривалої частини: 1			
N	7,5 Т	Т	0 Т*М
M <sub>y1</sub>	13,13 Т*М	M <sub>z1</sub>	0 Т*М
Q <sub>z1</sub>	-3,647 Т	Q <sub>y1</sub>	0 Т
M <sub>y2</sub>	0 Т*М	M <sub>z2</sub>	0 Т*М
Q <sub>z2</sub>	-3,647 Т	Q <sub>y2</sub>	0 Т
q <sub>z</sub>	0 Т/м	q <sub>y</sub>	0 Т/м

Таблиця 2.8 - Результати розрахунку

Результати розрахунку		
Ділянка	Коефіцієнт використання	Перевірка
1	0,007	Міцність по граничній поздовжній силі перерізу
	0,064	Міцність по граничному моменту перерізу
	0,037	Деформації у стислому бетоні
	0,007	Деформації у розтягнутій арматурі
	0,157	Деформації у розтягнутому бетоні
	3,045e-004	Поздовжня сила при обліку прогину при гнучкості L <sub>0</sub> /i>14
	0,017	Міцність по бетонній смузі між похилими перерізами
	0,032	Міцність по похилому перерізу
	0,114	Поперечна сила під час освіти похилих тріщин
	0,078	Гранична гнучкість у площині X <sub>0</sub> Y
	0,036	Гранична гнучкість у площині X <sub>0</sub> Z

## 2.5.2 Розрахунок монолітного перекриття на позначці +40,350

За результатами розрахунку у ПК ЛІРА-САПР 2016 було отримано внутрішні зусилля у монолітній плиті (на відм. +40,350). Епюри внутрішніх зусиль показано на рис. 2.7–2.12.

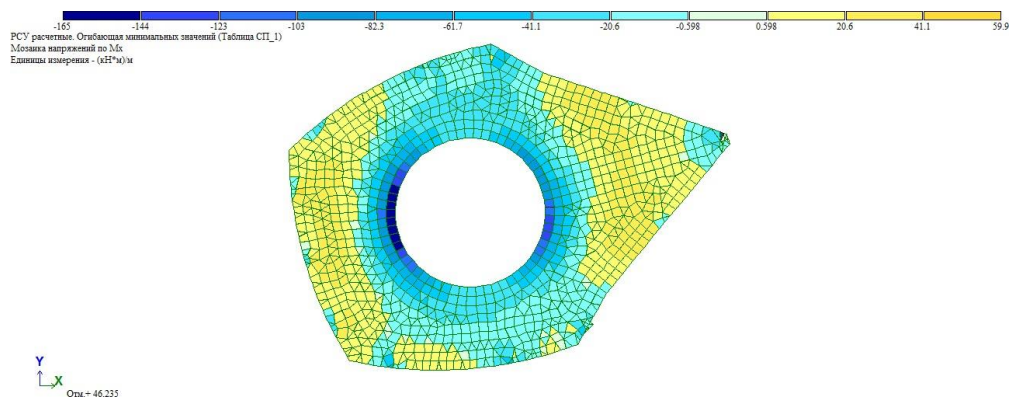


Рисунок 2.7 – Ізополя напруги  $M_x$  у плиті перекриття на відм. + 40.350

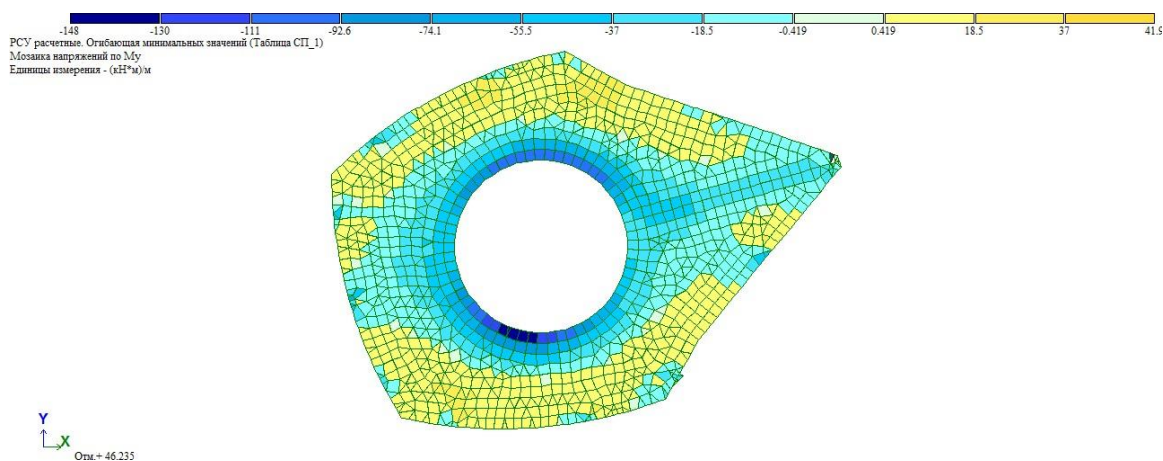


Рисунок 2.8 – Ізополя напружень  $M_y$  в плиті перекриття на відм. + 40.350

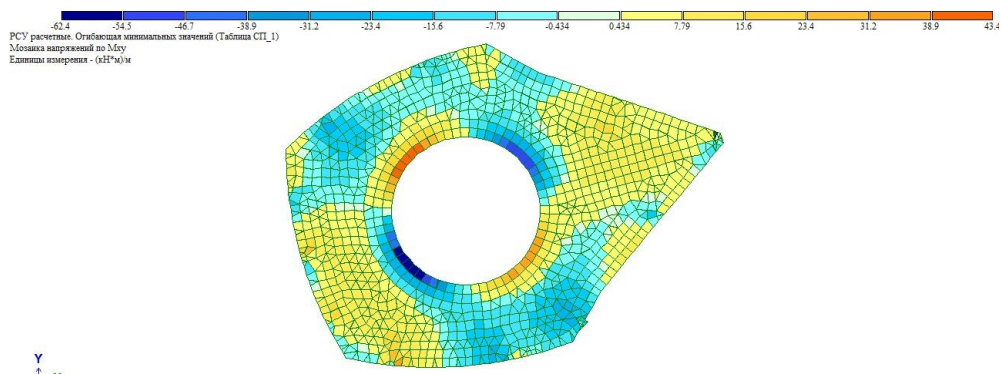


Рисунок 2.9 – Ізополя напруги  $M_{xy}$  в плиті перекриття на відм. + 40.350

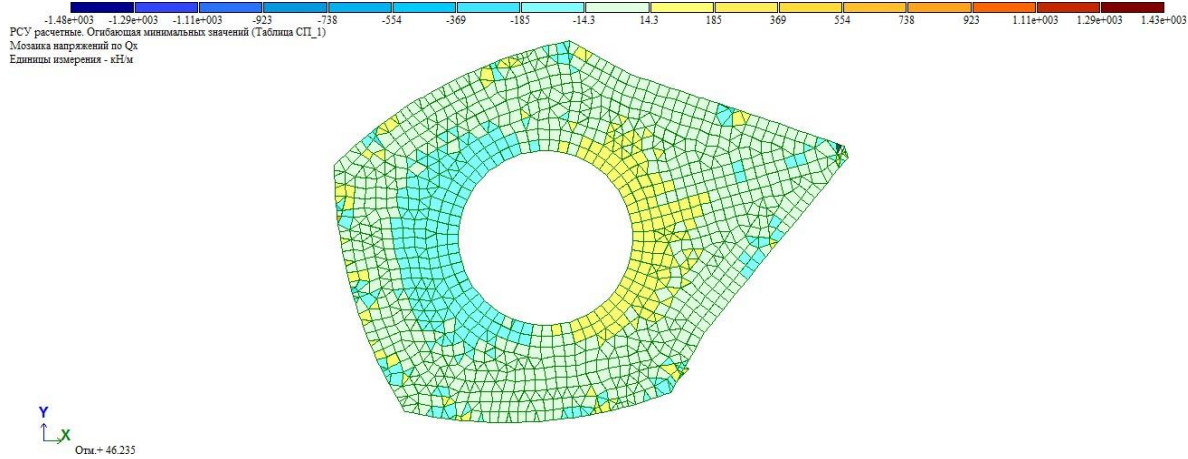


Рисунок 2.10 – Изополя напряжень Qx у плиті перекриття на відм. + 40.350

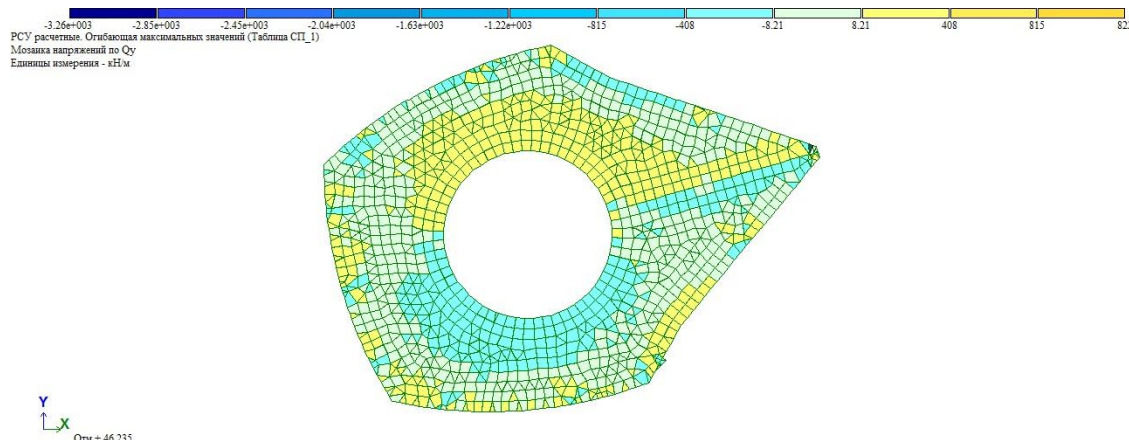


Рисунок 2.11 – Изополя напряжень Qy у плиті перекриття на відм. + 40.350

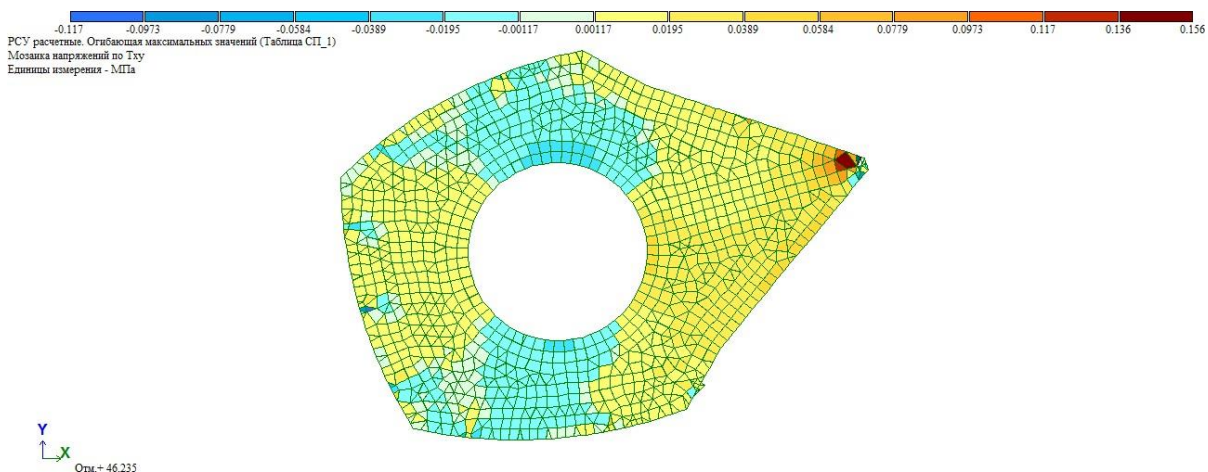


Рисунок 2.12 – Изополя напряжень Txy в плиті перекриття на відм. + 40.350

За внутрішніми зусиллями у ПК ЛІРА-САПР 2016 в залежно від заданих жорсткостей та матеріалів виконано підбір армування у плиті перекриття на відм. + 40.350. Армування плити показано на рис 2.13–2.17.



