

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: Проект центру міжнародної торгівлі в Чернігові з дослідженням поведінки
каркасу

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

Студент _____ Йолтухівський С.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник _____ Гудь М.І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____ Мещерякова О.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Рецензент _____ Бобик М.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2022

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Йолтухівському Сергію Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект центру міжнародної торгівлі в Чернігові з дослідженням поведінки каркасу

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

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

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

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

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студент _____
(підпис)Йолтухівський С.В.
_____ (прізвище та ініціали)Керівник роботи _____
(підпис)Гудь М.І.
_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	7
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	7
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-мистецьких рішень	8
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкту капітального будівництва	9
1.4 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	10
1.5 Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення	13
1.5.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки...	13
1.5.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель та споруд, включаючи їх просторові схеми, прийняті під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	15
2.1 Збір навантажень.....	15
2.2 Варіантне проектування	17
2.3 Металеві конструкції. Задання параметрів конструювання	21
2.4 Конструювання вузлів металевих конструкцій	24
2.4.1 Вузол 2. Кріплення головної балки до зовнішньої колони каркаса	25
2.5 Залізобетонні конструкції.....	28
2.5.1 Перевірка перерізів елементів. Розрахунок сталезалізобетонного перекриття та підбір перерізу балок перекриття.....	28
2.6 Армування плити	32

	4
2.7 Підземна частина	36
2.7.1 Вихідні дані для проектування підземної частини.....	36
2.8 Визначення глибини закладення плитного фундаменту	40
2.9 Опис конструктивних та технічних рішень фундаментів.....	40
2.10 Розрахунок комбінованого пальового фундаменту.....	41
2.11 Перевірка несучої здатності палі та усадки основи.....	42
2.12 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування.....	42
2.13 Армування фундаментної плити та палі	44
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	46
3.1 Моделювання схеми у ПК ЛПРА 10.12.....	46
3.2 Результати розрахунку.....	52
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	56
4.1 Охорона праці.....	56
4.1.1 Законодавчі акти України	56
4.1.2 Розрахунок опалення для комфортних умов проживання в одному офісі.....	58
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	60
4.2.1 Законодавча база України	60
4.2.2 Стійкість багатоповерхової споруди від ударної хвилі	60
ВИСНОВОК	65
БІБЛІОГРАФІЯ	66

ВСТУП

Розроблено проект будівництва центру міжнародної торгівлі, який відповідає сучасним нормам та правилам проектування висотних будівель. Характерний сучасними архітектурно-проектними та конструктивними рішеннями, що підвищує зацікавленість як зі сторони забудівника, так і з боку орендонаймачів.

Актуальність теми. Міжнародна торгівля є важливим чинником у розвитку економіки країни. Стійкі зовнішньоекономічні зв'язки сприяють стабільному росту ВВП. Будівля в якій запроваджено можливості для ведення міжнародного бізнесу матиме стабільний попит як інвест-проект та сприятиме розвитку цілого регіону.

Мета роботи: Розробка проекту центру міжнародної торгівлі з дослідженням поведінки каркасу.

Об'єкт досліджень –каркасні конструкції громадських висотних будівель.

Предмет дослідження – поведінка залізобетонного каркасу громадських висотних будівель із врахуванням стадійності будівництва.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість глибше зрозуміти особливості поведінки залізобетонного каркасу громадських висотних будівель.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення центру міжнародної торгівлі;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій каркасу центру міжнародної торгівлі;
- виконати статичний розрахунок залізобетонного каркасу центру міжнародної торгівлі з врахуванням стадійності будівництва;
- 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 громадських висотних будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання рам промислових будівель в просторовій постановці.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих громадських висотних будівель.

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: стадійність монтажу, 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

Об'єкт будівництва знаходиться в м. Чернігів. Будівля висотою 260 м, розміри в плані на позначці поверхні землі 52x52 м, 43 поверхи, висота поверху – 6 м. Форма – усічена чотиригранна піраміда. Формоутворення відбувається за рахунок з'єднання кутів перекриття на позначці +60,000 та з верхнім перекриттям, яке є розгорнутим щодо першого на 45 градусів. Будівля має 3 технічні поверхи, підвальный поверх до позначки -6,200.

Відн. відм. 0,000 прийнято відмітку чистої підлоги, яка знаходиться на 1 поверсі. Максимальна відносна позначка становить +260 000 м.

Будівля має багатофункціональне призначення. До позначки +60,000 розташовані торгові площі. Починаючи з позначки +60,000 на поверхах розміщуються офісні приміщення. У стволі ядра жорсткості розташовуються службові та допоміжні приміщення, сходові клітки, ліфтові шахти.

Переміщення людей здійснюється за допомогою електричних швидкісних ліфтів. Кількість ліфтів для відвідувачів та працівників будівлі –20 шт.

На першому поверсі передбачені приміщення для технологічного обладнання МВС (СОС та СЕС), для стаціонарної станції моніторингу несучих конструкцій будівлі (СМНК), центральний пункт управління служби безпеки (ЦПУ СБ), центральний пункт управління системи протипожежного захисту (ЦПУ СПЗ), центральний пункт управління інженерними системами (ЦПУ ІС), технічна апаратна служба безпеки, а також різні технічні приміщення (ІТП, ПНР, станція пожежогасіння).

На технічних поверхах вільне планування. На них розміщені необхідні інженерні системи та датчики контролю та моніторингу несучих конструкцій будівлі.

При всіх зовнішніх входах у будинок передбачені тамбури.

У будівлі прийнята контейнерна система сміттевидалення в полімерних мішках, що вивозяться через технічний ліфт. Сміттезбір ведеться на виділений збірний пункт на відстані від будівлі.

Покрівля будівлі - плоска, рулонна неексплуатована з внутрішнім водостоком. По периметру є огороження.

Будівля обладнана централізованим водопроводом, каналізацією, опаленням, електропостачанням, системами кондиціонування та вентиляції. Також системами зв'язку, сигналізації, автоматизації та диспетчеризації.

Покрівля складається з двох шарів.

Як матеріали для формування ухилів та контрнахилів на покрівлі застосовується набір виробів із XPS ТЕХНОКОЛЬ CABON PROF SLOPE.

Застосування клиноподібної теплоізоляції та збірної стяжки дозволяє полегшити вагу покрівельної конструкції, заощадити час на укладання всієї системи, а також створити на покрівлі ухил та основу під покрівлю та дозволяє проводити монтаж системи у будь-яку пору року.

Як основний шар теплоізоляції застосовується утеплювач екструзійний пінополістирол ТЕХНОКОЛЬ.

Пароізоляція – технобар'єр. Гнучкість матеріалу до мінус 20 ° С уможливорює пристрій пароізоляції при негативних температурах.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-мистецьких рішень

Архітектура будівлі відповідає вимогам до громадських будівель. Функціонал, планування та розташування обумовлені вимогами.

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- несучі елементи будівлі – REI 240;
- світлопрозорі огорожувальні конструкції – E60;
- міжповерхові перекриття – R240.

Житлові приміщення (крім санвузлів) обладнуються автономними димовими пожежними сповіщувачами.

Будівля обладнана АУПТ (автоматична установка пожежогасіння), а в

підземній частині передбачено влаштування ОЗДС.

Ухвалені архітектурно-планувальні рішення будівлі обумовлені:

- особливостями розташування на генеральному плані;
- функціональним призначенням;
- вимогам технічних регламентів, у тому числі встановленим вимогам щодо забезпечення безпечної експлуатації будівель та споруд;
- кліматичними особливостями району будівництва.