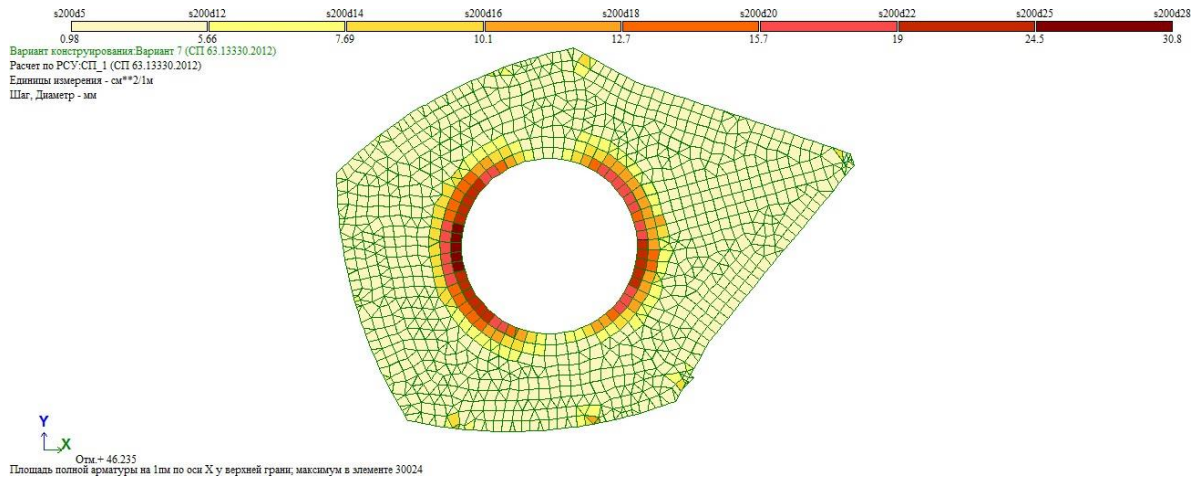


Рисунок 2.13 – Изополя армування верхньою арматурою по осі x у плиті перекриття на відм. + 40.350

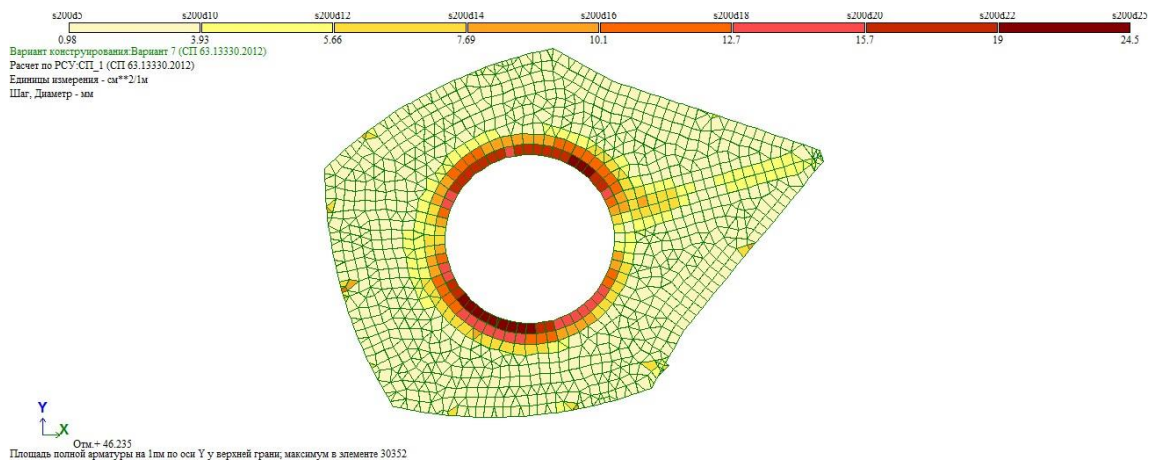


Рисунок 2.14 – Изополя армування верхньою арматурою по осі y у плиті перекриття на відм. + 40.350

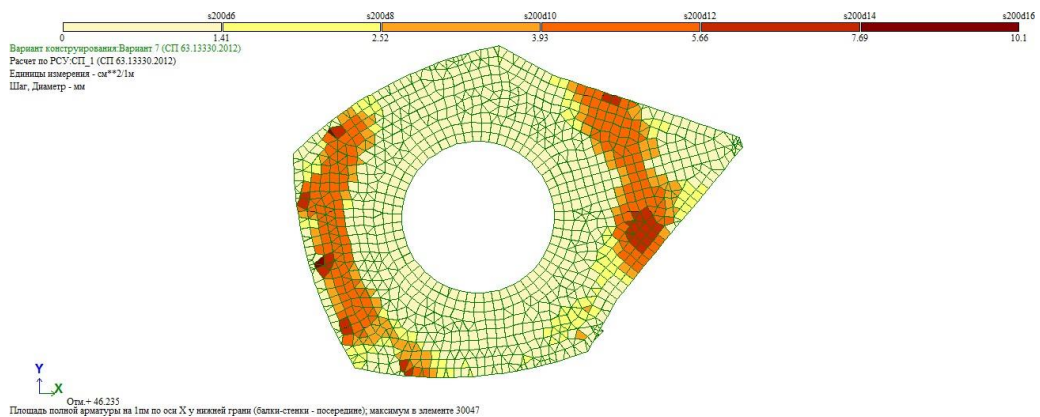


Рисунок 2.15 – Изополя армування нижньою арматурою по осі x у плиті перекриття на відм. + 40.350

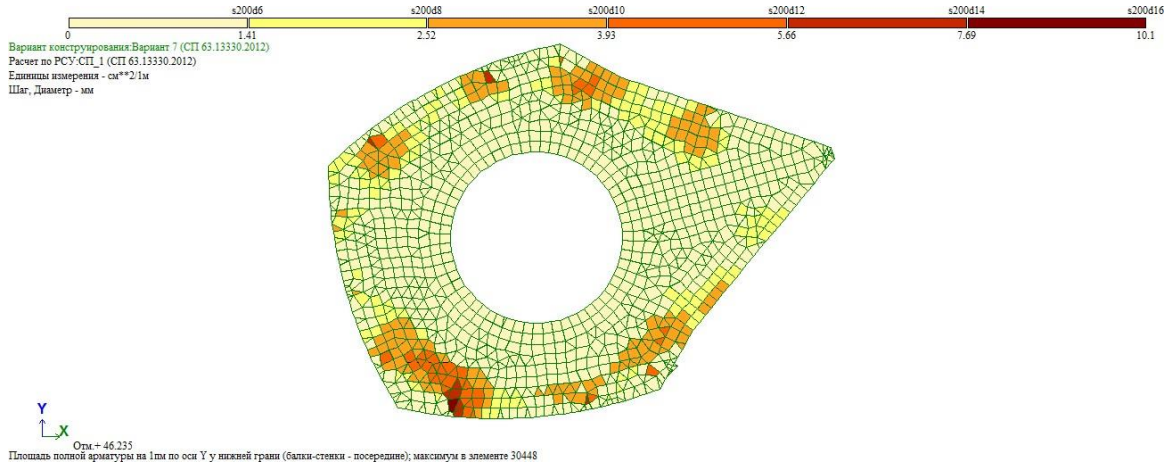


Рисунок 2.16 – Ізополя армування нижньою арматурою по осі у плиті перекриття на відм. + 40.350

Товщина 270 мм.

Таблиця 2.9 - Відстань до ц.в. арматури

Відстань до ц.в. арматури			
$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
ММ	ММ	ММ	ММ
30	30	0	0

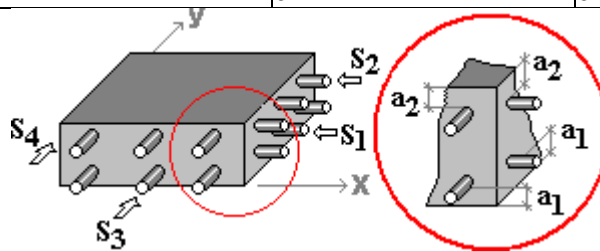


Рисунок 2.17 – Армування плити

Таблиця 2.10 – Характеристики арматури

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A500	1
Поперечна	A500	1

Таблиця 2.11 – Площа армування

		Нижня		Верхня		Поперечна	
		$S_1$	$S_3$	$S_2$	$S_4$	$W_x$	$W_y$
Діаметр	ММ	28	28	28	28	14	
Крок	ММ	200	200	200	200	50	50

Тип бетону: Важкий Клас бетону: C20/25



Таблиця 2.12 - Коефіцієнти умов роботи

Коефіцієнти умов роботи бетону		
g <sub>b1</sub>	врахування навантажень тривалої дії	0,9
g <sub>b2</sub>	врахування характеру руйнування	1
g <sub>b3</sub>	врахування вертикального положення при бетонуванні	1
g <sub>b5</sub>	врахування заморожування/відтавання та негативних температур	1

Результати розрахунку за комбінаціями завантажень:

Таблиця 2.13 - Результати розрахунку

	Тип	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>xy</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	Короткотривале	Сейсміка	Особливе
		Г*м/м	Г*м/м	Г*м/м	Т/м	Т/м			
1	Розрахункові	16,5	14,8	6,2	14,3	81,5			

Коефіцієнт використання 0,955 - можливість утворення тріщин. Підбір арматури в плиті (за Карпенком): Товщина 270 мм.

Таблиця 2.14 - Відстань до ц.в. арматури

Відстань до ц.в. арматури			
a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
мм	мм	мм	мм
30	30	0	0

Таблиця 2.15 - Армування плити

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A500	1
Поперечна	A400	1

Таблиця 2.16 - Мінімальне армування

		Нижня		Верхня		Поперечна	
		S <sub>1</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>4</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
Діаметр	Мм	40	40	40	40	6	
Крок	мм	200	200	200	200	50	50

Бетон: Тип бетону: Важкий Клас бетону: C12/15

Таблиця 2.17 - Коефіцієнти умов роботи бетону

Коефіцієнти умов роботи бетону		
g <sub>b1</sub>	врахування навантажень тривалої дії	0,9
g <sub>b2</sub>	врахування характеру руйнування	1
g <sub>b3</sub>	врахування вертикального положення при бетонуванні	1
g <sub>b5</sub>	врахування заморожування/відтавання та негативних температур	1

Вологість повітря довкілля – 40 - 75%.

Таблиця 2.18 – Напруги у плиті

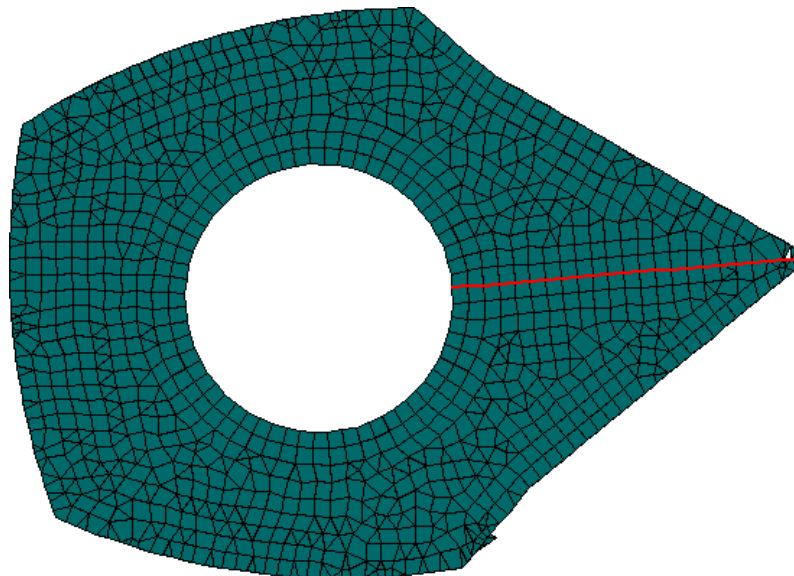
	Тип	$M_x$	$M_y$	$M_{xy}$	$Q_x$	$Q_y$	Коротко тривале	Сейсміка	Особливе
		$\Gamma^*_{м/м}$	$\Gamma^*_{м/м}$	$\Gamma^*_{м/м}$	$\Gamma/м$	$\Gamma/м$			
1	Розрахункові	16,5	14,8	6,2	14,3	8,15			

Таблиця 2.19 - Результати підбору арматури

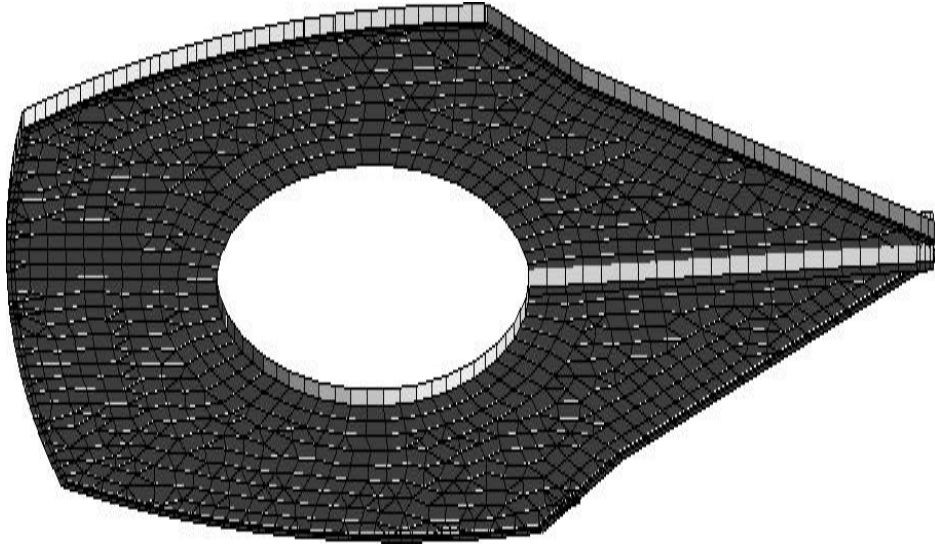
		Нижня		Верхня		Поперечна	
		$S_1$	$S_3$	$S_2$	$S_4$	$W_x$	$W_y$
Діаметр	мм	28	28	28	28	14	
Крок	мм	200	200	200	200	200	350
Площі арматури погонний метр (за сортаментом)	на $см^2$ (за	62,83	62,83	62,83	62,83	40,215	22,98

### 2.5.2 Розрахунок монолітної балки по осі на відмітці +40,350

За результатами розрахунку в ПК ЛІРА-САПР 2016 були отримані внутрішні зусилля в монолітній балці по осі (на відм. +40,350). Для розуміння, розміщення балки показано рис. 2.18. Епюри внутрішніх зусиль показані на рисунках 2.19–2.20.



а)



б)

Рисунок 2.18 – Розміщення монолітної балки по осі В: а) у плані (виділено червоним); б) вид знизу

PCU расчетные. Огибающая минимальных значений (Таблица СП\_1)  
 Эпюра  $M_y$   
 Единицы измерения - кН\*м

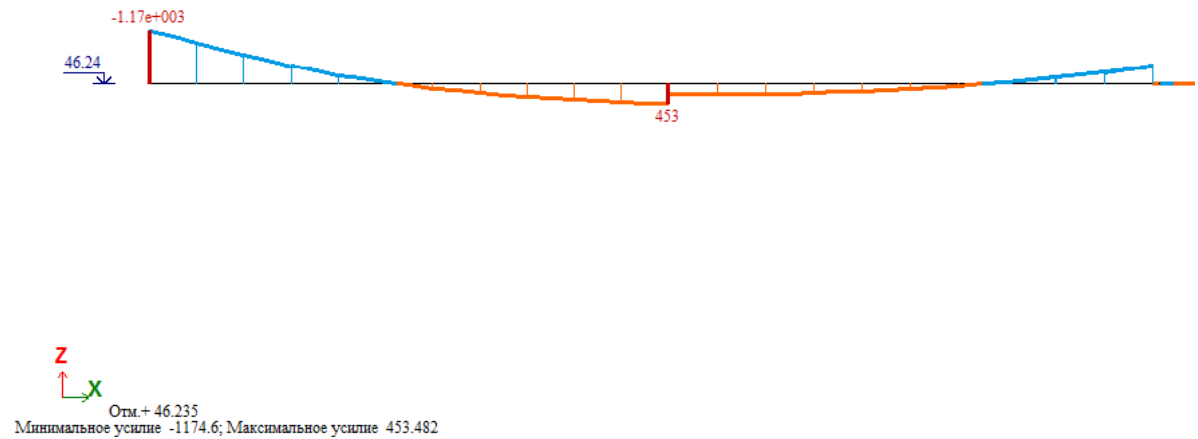


Рисунок 2.19 – Епюра зусиль  $M_y$  у монолітній балці по осі В

PCU расчетные. Огибающая минимальных значений (Таблица СП\_1)  
 Эпюра Qz  
 Единицы измерения - кН

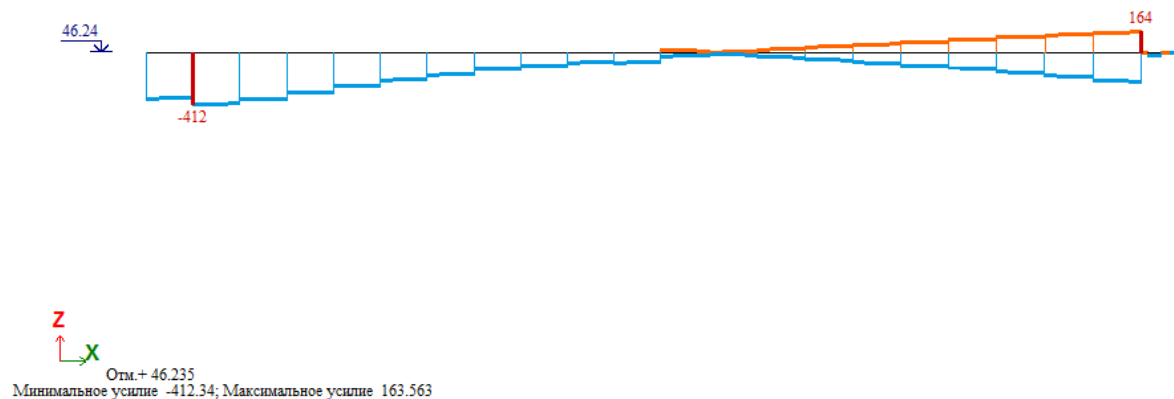


Рисунок 2.20 – Епюра зусиль Qz у монолітній балці по осі В

За певними внутрішніми зусиллями у ПК ЛІРА-САПР 2016 в залежності від заданих жорсткостей та матеріалів виконано підбір армування у балці. Армування показано на рисунках 2.21–2.23.

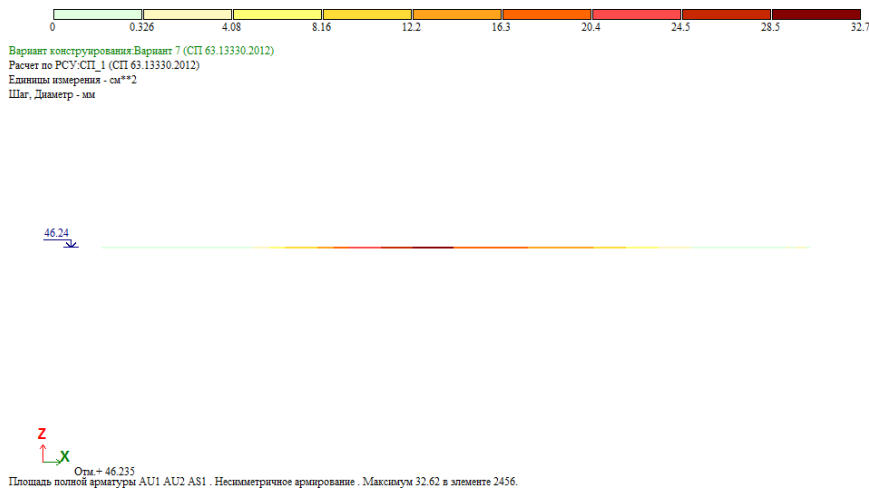
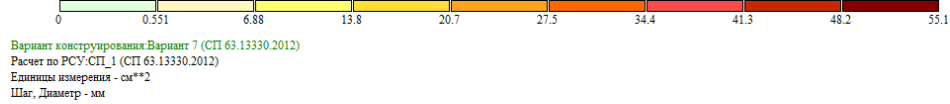


Рисунок 2.21 – Ізополя армування нижньою арматурою в монолітній балці по осі В



46.24

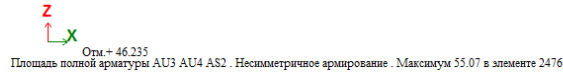
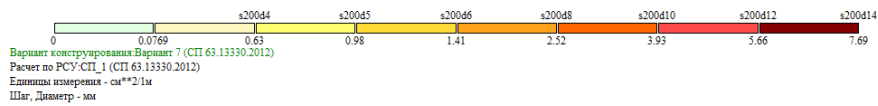


Рисунок 2.22 – Ізополя армування верхньою арматурою в монолітній балці по осі В



46.24

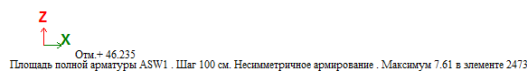


Рисунок 2.23 – Ізополя армування поперечною арматурою в монолітній балці по осі В

Коефіцієнт надійності щодо відповідальності  $g_n = 1$ .

Клас бетону: С12/15.

Питома вага бетону 2,5 т/м<sup>3</sup>.

Таблиця 2.20 - Коефіцієнти умов роботи бетону

Коефіцієнти умов роботи бетону		
gb1	врахування навантажень тривалої дії	0,9
gb2	врахування характеру руйнування	1
gb3	врахування вертикального положення при бетонуванні	1
gb5	врахування заморожування/відтавання та негативних температур	1

Таблиця 2.21 - Опорні реакції в балці

	Опорні реакції			
	Момент в опорі 1	Сила в опорі 1	Сила в опорі 2	Момент в опорі 2
	$T^*_{м}$	$T$	$T$	$T^*_{м}$
за критерієм $M_{max}$	-30,938	12,375	12,375	-30,938
за критерієм $M_{min}$	-30,938	12,375	12,375	-30,938
за критерієм $Q_{max}$	-30,938	12,375	12,375	-30,938
за критерієм $Q_{min}$	-30,938	12,375	12,375	-30,938

Таблиця 2.22 - Результати розрахунку

Результати розрахунку		
Ділянка	Коефіцієнт використання	Перевірка
1	0,266	Міцність по граничному моменту перерізу
	0,105	Деформації у стислому бетоні
	0,026	Деформації у розтягнутій арматурі
	<b>0,984</b>	Деформації у розтягнутому бетоні
	0,092	Міцність по бетонній смузі між похилими перерізами
	0,083	Міцність по похилому перерізу
	0,628	Поперечна сила під час освіти похилих тріщин

## 2.6 Вихідні дані для проектування фундаменту

Використовуємо як несучий шар – суглинок твердої та напівтвердої консистенції піщанистий, що залягає на позначці -13,37 м.

Приймаємо палі довжиною - 12 м, з урахуванням заглиблення палі в шар, що несе, не менше 1,0 м, паля приймається діаметром 300 мм, позначка кінця палі складе -16,25 м.

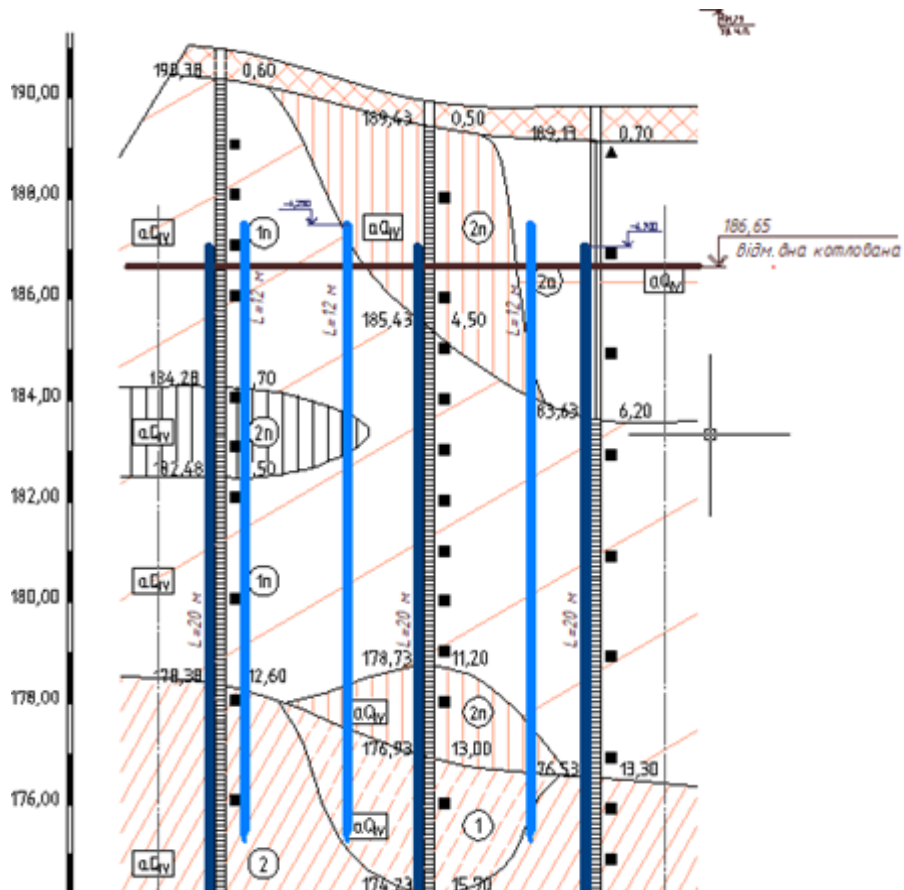


Рисунок 2.24 – Інженерно-геологічний розріз

Для визначення деяких характеристик скористаємося формулами:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W};$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d};$$

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w};$$

$$\gamma_{sb} = \frac{\rho_s - 1}{e + 1};$$

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P};$$

$$I_P = W_L - W_P,$$

де  $\rho_w = 1 \text{ т/м}^3$  – густина води;

$\gamma = 10 \cdot \rho$  – питома вага ґрунту;

$\rho_s$  – щільність частинок ґрунту, значення якої приймають для піщаних і великоуламкових ґрунтів рівним  $2,66 \text{ т/м}^3$ , для пилувато-глинистих ґрунтів рівним  $2,7 \text{ т/м}^3$ .

Модуль деформації, розрахунковий опір ґрунту, кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення ґрунту визначаються згідно з табл. 3 дод.1, табл.3 дод. 3, табл. 2 дод. 1 [24] відповідно.

Таблиця 2.23 - Фізико-механічні властивості ґрунту

№ П/Е	Повне найменування ґрунту	Потужність шару, м.	W	$\rho_s, \text{т/м}^3$	$\rho_s, \text{т/м}^3$	$\rho_d, \text{т/м}^3$	e	$S_r$	$\gamma, \text{кН/м}^3$	$\gamma_{sat}, \text{кН/м}^3$	$W_p$	$W_L$	$I_L$	c, кПа	$\phi$ , град	E, МПа	$R_o$ , кПа
	Насипний ґрунт	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2 п	Суглинок твердий	7,0	0,19	1,92	2,71	1,61	0,68	0,75	19,2	10,12	0,18	0,29	<0	30	23,7	20,5	289
2	Суглинок тугопластичний	2,0	0,27	1,93	2,71	1,52	0,78	-	19,3	-	0,2	0,3	0,7	18,8	17,4	10,8	165,2
4	Пісок середньої крупності	5,17	0,16	1,87	2,66	1,61	0,65	1	18,7	16,1	-	-	-	1	35	30	400
5	Пісок гравелистий	0,7	0,15	1,84	2,66	1,60	0,66	1	18,4	16,0	-	-	-	1,8	31,6	27	300
7	Суглинок галечниковий	7,0	0,19	1,92	2,71	1,61	0,68	0,75	19,2	-	0,2	0,3	0,7	18,8	17,4	10,8	165,2

Таблиця 2.24 - Збір навантажень з горіщного перекриття

№п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кг/м}^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, $\text{кг/м}^2$
1.	Корисне	70	1,3	91
2.	Армована цементно-піщана стяжка $\delta = 20 \text{ мм}$ , $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	36	1,3	46,8
3.	Утеплювач $\delta = 200 \text{ мм}$ , $\gamma = 40 \text{ кг/м}^3$	8	1,3	10,4
4.	Гідроізоляція – 2 шари руберойду	3,6	1,2	4,32
5.	СЛТ-плита перекриття $\delta = 200 \text{ мм}$	350	1,1	385
	Разом	467,60		537,52

Вантажна площа в осях А-Б  $S_1 = 3,00 \text{ м}$ . Вантажна площа в осях А-В  $S_2 = 6,00 \text{ м}$ .



$$q_1 = 537,52 \cdot 3,00 = 16,13 \text{ кН/м}^2. \quad q_2 = 537,52 \cdot 6,00 = 32,25 \text{ кН/м}^2.$$

Таблиця 2.25 – Збір навантажень із типового поверху

№п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кг/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кг/м <sup>2</sup>
1.	Корисне	150	1,3	195
2.	Чиста підлога, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	144	1,3	187
3.	CLT панель перекриття, $\delta = 200 \text{ мм}$	140	1,1	154
4.	Цегляні перегородки $\delta = 120 \text{ мм}$ , $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	250	1,1	275
	Разом	684		793

Вантажна площа в осях А-Б  $S_1 = 3,00 \text{ м}$ . Вантажна площа в осях А-В  $S_2 = 6,00 \text{ м}$ .

$$q_1 = 793 \cdot 3,0 = 23,79 \text{ кН / м}^2. \quad q_2 = 793 \cdot 6,0 = 47,58 \text{ кН / м}^2$$