Основні показники функціональності, надійності та безпеки будівлі представлені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Показники функціональності, надійності та безпеки будівлі

№	Показник	Значення	Документ
1	Клас споруди	СС3	
2	Ступінь вогнестійкості будівлі	особлива	
3	Клас конструктивної пожежної небезпеки	С0	
4	Клас функціональної пожежної небезпеки	Ф4.3	
5	Рівень відповідальності будівлі	підвищений	
6	Категорія будівель та приміщень з пожежної та вибухопожежної небезпеки	ЗД	

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

Для архітектурної виразності як конструкції огорожі прийнято структурне скління світлопрозорою навісною фасадною системою з суцільним склінням фасаду будівлі. Скління висотної будівлі виконується відповідно до спеціальних вимог.

Проектом передбачено конструктивні та об'ємно-планувальні рішення, що забезпечують пожежну безпеку будівлі та евакуацію людей у разі пожежі.

Також об'ємно-просторові рішення забезпечують необхідне природне висвітлення та тривалість інсоляції, санітарно-епідеміологічні та екологічні

вимоги щодо охорони здоров'я людей та навколишнього природного середовища.

Опис рішень з обробки приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.

Оздоблення приміщень наведено у відомості оздоблення приміщень.

У приміщеннях санвузлів, кімнатах зберігання збирального інвентарю, кімнатах збору сміття виконується оштукатурювання, шпаклювання, облицювання керамічною плиткою та фарбування поверхонь стін.

В офісах виконується штукатурка, затирання, обробка декоративною штукатуркою перегородок.

У тамбурах, службових приміщеннях, коридорах виконується оштукатурювання, шпаклювання та фарбування водоемульсійною фарбою за два рази.

Стіни вестибюлів та холів оштукатурюються, фарбуються водоемульсійним забарвленням за два рази, місцями облицовуються керамогранітною плиткою.

Стіни сходових клітин та ліфтових холів оштукатурюються, фарбуються водоемульсійним забарвленням за два рази, внизу облицовуються керамогранітною плиткою.

В інженерних та технічних приміщеннях бетонні наливні підлоги, в інших приміщеннях покриття підлог з керамічної та керамогранітної плитки та ковrolін.

У всіх приміщеннях будівлі, включаючи офісні, передбачена підвісна стеля типу «Армстронг».

1.4 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Враховано при плануванні розміщення приміщень вимоги до природного освітлення. Без природного освітлення спроектовано приміщення з тимчасовим перебуванням людей, приміщення, які розміщені у ядрі будівлі, у підземному та технічному поверхах будівлі. У всіх приміщеннях, призначених для тривалого

перебування людей, передбачено природне висвітлення через вітражні системи.

Виконано відповідно до вимог норм «Природне та штучне освітлення».

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

Передбачено звукоізоляцію зовнішніх та внутрішніх конструкцій приміщень для зниження звукового тиску від зовнішніх джерел шуму, а також від ударного шуму та шуму обладнання інженерних систем, повітроводів та трубопроводів.

Зниження шуму у приміщеннях з боку вулиці забезпечене за рахунок герметичної установки вітражної системи.

Виконання приміщень виконано таким чином, що основні приміщення з робочими місцями не примикають до ліфтової шахти, санвузлів та інших допоміжних приміщень.

Основний склад приміщень та їх цільове призначення не потребують додаткової звукоізоляції. Внутрішні скляні перегородки офісних приміщень мають високі характеристики по звуко-шумоізоляції, які забезпечують комфортне перебування людей в офісних приміщеннях.

У проекті не передбачено обладнання, яке мало б підвищений шумовий або вібраційний вплив.

У внутрішній обробці приміщень використовуються матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним та протипожежним вимогам.

Система підвісної стелі Armstrong із негорючими панелями, біла, викладка під кутом 90°. Забарвлення стель – фарба водоемульсійна, колір білий.