Таблиця 2.26 – Збір навантажень з балконів та лоджій

№п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кг/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кг/м <sup>2</sup>
1.	Корисне	200(400)	1,2	240 (480)
2.	Цементно-піщана стяжка $\delta = 80 \text{ мм}$ , $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	144	1,3	187
3.	CLT панель перекриття, $\delta = 200 \text{ мм}$	350	1,1	385
4.	Вага тимчасових конструкцій	50	1,3	65
	Разом	744		877

Вантажна площа лоджій  $S_1 = 3,0 \text{ м}$ . Вантажна площа балконів  $S_2 = 0,9 \text{ м}$ .

$$q_1 = 877 \cdot 3,0 = 26,33 \text{ кН / м}^2 \text{ та } 1117 \cdot 3,0 = 33,51 \text{ кН / м}^2. \quad q_2 = 877 \cdot 0,1 = 0,89 \text{ кН / м}^2 \text{ та } 1117 \cdot 0,8 = 8,94 \text{ кН / м}^2.$$

Таблиця 2.27 – Збір навантажень зі сходових кліток та коридорів

№п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кг/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кг/м <sup>2</sup>
1.	Корисна	300	1,2	360
2.	Цементно-піщана стяжка $\delta = 80 \text{ мм}$ , $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	144	1,3	187

## Продовження таблиці 2.27

3.	CLT панель перекриття, $\delta = 200$ мм	350	1,1	385
4.	Цегляні перегородки $\delta = 120$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м <sup>3</sup>	250	1,1	275
	Разом	1044		1207

Вантажна площа в осях 2 та 3  $S_1 = 1,32$  м. Вантажна площа в осях 3 та 4  $S_2 = 1,32$  м.

$$q_1 = 1207 \cdot 1,32 = 15,93 \text{ кН / м}^2. \quad q_2 = 1207 \cdot 1,32 = 15,93 \text{ кН / м}^2.$$

Збір навантажень від цегляної стіни:

$$q = H \cdot b \cdot \gamma \cdot k_f = 9,60 \cdot 0,38 \cdot 18 \cdot 1,1 = 72,2 \text{ кН/м}^2,$$

$$q = H \cdot b \cdot \gamma \cdot k_f = 10,2 \cdot 0,77 \cdot 18 \cdot 1,1 = 155,5 \text{ кН/м}^2,$$

де  $H$  - Висота цегляної стіни (від рівня горіщного перекриття до підвалу);

$b$  – ширина цегляної стінки;  $\gamma$  – об'ємна вага цегли;

$k_f$  – коефіцієнт надійності навантаження. Збір навантажень від бетонних стін підвалу:

$$q = H \cdot b \cdot \gamma \cdot k_f = 1,80 \cdot 0,6 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 29,7 \text{ кН/м}^2,$$

де  $H$  - Висота бетонної стіни (від рівня першого поверху до ростверку);

$b$  – ширина бетонної стіни;

$\gamma$  – об'ємна вага бетону;

$k_f$  – коефіцієнт надійності навантаження. Збір навантажень від ростверків:

$$q = H \cdot b \cdot \gamma \cdot k_f = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 6,6 \text{ кН/м}^2,$$

$$q = H \cdot b \cdot \gamma \cdot k_f = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ кН/м}^2, \text{ де } H - \text{ висота ростверку};$$

$b$  – ширина ростверку;  $\gamma$  – об'ємна вага бетону.

$k_f$  – коефіцієнт надійності навантаження. Збір всього навантаження на ростверк:

$$q_1 = 16,8 + 16,2 + 3 \cdot 23,8 + 155,5 + 29,7 = 289,6 \text{ кН/м}^2.$$

$$q_2 = 33,5 + 32,3 + 3 \cdot 47,6 + 72,2 + 29,7 = 310,5 \text{ кН/м}^2.$$

$$q_3 = 16,8 + 16,2 + 3 \cdot 23,8 + 3 \cdot 0,9 + 3 \cdot 8,9 + 155,5 + 29,7 = 317,2 \text{ кН/м}^2.$$

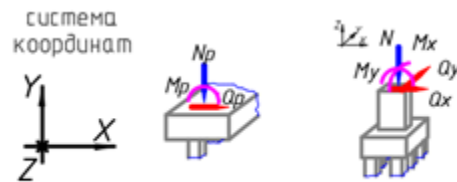


Рисунок 2.25 – Схема прикладання навантажень на плитний фундамент

### 2.6.1 Визначення несучої здатності буронабивної палі

Розрахунок пальових фундаментів та їх основи має бути виконаний за граничними станами першої та другої груп.

Основним по першій групі є розрахунок за несучою здатністю ґрунту основи палі. Умова несучої здатності ґрунтів основи одиночної палі або у складі пального фундаменту має вигляд:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

де  $N$  – розрахункове навантаження, що передається від споруди на одиночну палю або палю у складі пального фундаменту;

$F_d$  – несуча здатність палі по ґрунту;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, що призначається залежно від методу визначення несучої здатності палі по ґрунту.

Розрахунок пальових фундаментів по другій групі граничних станів (за деформаціями) слід проводити, виходячи з умови:

$$S \leq S_u,$$

де  $S$  - спільна деформація (просідання, переміщення, відносна різниця просідань) пального фундаменту та споруди;

$S_u$  – граничне значення спільної деформації пального фундаменту та споруди, яке встановлюється залежно від виду споруди за додатком 4, [24].

Несучу здатність  $F_d$ , кН, висячої буронабивної палі, що працює на стискаюче навантаження, слід визначати як суму розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її бічній поверхні за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

$A$  – площа спирання на ґрунт палі, м<sup>2</sup>;

$U$  – Зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$f_i$  – розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

$h_i$  – Товщина  $i$ -го шару ґрунту, що стикається з бічній поверхню палі, м;

$\gamma_{cR}, \gamma_{cf}$  – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту.

Визначимо розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. 7.2, з показником плинності  $I_L$ , рівним 0,7:

$R = 1050$  кПа;

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} = 0,071 \text{ м}^2; U = 2\pi r = 2\pi \cdot 0,15 = 0,95 \text{ м};$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1050 \cdot 0,071 + 0,95 \cdot 0,7 \cdot (1,5 \cdot 24 + 1,0 \cdot 16 + 1,8 \cdot 38 + 3,1 \cdot 56)) = 405,82 + 215,46 = 621,28 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження, що допускається на палю:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{621,28}{1,4} = 443,36 \text{ кН};$$

$$N = 317,2 \text{ кН} < P = 443,36 \text{ кН.}$$

Необхідний крок палі:

$$L = P/N = 443,36/317,2 \text{ кНм} = 1,39 \text{ м.}$$

Приймаємо крок палі  $L = 1,3$  м.

## 2.6.2 Розрахунок палі за другою групою граничних станів

$$\varphi_{II_{cp}} = (\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots + \varphi_n h_n) / \sum_{i=1}^n h$$

$$= \frac{(1,5 \cdot 23 + 1,0 \cdot 37 + 1,8 \cdot 18 + 3,1 \cdot 37)}{1,5 + 1,0 + 1,8 + 3,1} = 29,5.$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{IIcp}}{4} = \frac{29.5}{4} = 7,38.$$

$$P = \frac{N + G}{A_1} \leq R$$

$$P = \frac{317,2 + 289,6}{1,3 \cdot 1} = 466,77 < R = 1050 \text{ кПа.}$$

$S < S_u$ , 466,77 кПа < 1050 кПа, умова виконується.

### 2.6.3 Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування

Таблиця 2.28 - Розрахункові дані

z	$\zeta$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$0, 2\sigma_{zg}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$H_i$ , м	$E$ , кПа	$S_i$ , см
0	0	1	303	61	1152,5				
1	6,25	0,039	346	69	45	599	1	37000	1,3
2	12,5	0,009	408	82	10,4	27,7	1	41000	0,05
3	18,75	0,004	470	94	4,6	7,5	1	41000	0,015
4	25	0,002	532	107	2,3	3,45	1	41000	0,007

Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zq_0} = \sum \gamma_i h_i = 0 \quad (3.15)$$

Додатковий тиск на основу під підшовою фундаменту:

$$p_0 = p - \sigma_{zg_0} = 466,77 - 215,46 = 251,31.$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = 29,5.$$

Обчислимо усадку:

$$S = \beta h \sum_{i=1}^n \sigma_{zpi} / E_i = 0,8 \cdot 1 \cdot \left( \frac{599}{37000} + \frac{27,7 + 7,5 + 3,45}{41000} \right) = 0,0137 \text{ м} = 1,37 \text{ см.}$$

Перевірка на граничні деформації :  $S < S_u$

$$S = 1,37 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо 4Ø10 А400с,  $A_S = 3,1 \text{ см}^2$  поздовжнє армування

Конструктивно приймаємо Ø8A240с з кроком 300 мм армування у поперечному напрямку.

### 2.6.4 Розрахунок ростверку

Визначимо зусилля в ростверку від навантажень на період будівництва:

$$L_p = 1,05 (L - d) = 1,05 (1,3 - 0,3) = 1 \text{ м,}$$

де  $L_p$  – відстань між палями у світлі;  $L$  – крок палей;

$d$  – діаметр палей.

$$q_k = \gamma_f \cdot 0,5 \cdot L_k \gamma_k = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 2,75 \cdot 18 = 27,225.$$

Опорний момент:

$$M_{оп} = -0,083 \cdot q_k \cdot L^2 = -0,083 \cdot 27,225 \cdot 12 = -2,26 \text{ кНм.}$$

Пролітний момент:

$$M_{пр} = -0,042 \cdot q_k \cdot L^2 = -0,042 \cdot 27,225 \cdot 12 = -1,14 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{q_k \cdot L_p^2}{2} = \frac{27,225 \cdot 1^2}{2} = 13,61 \text{ кН.}$$

Визначимо зусилля у ростверку від експлуатаційних навантажень:

$$\alpha = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b \cdot I}{E_0 \cdot b_k}} = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{23000 \cdot \frac{bh^3}{12}}{3400 \cdot 0,64}} = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{6,76 \cdot \frac{0,6 \cdot 0,3^3}{12}}{0,64}} = 0,83.$$

Опорний момент:

$$M_{оп} = \frac{q \cdot L_p^2}{12} = \frac{317,2 \cdot 1^2}{12} = 26,4 \text{ кНм.}$$

Пролітний момент:

$$M_{пр} = \frac{q \cdot L_p^2}{24} = \frac{317,2 \cdot 1^2}{24} = 13,2 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{q \cdot L_p^2}{2} = \frac{317,2 \cdot 1^2}{2} = 158,6 \text{ кН.}$$

Перевірка міцності кладки над палею на зминання:

$$\frac{q}{b_k} \leq R$$

$$\frac{317,2}{0,77 \cdot 1} = 411,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 1050 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad \frac{317,2}{0,38 \cdot 1} = 834,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 1050 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Підбір поздовжньої та поперечної арматури:

$$A_s = \frac{M}{0,9 h_0 R_s} = \frac{14,3}{0,9 \cdot 0,3 \cdot 28 \cdot 10^4} = 1,89 \cdot 10^{-4} \text{м}^2 = 1,89 \text{см}^2.$$

Конструктивно приймаємо арматуру 4Ø10A400с,  $A_S = 3,1 \text{ см}^2$ .

Перевіримо на поперечну силу:

$$Q = 8,56 \leq Rbt \cdot b \cdot h = 750 \cdot 0,38 \cdot 0,3 = 85,5 \text{кН}.$$

Конструктивно приймаємо арматуру Ø 6 A240 із кроком 300 мм.

У верхній частині тіло ростверку армуємо конструктивно 5 Вр - I з кроком 100.

## 2.6.5 Розрахунок забивної висячої палі

### 2.6.5.1 Призначення виду палі і її параметрів. Вибір глибини закладання ростверку та довжини палі

Використовуємо як несучий шар - гравійний ґрунт з піщаним заповнювачем до 35%, з включенням дрібної гальки 15-20%, водонасичений, з тонкими прошарками піску, що залягає на позначці -5,8 м.

Використовуємо як несучий шар – суглинок твердої та напівтвердої консистенції піщанистий, що залягає на позначці -13,37 м.

Приймаємо палі довжиною - 12 м (з 70.30), з урахуванням заглиблення палі в шар, що несе, не менше 1,0 м, паля приймається діаметром 300 мм, позначка кінця палі складе -16,25 м.

Несуча здатність висячої забивної палі слід визначати як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її бічній поверхні за формулою :

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де  $R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

$A$  – площа спирання палі на ґрунт, що приймається рівною площею поперечного перерізу палі.

$$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2; u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м.}$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 5715,71 \cdot 0,09 + 0,95 \cdot 0,7 \cdot (1,5 \cdot 24 + 1,0 \cdot 16 + 1,8 \cdot 38 + 3,1 \cdot 56)) = 514,42 + 215,46 = 729,87 \text{ кН.}$$

Несуча здатність палі по ґрунту становить 729,87 кН. При цьому 514,42 кН ґрунт сприймає через нижній кінець палі, а решта 215,46 кН реалізуються у вигляді сил тертя по бічній поверхні палі.

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{729,87}{1,4} = 521,34 \text{ кН.}$$

$$N = 317,2 \text{ кН} < P = 521,34 \text{ кН.}$$

### 2.6.5.2 Розрахунок палі за другою групою граничних станів

$$\varphi_{IIcp} = (\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots + \varphi_n h_n) / \sum_{i=1}^n h = \frac{(1,5 \cdot 23 + 1,0 \cdot 37 + 1,8 \cdot 18 + 3,1 \cdot 37)}{1,5 + 1,0 + 1,8 + 3,1} = 29,5.$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{IIcp}}{4} = \frac{29,5}{4} = 7,38.$$

$$P = \frac{N + G}{A_1} \leq R$$

$$P = \frac{317,2 + 289,6}{1,3 \cdot 1} = 466,77 < R = 5715,71.$$

$S < S_u$ , умова виконується.