Як зовнішні огорожувальні конструкції прийнято світлопрозоре фасадне огороження. Перевагою даної огорожі є міцність, універсальність, простота використання, довговічність, естетичність та екологічність. Вид конструкції – закрита стійково-ригельна. Несучими елементами є вертикальні профілі (стійки) і горизонтальні (ригелі). На конструкцію закріплюється наповнення (склопакет 4 Sbglass MF-14-4 SG Temp M1-14-4 ТОП) за допомогою притискних планок. Притискні планки, у свою чергу, зверху закриваються декоративними планками, які повторюють Рисунок несучої конструкції. За

допомогою спеціальних ущільнювачів забезпечується герметичність такої конструкції.

Стійково-ригельний каркас заповнюється модулями заводського виготовлення. Система призначена для застосування великих поверхонь, максимально технологічна для монтажу.

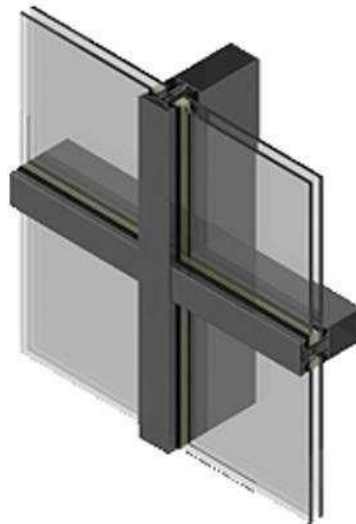


Рисунок 1.1 – Приклад фасаду

Для зведення модульного скління будівлі використано Schüco SMC 50.HI.

Модульна система Schüco SMC 50.HI (StickModularConstruction) має відмінні теплоізоляційні якості і відповідає найсуворішим нормам. Поєднує безпеку експлуатації, енергоефективність та відносну простоту монтажу.

Конструкція складається з трьох блоків - статичного, функціонального та модуля дизайну. Система застосовується при виготовленні вертикальних фасадів та світлопрозорих покрівель.

Переваги та характеристики:

Високий рівень енергозбереження.

Універсальне застосування в плоских та сегментованих фасадах.

Швидкість монтажу за рахунок попереднього збирання готових модульних конструкцій. Склопакет піднімається на висоту вже будучи оснащеним внутрішнім та зовнішнім ущільнювачем.

Широкий вибір пластикових та алюмінієвих декоративних накладок для прихованих та видимих болтових з'єднань.

Можливе приховане прокладання електричних і слаботочних кабелів у горизонтальних та вертикальних профілях з боку приміщення.

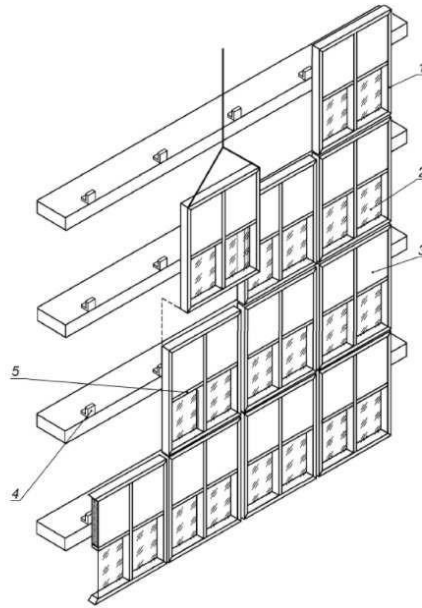


Рисунок 1.2 – Схема фасаду

1.5 Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення

1.5.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки

Об'єкт будується у м. Чернігів. Відповідно до [22] даний район характеризується такими показниками, наведеними у таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Кліматичні умови майданчика для будівництва

№	Кліматичні параметри холодньої пори року	Знач.
1	Температура повітря найхолоднішої доби із забезпеченістю 0,92	-19
2	Температура повітря найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,92	-17
3	Тривалість днів, із середньодобовою темп. повітря ≤ 8 °С, днів	124
4	Середня темп. періоду із середньодобовою темп. повітря ≤ 8 °С, °С	-6,5
5	Переважаючий напрям вітру за грудень-лютий	ПЗ
6	Максимальна із середніх швидкостей вітру по румбах за січень, м/с	4,1
7	Вітровий район	ІІІ
8	Нормативне значення вітрового тиску, кН/м ²	0,38

1.5.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель та споруд, включаючи їх просторові схеми, прийняті під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

Будівля складається із центрального залізобетонного сталевих каркасу по периметру. Ядро приймає горизонтальні навантаження. Конфігурація ядра симетрична. У ньому розташовані шахти для ліфтів, технічні приміщення, евакуаційні шляхи. Конструкція сталезалізобетонних колон складається з бетону, сталевих сердечників і гнучкої арматури. Металевий каркас забезпечує запас міцності і посилює стійкість та просторову жорсткість при вітрових навантаженнях. Ядра на технічних поверхах пов'язані з каркасом системою додаткових діафрагм жорсткості (аутригерами). Аутригери є залізобетонні балки-стілки зі сталевими фермами всередині. Переkritтя всередині ядра монолітні сталезалізобетонні, за межами - металеві балки. Висота споруди 260 м, що збільшує вплив вітрової дії. В основі перетину будівлі - форма восьмикутника. Починаючи з висоти 60 м форма в плані поверху стає квадратом зі сторонами 52х52 м. Далі зі збільшенням висоти чотири кути починають плавно звужуватися, доки форма даху не прийме квадратний перетин, з поворотом на 45 градусів щодо позначки на 60 м. Грані будівлі складаються з 8 рівнобедрених трикутників.

Завдяки звуженню будівлі зменшуються вітрові дії, що на даному етапі є однією з основних проблем. Форма будівлі стає більш обтічною.

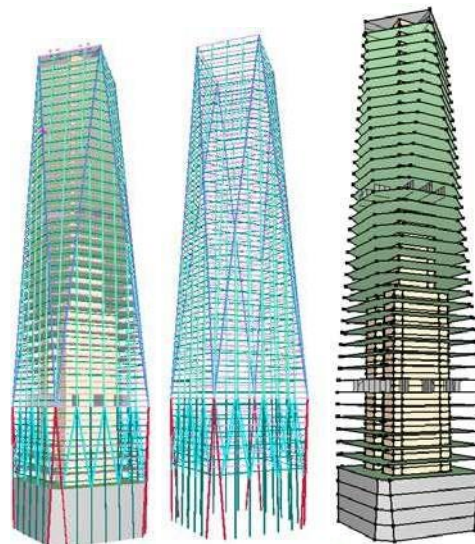


Рисунок 1.3 – Каркас будівлі

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Збір навантажень

Збір навантажень на каркас будівлі здійснено згідно [35].

У розрахунках прийнято постійні, короткочасні, тривалі навантаження.

В якості постійних прийнято навантаження від власної ваги, що обчислюються в ПК ЛІРА 10.12.

Як тривалі навантаження: вага перегородок, покриття підлоги, покрівлі та навантаження на технічних поверхах. Вага внутрішніх перегородок, покриття підлоги та навантаження на технічні поверхи прикладаємо як рівномірно-розподілене навантаження на плиту перекриття

Як короткочасні навантаження прийняті: корисне на перекриття, вітрове і снігове. Корисне навантаження на перекриття прикладаємо як рівномірно-розподілене на перекриття поверхів, снігове як рівномірно-розподілене на плиту покриття, вітрове прикладається до стрижневих елементів каркасу.