### 2.6.5.3 Розрахунок осідання фундаментів методом пошарового підсумовування

Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zq_0} = \sum \gamma_i h_i = 0$$

Додатковий тиск на основу під підшвою фундаменту:



$$p_0 = p - \sigma_{zg_0} = 466,77 - 215,46 = 251,31.$$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = 29,5.$$

Обчислимо просідання:

$$S = \beta h \sum_{i=1}^n \sigma_{zpi} / E_i = 0,8 \cdot 1 \cdot \left( \frac{599}{37000} + \frac{27,7 + 7,5 + 3,45}{41000} \right) = 0,0137 \text{ м} = 1,37 \text{ см.}$$

Перевірка на граничні деформації:

$$S < S_u$$

$$S = 1,37 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см.}$$

#### 2.6.5.4 Вибір типу палі

Несуча здатність як забивних палей, так і буронабивних по ґрунту задовольняє умову  $N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$  та  $S \leq S_u$  отже остаточний вибір  $\gamma_k$  у типу палей слід робити виходячи з техніко-економічних міркувань. Так як процес виготовлення та монтажу буронабивної палі відбувається на будівельному майданчику, тут є безліч прихованих робіт, за якими потрібен контроль, на відміну від забивних палей, які виготовляються на заводі та якість яких регламентується ДБН. Також з недоліків буронабивних палей варто відзначити необхідність великої кількості використовуваної техніки.

Виходячи з цього, можна зробити висновок що майже при рівній несучій здатності буронабивних і забивних палей за сукупністю таких показників як ціна і якість перевагу варто віддати забивним залізобетонним палям.

## РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

### 3.1 Варіантне проектування

Пропонується розглянути три варіанти влаштування міжкімнатних перегородок будівлі та порівняти варіанти на підставі аналізу напружено-деформівного стану та в подальшому розробити необхідні рішення по будівлі в цілому.

В якості варіантів пропонується розглядати виконання міжкімнатних перегородок з повнотілої цегли, з пінобетону та пазогребневих плит.

Стационарні міжкімнатні перегородки - найнадійніший варіант, на відміну від розсувних, що дозволяє ізолювати кімнати.

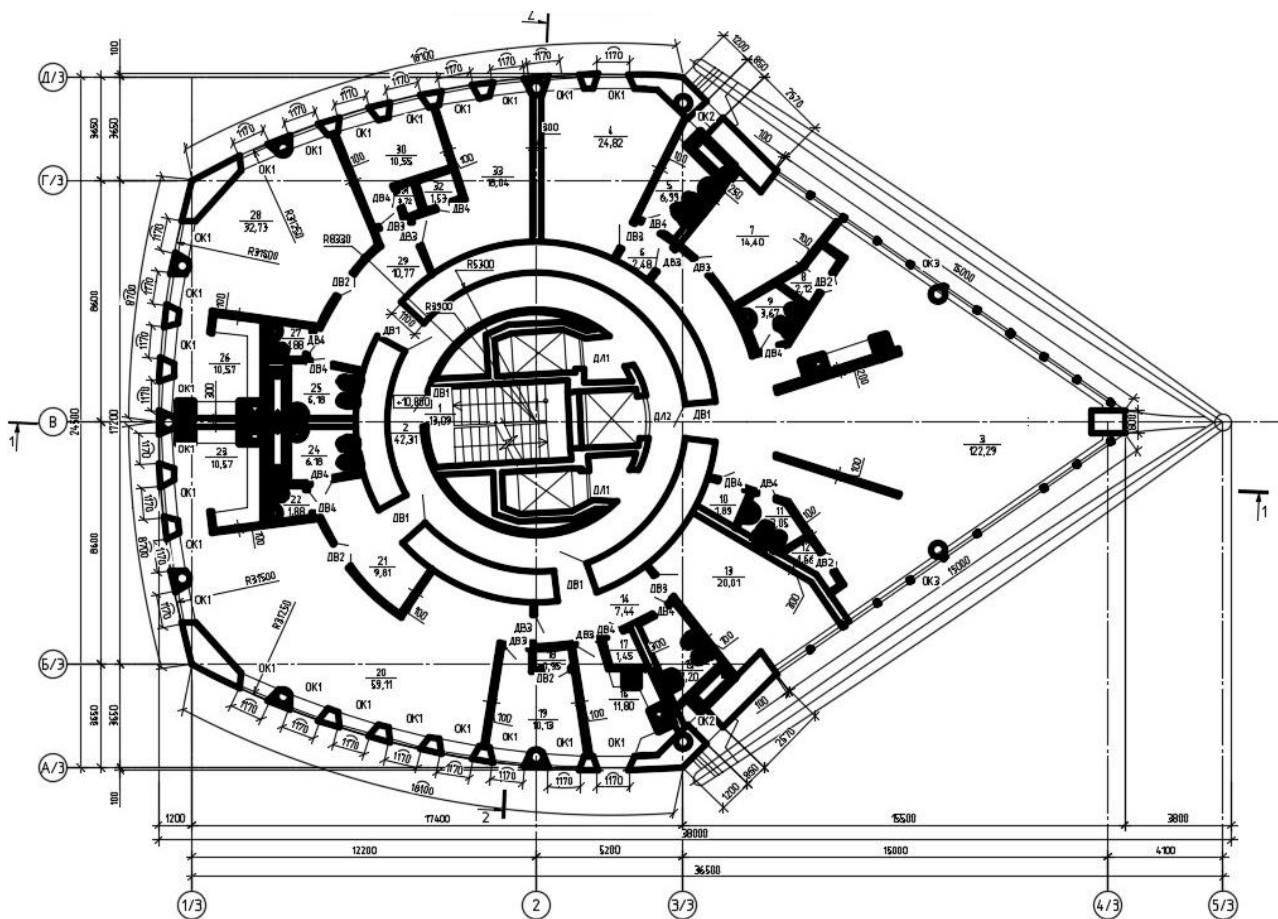


Рисунок 3.1 - План типового поверху будинку

Варіант 1- Виконання перегородок з повнотілої цегли товщиною 120 мм.

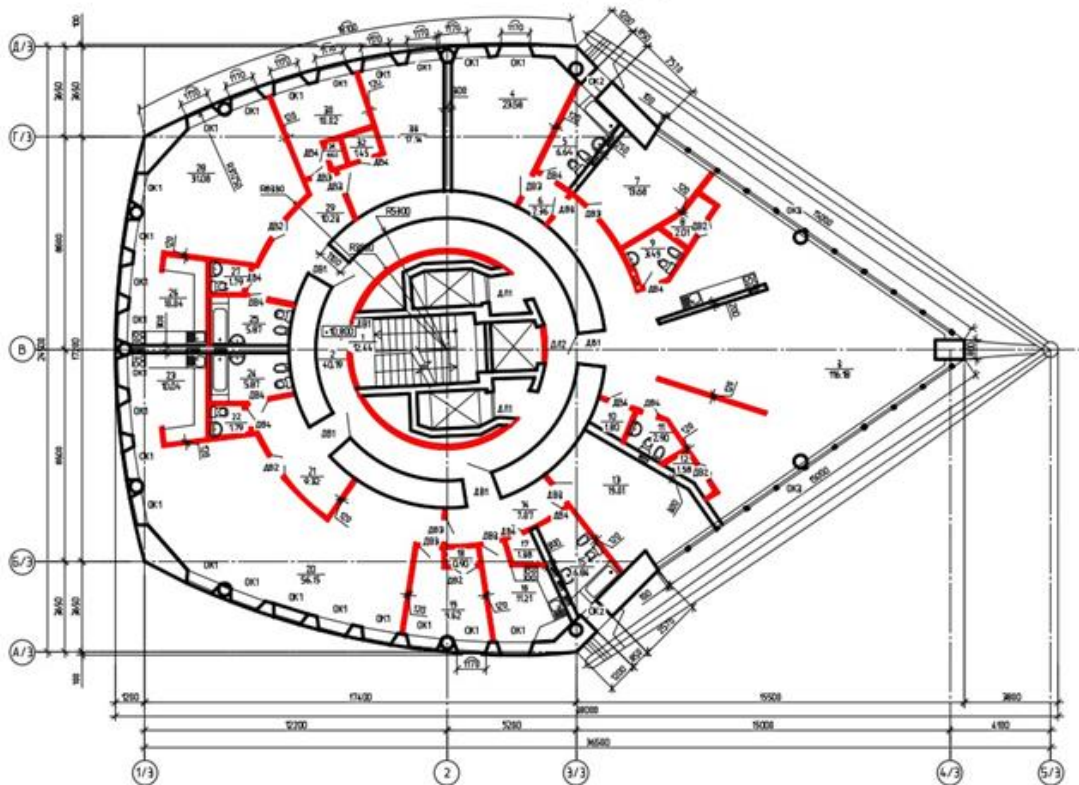


Рисунок 3.2 - Виконання цегляних перегородок

Властивості будівельного матеріалу:

Міжкімнатні стіни - не такі важливі складові приміщень. За потреби їх можна встановлювати та зносити, без ризику обвалення будівлі. Кладка перегородок з цегли для поділу кімнат часто споруджується завтовшки 120 мм (рис. 3.3).

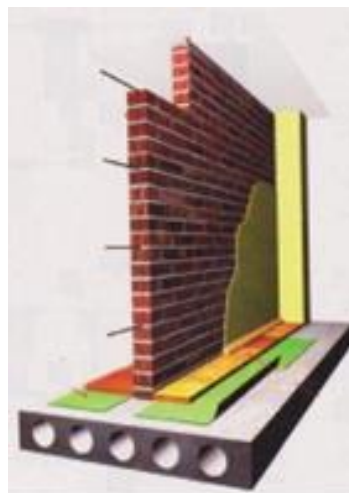


Рисунок 3.3 – Схема цегляної перегородки товщиною 120 мм

Силікатна цегла володіє наступними перевагами:

- міцність;
- вологостійкістю;
- середньою теплопровідністю;
- шумоізоляцією;
- стійкістю до вогню;
- різноманітністю форм та розмірів.

Як правило, використовується стандартна цегла (65x120x250 мм). Для будівництва 1 м<sup>2</sup> стіни завтовшки 120 мм потрібно близько 65 цегли.

Але є і ряд недоліків:

- конструкції володіють великою власною вагою, відповідно, зростає навантаження на перекриття;
- дані перегородки вимагають оштукатурювання, а також нерівні перегородки необхідно обшивати гіпсокартоном, що збільшить їх товщину.

Варіант 2– Міжкімнатні перегородки з пінобетонних блоків товщиною 200 мм.

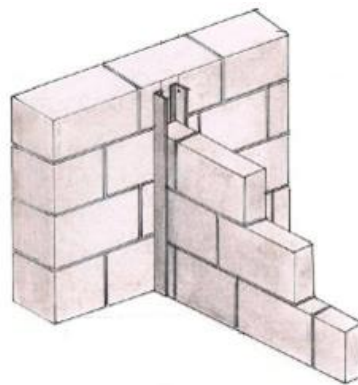


Рисунок 3.4 - Виконання перегородок з пінобетону

Пінобетон – це легкий пористий бетон, який виготовляється з цементу, піску, води та піноутворювача.

Пінобетонні блоки часто використовують як матеріал для будівництва міжкімнатних перегородок (рис. 3.5).

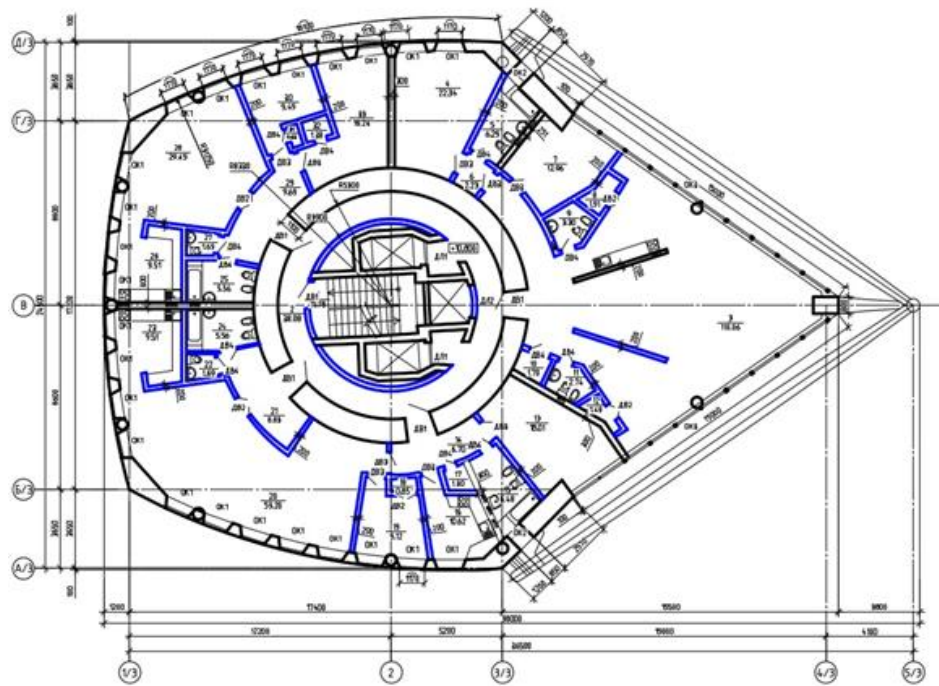


Рисунок 3.5 – План перегородок з пінобетонних блоків

Піноблоки мають ряд важливих переваг:

Низька теплопровідність. Завдяки пористій структурі, спінений бетон у 2-2,5 рази краще тримає тепло, ніж силікатна цегла аналогічної товщини.

Морозостійкість. Цей матеріал витримує в середньому 35 циклів заморожування-розморожування без втрати своїх якостей міцності.

Вогнестійкість. Піноблоки повністю пожегобезпечні – і в цьому їхній важливий плюс. Вони не спалахують і не виділяють токсичних речовин під впливом полум'я.

Зручність у монтажі. Пінобетон легко ріжеться, пиляється та фрезерується. У стінах із цього матеріалу зручно прокладати інженерні комунікації.

Шумоізоляція. Піноблок завтовшки 120 мм здатний приховувати звуки до 48 Дб. Це один із найвищих показників серед усіх видів будматеріалів.

Швидкість укладання. Великі та легкі, блоки з пінобетону укладаються на порядок швидше, ніж цегла. Витрата цементного розчину чи клею у своїй теж знижується.