Таблиця 2.1 – Навантаження

№	Найменування навантаження	Вид навантаження	γ_f	Нормативне значення, кН/м ²	Розрахункове значення, кН/м ²
1	Власна вага	Постійне	1,1/1,05	авт.	авт.
2	Вага перегородок	Тривале	1,2	1,0	1,0
3	Вага покриття підлоги	Тривале	1,2	0,5	0,6
4	Вага покрівлі	Тривале	1,2	0,4	0,48
5	Тех. поверхи	Тривале	1,2	10,0	12,0
6	Снігове	Короткочасне	1,4	-	-
7	Вітрове	Короткочасне	1,4	-	-
8	Пульсація вітру	Миттєве	1,4	-	-

Залежно від навантажень прийняті поєднання:

а) основні поєднання навантажень прийняті з коефіцієнтом $\psi = 1$;

тривалі навантаження, прийняті з коефіцієнтом $\psi_{t1} = 1$,

$\psi_{t2} = \psi_{t3} = 0,95$;

Короткочасні навантаження прийняті з коефіцієнтом $\psi_{t1} = 1$ для

основного за ступенем впливу короткочасного навантаження, $\psi_{t2} = 0,9$ для другого за ступенем впливу короткочасного навантаження, $\psi_{t3} = 0,7$ інших короткочасних навантажень.

Коефіцієнти надійності по навантаженню для ваги будівельних конструкцій:

$\gamma_f = 1,05$ – металеві конструкції;

$\gamma_f = 1,1$ – залізобетонні конструкції ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$).

Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження ведеться [35].

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну поверхню визначається за формулою $S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g(X)$.

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів;

c_t – термічний коефіцієнт;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2

горизонтальна поверхня землі, кПа.

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

Згідно [22, п. 10.11] значення S_0 необхідно помножити на коефіцієнт 0,5.

$$S_0 = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

Вітрове навантаження

Вітрове навантаження обраховуємо за [35]. Вітровий район – III. Нормативне значення вітрового тиску $w_0 = 0,38 \text{ кПа}$. Тип місцевості – С (міські райони із щільною забудовою будинками висотою понад 25 м).

Коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e , визначається за формулою

$$k(z_e) = k_{10} \cdot (z_e/10)^{2\alpha} \quad (1)$$

Задамо вітрове навантаження по осі X і осі Y.

Пульсаційна складова вітрового впливу

Дана дія на будівлю є динамічною. Щоб визначити динамічну складову вітрового впливу необхідно перетворити статичні навантаження маси з коефіцієнтом перетворення 1.

Для розрахунку пульсаційної складової необхідно провести модальний аналіз для визначення власних частот та форм коливань каркасу. Відповідно до [35] кількість аналізованих форм коливань обмежується граничним значенням частоти f_l , яке залежить від типу споруди та вітрового району.

Оскільки ми задаємо пульсаційну складову в розрахунковому комплексі, програма автоматично визначить достатню кількість аналізованих форм коливань, інші форми в аналізі не братимуть участі.

Розрахувавши конструкцію з урахуванням динамічної складової вітрового впливу в результатах розрахунку, проаналізуємо форми коливань. Аналіз наведено у пункті «Модальний аналіз».

2.2 Варіантне проектування

На етапі розробки конструктивних та об'ємно-планувальних рішень стоїть завдання забезпечення необхідної міцності, жорсткості, стійкості.

Стійкість висотних будівель залежить багато в чому від форми. Так як висота переважає розміри опорної площі, необхідно застосування найбільш ефективних форм.

У ході варіантного проектування для порівняння прийнято 5 конструктивних рішень. У даних розрахункових моделях враховано статичні та динамічні навантаження. Мета порівняння – визначити найбільш оптимальні схеми виходячи з: роботи елементів із залізобетону та сталезалізобетону (колон по периметру будівлі та перекриттів); вплив наявності поверхів твердості (аутригерних поверхів), їх кількості.

Як критерії ефективності використання залізобетонних або сталезалізобетонних конструкцій прийняті характеристики: лінійні переміщення, внутрішні зусилля.

Для оцінки наявності та кількості поверхів жорсткості прийняті характеристики: загальної стійкості каркасу, прискорення верхнього поверху

від дії динамічної складової вітрового навантаження, характер форм та спектр частот власних коливань.

I варіант являє собою схему, що складається з ядра жорсткості завтовшки 700 мм, матеріал – важкий бетон В90, залізобетонних колон перерізом 550x550 мм, матеріал – важкий бетон В80, перекриттів товщиною 200 мм, матеріал – важкий бетон В30, покладений по металевих балках.