Екологічність. Пінобетон не має запаху та не виділяє небезпечних речовин.

Біостійкість. На блоках із спіненого бетону не з'являється пліснява та грибок. Гризуни теж абсолютно байдужі до цього матеріалу.

Недоліки пінобетонних блоків зводяться до наступного:

Цей матеріал дає усадку. Після закінчення будівельних робіт деформація будівлі може сягати 4 мм на 1 м<sup>2</sup>.

Пінобетон – досить крихкий матеріал. Статистика показує, що близько 20% вироблених піноблоків ушкоджується під час транспортування та укладання. Тому працювати з такими блоками слід дуже акуратно.

Блоки з пінобетону можуть мати різні розміри. Через це варіюватиметься і вага, і щільність, і теплоізоляційні властивості матеріалу.

Блоки пінобетонні перегородкові робляться мінімальною товщиною – 100 мм та з марок меншої щільності – D400. Це дозволяє придбати штучні вироби за нижчою вартістю.

Як відомо, чим менша щільність пінобетону, тим вищі його звуко- та теплоізоляційні якості.

За рахунок своєї малої ваги вони не надають суттєвого навантаження на фундамент.

Пінобетон легко ріжеться.

При дотриманні всіх рекомендацій і без самодіяльності можна зробити якісне влаштування перегородок з пінобетону своїми руками, без дорогого найму робітників.

Вони міцніші за гіпсокартону, а ціна їх нижча, ніж на цеглу.

Варіант 3- Перегородки з пазогребневих плит товщиною 100 мм. Пазогребневі плити (ПГП) – це великоформатний будматеріал, який використовується для зведення міжкімнатних перегородок. Плити виготовляються з екологічно чистих матеріалів і тому є абсолютно безпечними для здоров'я людини. Універсальність продукції дозволяє зводити перегородки у житлових, громадських, промислових та медичних приміщеннях. Товщина плит складає 80 та 100 мм. Довжина та ширина 667x500 мм. (Рис. 3.7)

Пазогребневі пустотілі плити визначаються невеликою вагою і дозволяють знизити навантаження на основу підлоги. В отворах плит можна



укладати проводку та труби невеликого діаметру.

Особливості пазогребневих плит:

На торцях пазогребневої плити сформовано спеціальний гребінь та паз. Ця особливість дозволяє легко та швидко зводити міжкімнатні перегородки без застосування спеціальних інструментів та навичок.

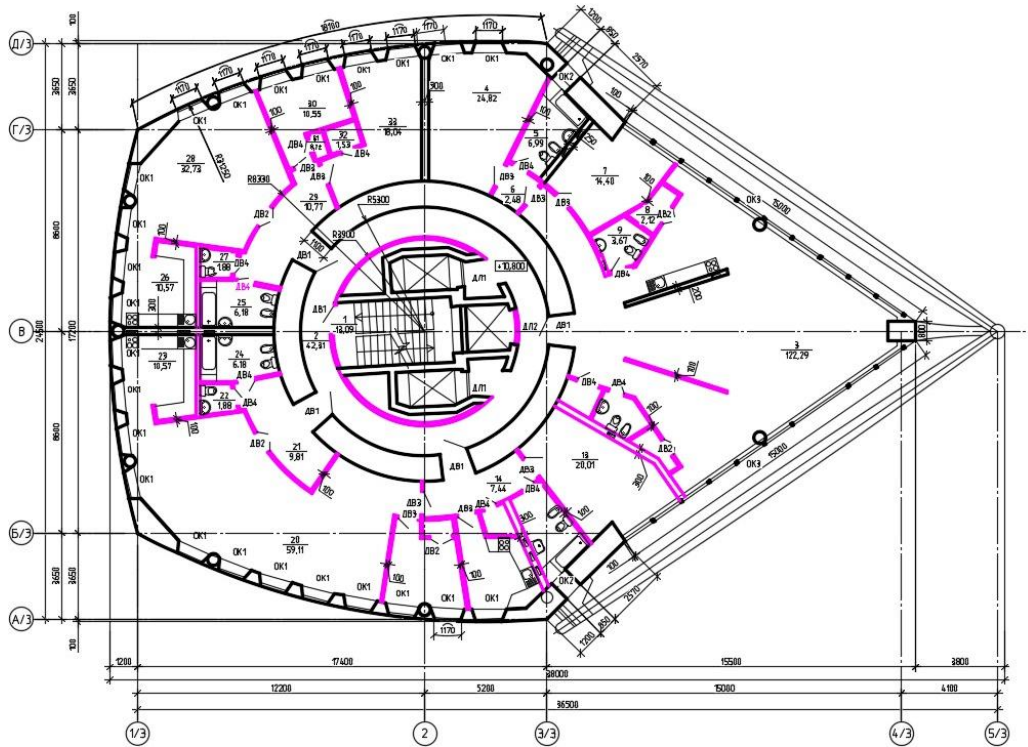


Рисунок 3.6 - Виконання перегородок з пазогребневих плит

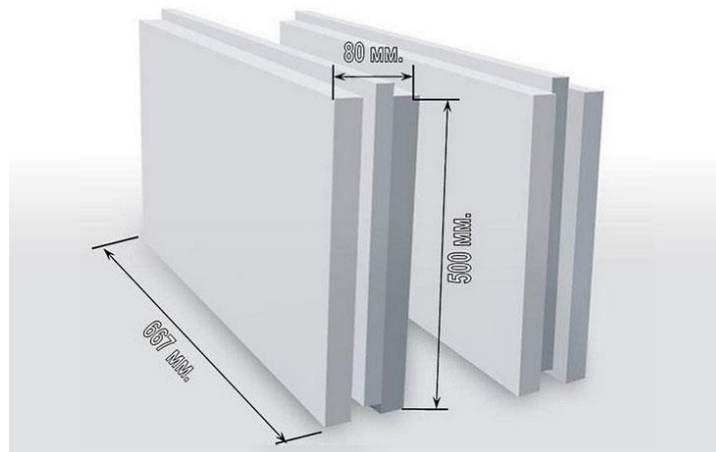


Рисунок 3.7 – Пазогребневі плити

Переваги.

Доступність. Застосування матеріалу економічно виправдане. Збірні гіпсові конструкції легші за керамічну цеглу, міцніші за гіпсокартон і

піногазосилікат. При цьому їхня вартість нижча на 10–30%.

**Безпека.** Сировина для виробництва ППП не містить шкідливих для здоров'я домішок. Самі вироби мають високу пожежостійкість.

**Звукоізоляція.** За дотримання технології монтажу стіна перешкоджає проникненню гучних звуків у суміжні приміщення.

**Простота встановлення.** Завдяки з'єднанню окремих елементів за принципом паз-гребінь, зі зведенням ППП справляється навіть людина без досвіду проведення подібних робіт. Головне правильно виконати розмітку та постійно контролювати прямолінійність.

**Легкість.** Матеріал практично вдвічі легший за цеглу, що дозволяє знизити навантаження на міжповерхове перекриття. При цьому ви отримуєте тонші міжкімнатні перегородки, що дає додаткову корисну площу.

**Недоліки:**

**Гігроскопічність.** Стандартні пазогребневі плити добре вбирають вологу, а в процесі висихання можуть деформуватися. Тому важливо монтувати їх після завершення всіх вологих процесів у приміщенні.

**Крихкість.** При високих навантаженнях матеріал лопається у місці найбільшої напруги. Тому перед влаштуванням стінки по дерев'яній підлозі його потрібно добре зміцнити. У новобудовах, які можуть дати усадку, необхідно обов'язково використовувати стрічки, що демпфують.

**Вибагливість до основи.** Крупноблочна структура не дозволяє вирівняти поверхні, що примикають в процесі зведення стін, як це можна зробити, наприклад, цеглою. Це означає, що попередньо доводиться ретельно вирівнювати усі площини.

Таким чином, проаналізувавши і порівнявши всі варіанти, вибираємо в якості будівельного матеріалу міжкімнатних перегородок пазогребневі плити

### **3.2 Моделювання та розрахунок просторового каркасу будівлі**

Статичний розрахунок виконано з використанням програмного комплексу "Ліра-САПР 2016", без урахування непружних властивостей залізобетону. Розрахунковою схемою була просторова система, модельована



скінченними елементами (СЕ) у вигляді оболонки (фундаментна плита, плити перекриття, підпірні стіни, ядро жорсткості, стіни сходово-ліфтового блоку, екзоскелет). З'єднання всіх елементів між собою – жорсткі. Розрахункова схема будівлі наведена на рисунку 3.8.

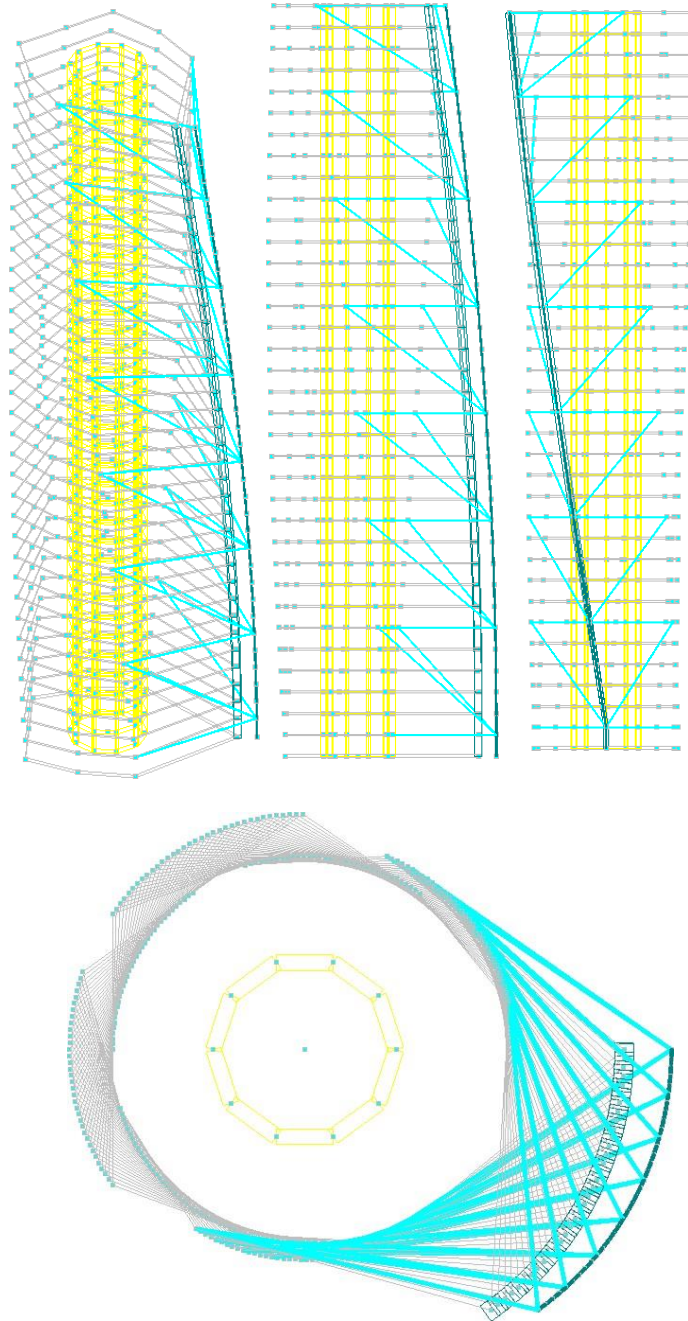


Рисунок 3.8 – Розрахункова схема каркасу

При розрахунку схеми було задано такі завантаження:

Навантаження №1 - Власна вага елементів будівлі, задається автоматично в залежності від заданої питомої ваги, навантаження від сходів та ліфтового обладнання.

Навантаження №2 – тиск ґрунту на обрізи фундаменту та стіни підвалу, задається у вигляді розподіленого навантаження.

Навантаження №3 – вага покрівлі будівлі, що задається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на елементи плит покриття.

Навантаження №4 – вага підлог, скління та перегородок – задається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на елементи плит перекриття.

Навантаження №5 – корисне навантаження на перекриття та покрівлю задається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на елементи перекриття.

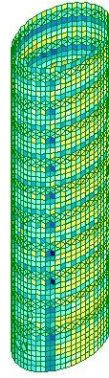
Навантаження №6 – снігове навантаження, що задається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на елементи плит покриття.

Навантаження №7, 8, 9, 10 – вітрове навантаження, задається у вигляді погонного рівномірно розподіленого навантаження на контурні елементи плит перекриття (були спеціально задані стрижневі елементи нескінченно малої ваги по контуру) та екзоскелет. Навантаження № 7, 8, 9, 10 були задані взаємовиключними.

### **3.3 Розрахунок монолітного ядра**

За результатами розрахунку у ПК ЛІРА-САПР 2016 були отримані внутрішні зусилля у монолітному ядрі по осі В-2. Епюри внутрішніх зусиль показані (для розбірливої візуалізації в межах нижнього куба за висотою) на рисунках 3.9–3.14.

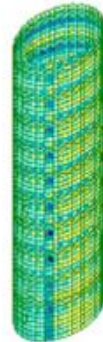
PCU расчеты. Отбрасывая минимальных значений (Таблица СП\_1)  
 Мозаика напряжений по Mx  
 Единицы измерения - (кН\*м)/м



I вариант

50.6 40 35.8 30.6 25.3 18.9 12.6 6.32 0.444 0.444 6.32 12.6 18.9 25.3 31.6 37.9 44.2 44.5

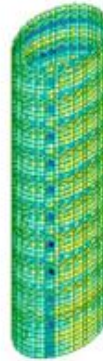
PCU расчеты. Отбрасывая минимальных значений (Таблица СП\_1)  
 Мозаика напряжений по Mx  
 Единицы измерения - (кН\*м)/м



II вариант

40.6 40 35.8 30.6 25.2 20.1 11.6 6.3 0.4 0.44 6.3 12.6 18.9 25.3 31.6 37.9 39 40

PCU расчеты. Отбрасывая минимальных значений (Таблица СП\_1)  
 Мозаика напряжений по Mx  
 Единицы измерения - (кН\*м)/м



III вариант

Рисунок 3.9 – Изополя напряги Mx у монолітному ядрі по осі В-2 (у межах нижнього куба по висоті)

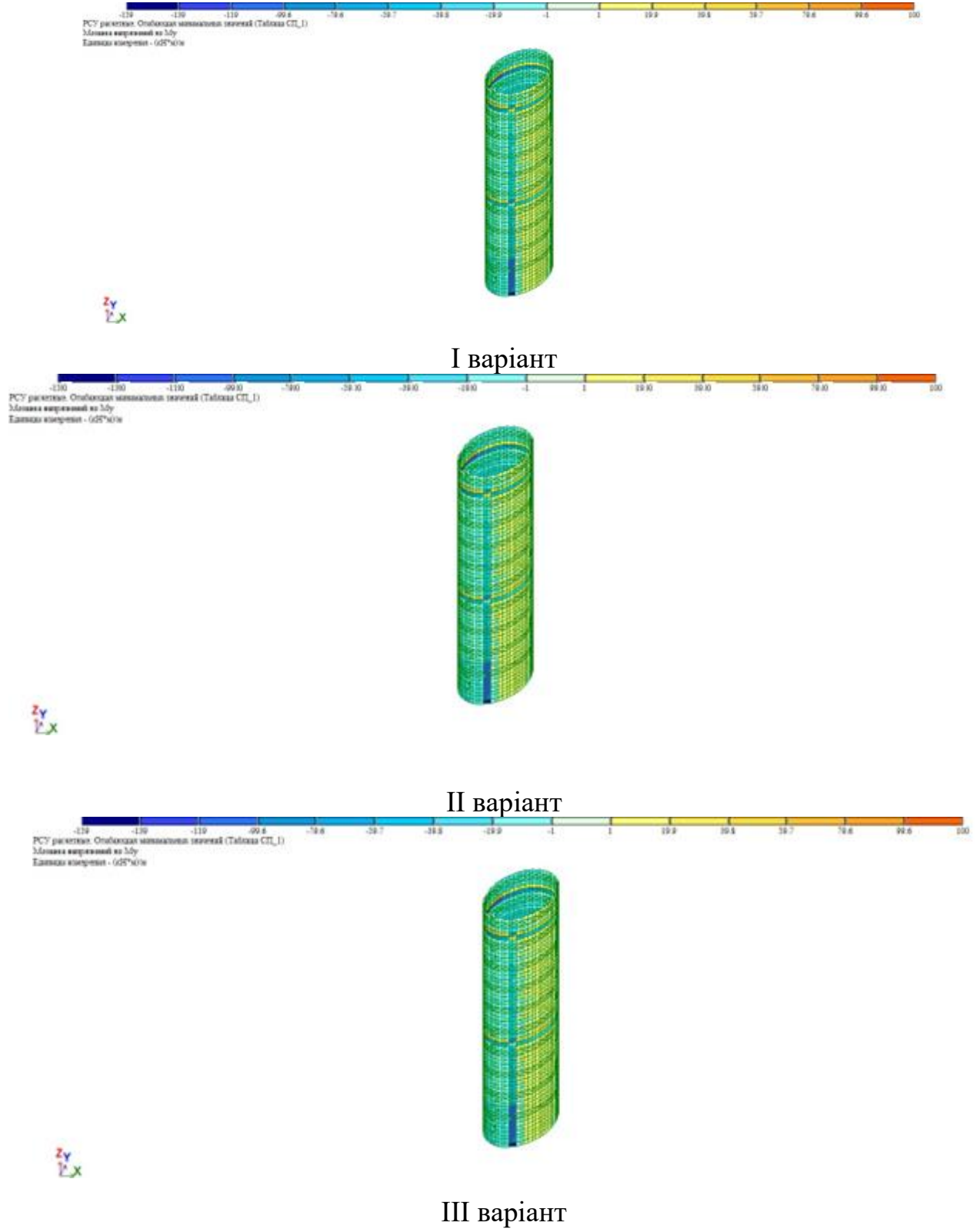


Рисунок 3.10 – Ізополя напружень  $M_u$  в монолітному ядрі по осі В-2 (у межах нижнього куба по висоті)

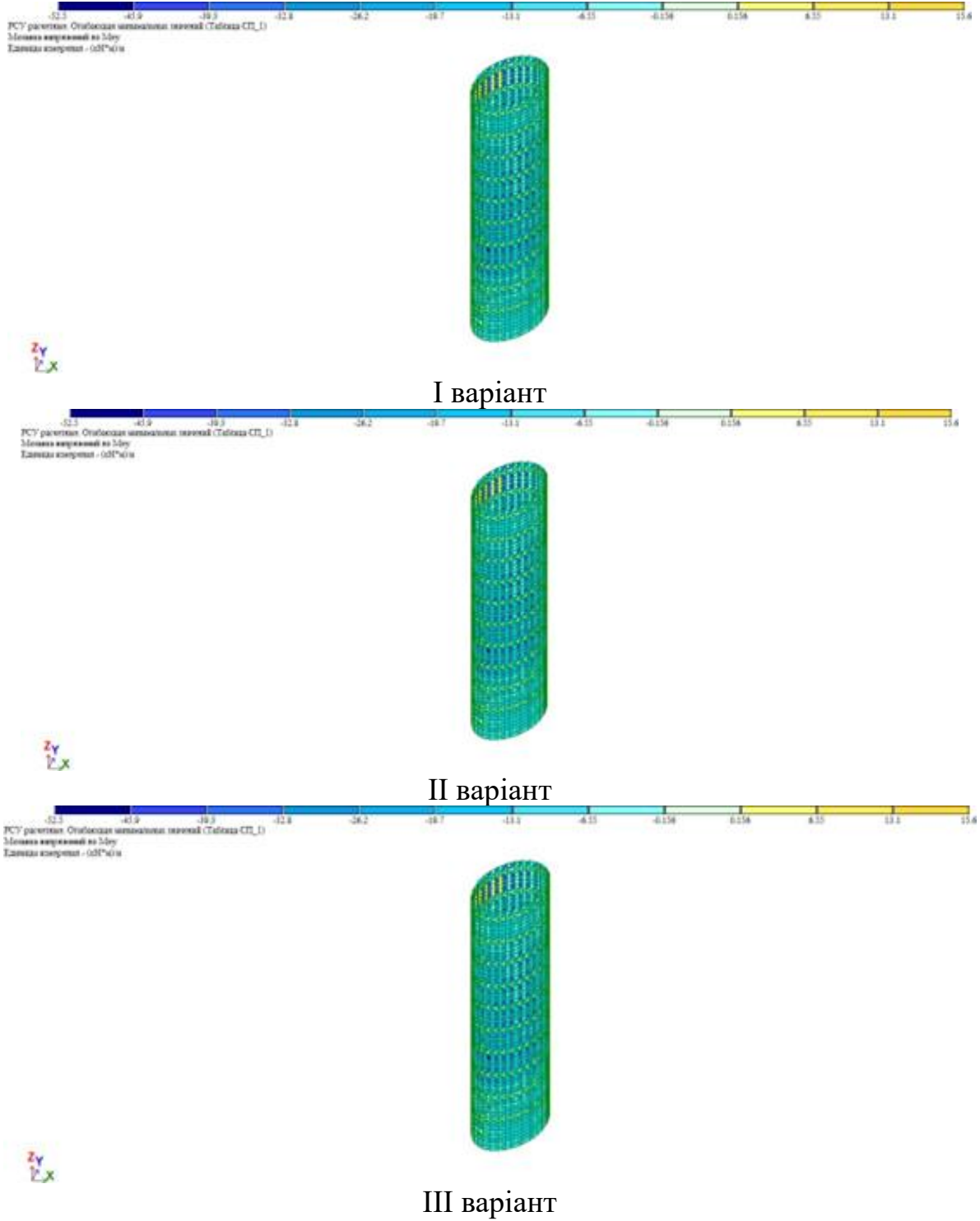
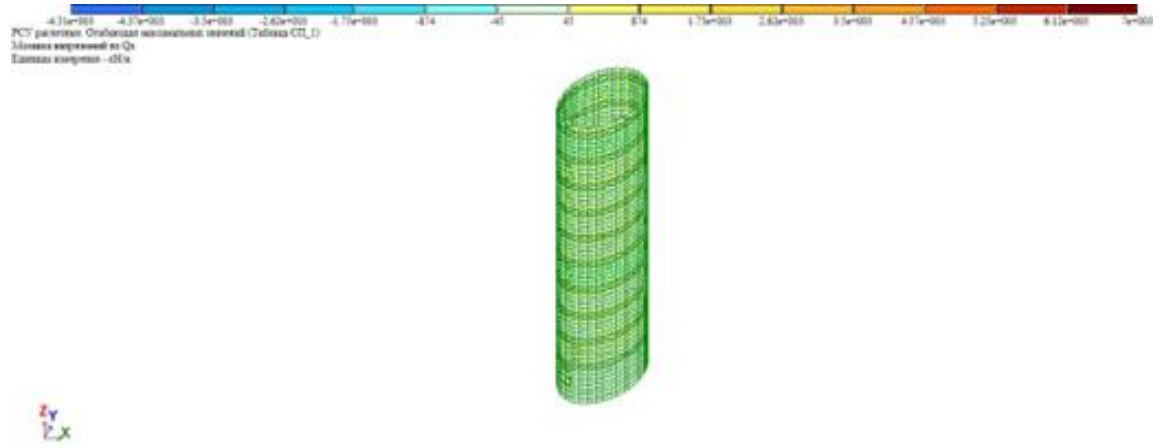
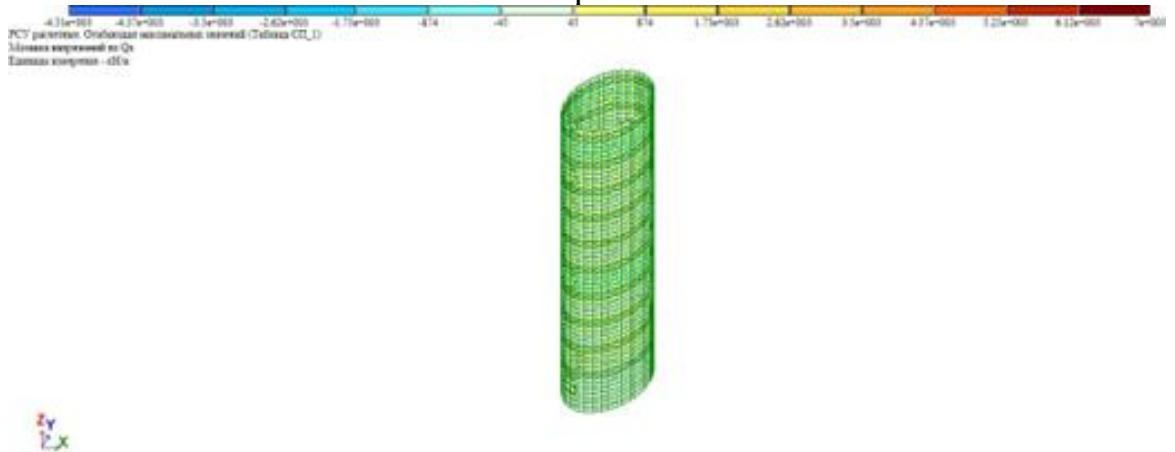


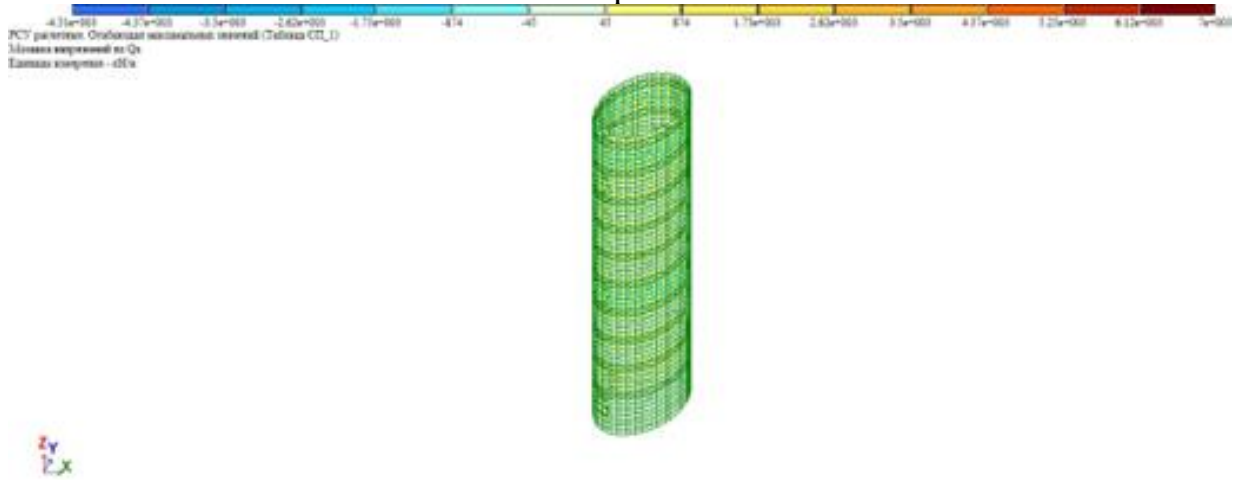
Рисунок 3.11 – Изополя напряжений  $M_{xy}$  в монолитному ядрі по осі В-2 (в межах нижнього куба по висоті)



I вариант

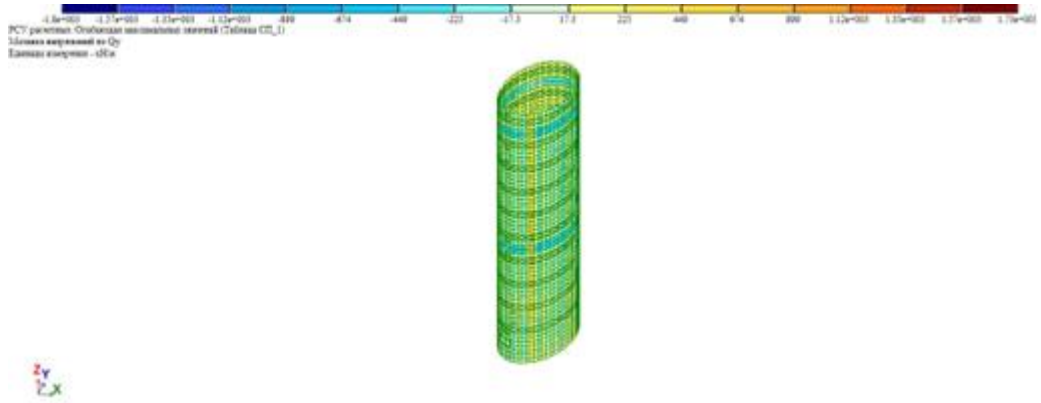


II вариант

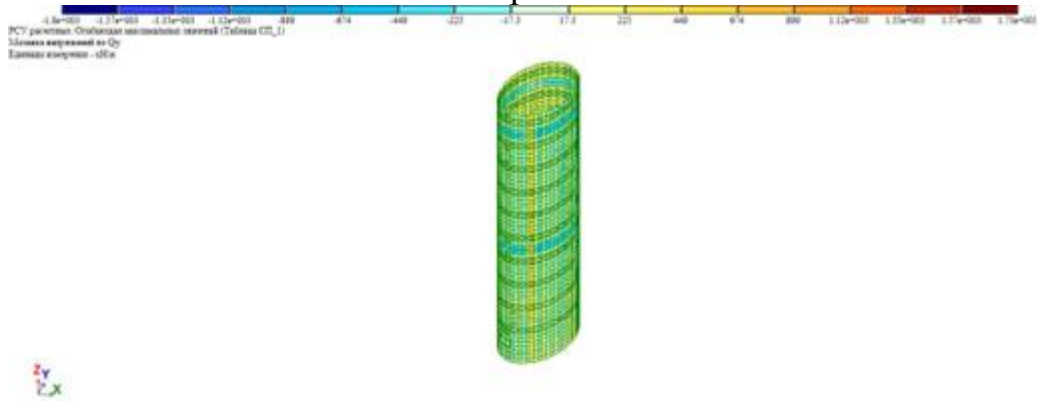


III вариант

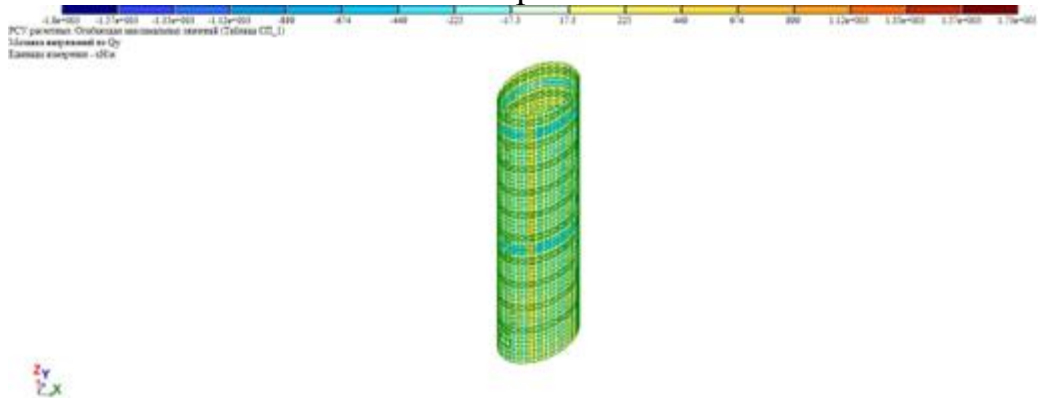
Рисунок 3.12 – Изополя напряжений  $Q_x$  у монолітному ядрі по осі В-2 (у межах нижнього куба по висоті)



I варіант



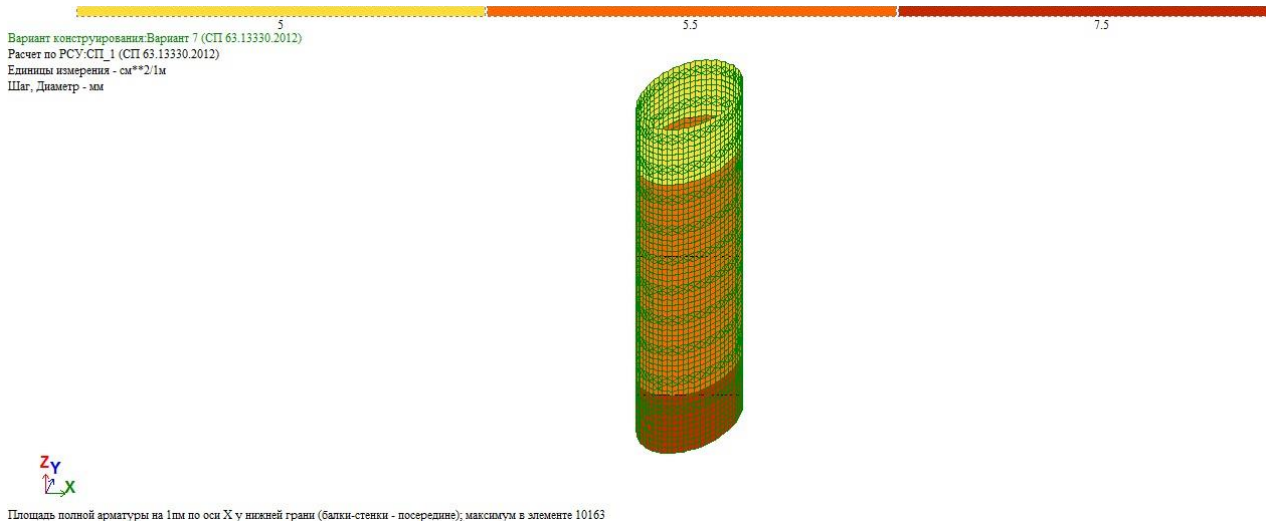
II варіант



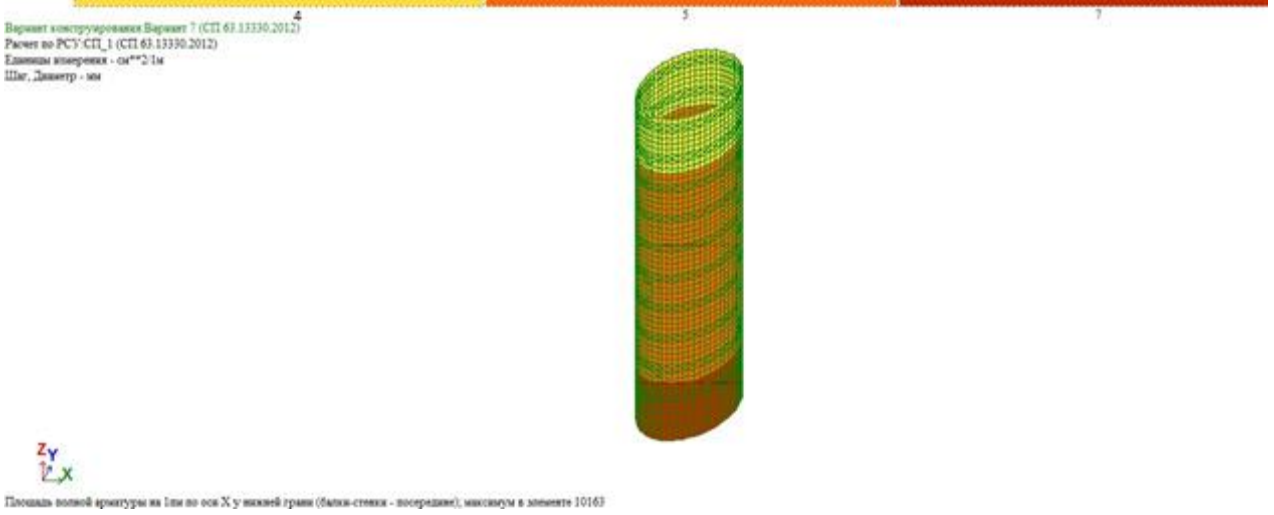
III варіант

Рисунок 3.13 – Ізополя напружень  $Q_y$  в монолітному ядрі по осі В-2 (в межах нижнього куба по висоті)

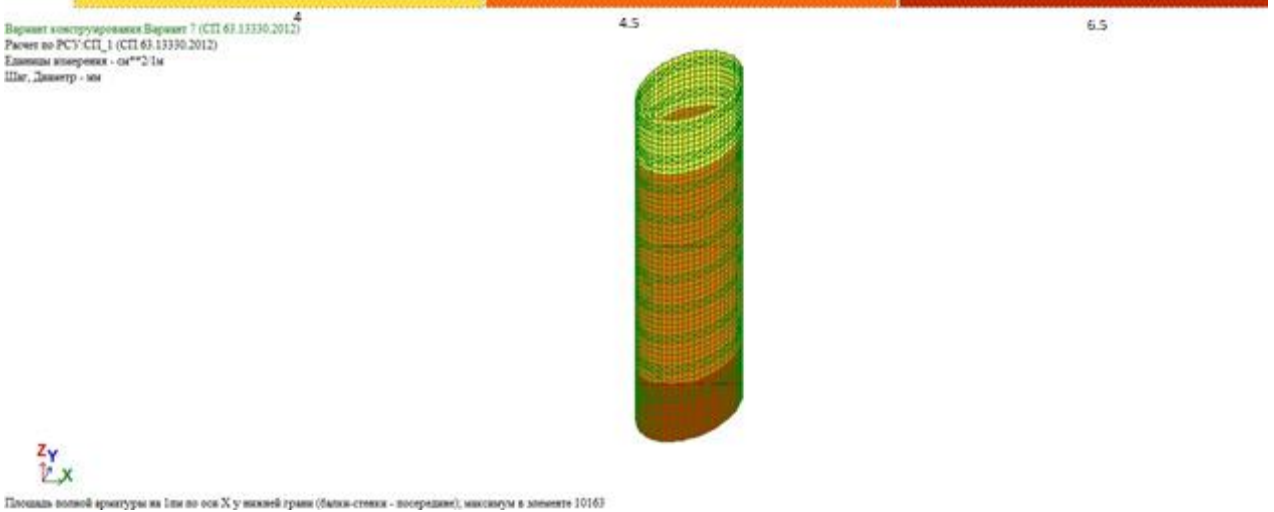
За певними внутрішніми зусиллями у ПК ЛІРА-САПР 2016 залежно від заданих жорсткостей та матеріалів виконано підбір армування в монолітному ядрі по осі В-2 (у межах нижнього куба за висотою). Армування ядра обох граней вертикальне і горизонтальне однаково показано показано малюнку 3.36.



I вариант



II вариант



III вариант

Рисунок 3.14 – Изополя армования в монолитном ядре по оси В-2



### 3.4 Висновки до розділу

Провівши аналіз напружено-деформівного стану за трьома варіантами влаштування перегородок з комплексним врахуванням дії експлуатаційних навантажень. Встановлено, що при використанні пазогребневих плит в якості міжкімнатних перегородок виникають найменші напруження в ядрі каркасу, що зумовлює зниження матеріаломісткості будівництва та зменшує кінцеву вартість будівлі.

Порівняльний аналіз площ всіх варіантів на типовий поверх будівлі представлений у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Порівняльний аналіз

Показник порівняння варіантів	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Житлова площа квартир, м <sup>2</sup>	454,35	430,43	478,26
Витрата матеріалу, м <sup>2</sup>	52,11	86,85	43,42

Таким чином, 3 варіант влаштування перегородок із пазогребневих плит, є найбільш раціональним.

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 4.1 Основні положення щодо охорони праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці. Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

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

##### 4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці

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

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

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

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

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

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

#### 4.1.2 Огородження території

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

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

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

#### 4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

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

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

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

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

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## 4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

### 4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей

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

При розрахунку весь шлях руху людського потоку поділяється на ділянки.

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

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

Вихідні дані:

Площа залу = 316,18 м<sup>2</sup>

Об'єм залу = 1458 м<sup>3</sup>

Розрахунок часу руху людського потоку по I ділянці.

Щільність людського потоку першому ділянці:

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

де  $N_1$  – кількість людей на першій ділянці, які перебувають у торговому залі, слід визначати виходячи з площі торгової зали на одну особу – 2,5 м<sup>2</sup>);

$f$  – середня площа горизонтальної проекції людини;

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

$t_1 = l_1 / v_1 = 9,5 / 80 = 0,12$  хв, де  $v_1$  – швидкість руху людського потоку горизонтальним шляхом першої ділянки.

Розрахунок часу руху людського потоку по II ділянці.

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

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

$$v = 80 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку на III ділянці.



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

$$v = 75 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку по IV ділянці.

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

$$v = 72 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку за V ділянкою.

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

$$v = 70 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку по VI ділянці.

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

$$v = 68 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку VII ділянці.

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

$$v = 56 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку по VIII ділянці.

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

$$v = 15 \text{ м/хв}$$

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

Загальний розрахунковий час:

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

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

$$1,416 \text{ хв} < 1,5 \text{ хв}$$

Розрахунковий час евакуації торгового залу відповідає вимогам.

#### 4.2.2 Висновки за розділом

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

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

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

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

## ВИСНОВОК

У цій випускній кваліфікаційній роботі розроблено проект бізнес центру у м. Дніпро.

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

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

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

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано фундаменти під будівлю.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель ядра жорсткості висотної будівлі. Досліджено напружено деформівний стан та розподіл зусиль від дії експлуатаційних навантажень. На підставі аналізу з трьох варіантів міжкімнатних перегородок було обрано перегородки з пазогребневих плит як оптимальні.

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

**БІБЛІОГРАФІЯ**

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2015.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2020.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
10. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

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

технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

19. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

20. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

21. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

22. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

23. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

24. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

25. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.

26. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.

27. Пицаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.

28. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

29. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

30. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

31. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

32. Mykhailo Hud, Simulation of the stress-strain state of a cylindrical tank under the action of forced oscillations, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 79-86, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.006>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000063>)

33. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // *Scientific Journal of TNTU*. — Tern.: TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.

34. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. *Procedia Structural Integrity*, 36, 87-91.