Рисунок 2.1 – Схема 1

II варіант являє собою схему, що складається з ядра жорсткості товщиною 700 мм, матеріал – важкий бетон В90, сталезалізобетонних колон перетином 550x550 мм з жорсткою арматурою з 2 двотаврів перерізу 40, зварених у вигляді хреста, зі сталі С345, основний матеріал колони – важкий бетон за трапецієподібним профнастилом загальною товщиною 200 мм, матеріал - важкий бетон В30, покладений по металевих балках.

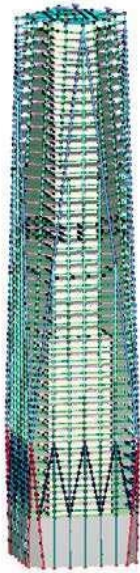


Рисунок 2.2 – Схема 2

III варіант являє собою схему, що складається з ядра жорсткості товщиною 700 мм, матеріал – важкий бетон В90, сталезалізобетонних колон перетином 550x550 мм з жорсткою арматурою з 2 двотаврів перерізу 40, зварених у вигляді хреста, зі сталі С345, основний матеріал колони – важкий бетон по трапецієподібному профнастилу загальною товщиною 200 мм, матеріал – важкий бетон В30, укладений по металевих балках. 2 аутригери на останньому та середньому поверхах.



Рисунок 2.3 – Схема 3

IV варіант являє собою схему, що складається з ядра жорсткості товщиною 700 мм, матеріал – важкий бетон В90, сталезалізобетонних колон перетином 550x550 мм з жорсткою арматурою з 2 двотаврів перерізу 40,

зварених у вигляді хреста, зі сталі С345, основний матеріал колони – важкий бетон за трапецієподібним профнастилом загальною завтовшки 200 мм, матеріал-важкий бетон В30, покладених по металевим балкам. 3 аутригери.



Рисунок 2.4 – Схема 4

Схеми представлені в малюнках 2.1-2.4. Результати порівняння у таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Порівняння схем

	Лінійні переміщення, мм			Зусилля			дін
	Z	X	Y	M, кНм	N, кН	Q, кН	прискорення, мм/с ²
1 варіант	-97,86	93,31	103,30	704,94	- 12990,8 3	989,98	144,8
Залізобетонні колони та перекриття без аутригерів							
2 варіант	-100,38	91,29	107,59	- 1218,9 5	- 11844,9 3	979,98	137,5
Сталезалізобетонні колони та перекриття без аутригерних поверхів							
3 варіант	-49,06	84,26	94,40	809,51	- 11097,9 3	884,14	91,3
Сталезалізобетонні колони та перекриття з аутригерними поверхами							
4 варіант	-48,86	83,31	93,30	804,94	- 10997,8 3	889,98	90,6
Сталезалізобетонні колони та перекриття з 3 аутригерними поверхами							

У ході аналізу таблиці 2.2 найкращою схемою є 3.

Схеми без аутригерних поверхів не задовольняють вимог динамічної комфортності висотних будівель. Прискорення плити верхнього поверху становить 130 мм/с^2 для громадських будівель.

У 3 і 4 варіантах доцільніше використання 2 аутригерних поверхів, так як додавання 3 поверху жорсткості трохи покращує показники, але при цьому невиправдано підвищує вартість будівництва.

2.3 Металеві конструкції. Задання параметрів конструювання

Конструювання встановлено для основних елементів схеми. Параметри конструювання представлені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Елементи та перерізи

Найменування	Перетин
Балка по периметру будівлі	I 50Ш5
Головна балка перекриття	I 50Ш5
Друга балка перекриття	I 35Б1
Розкісна колона	50Ш4
Колона каркасу	I 60Ш4

У якості перевірки зроблено розрахунок конструкцій. Результати являють собою відсоток використання конструкції у %.

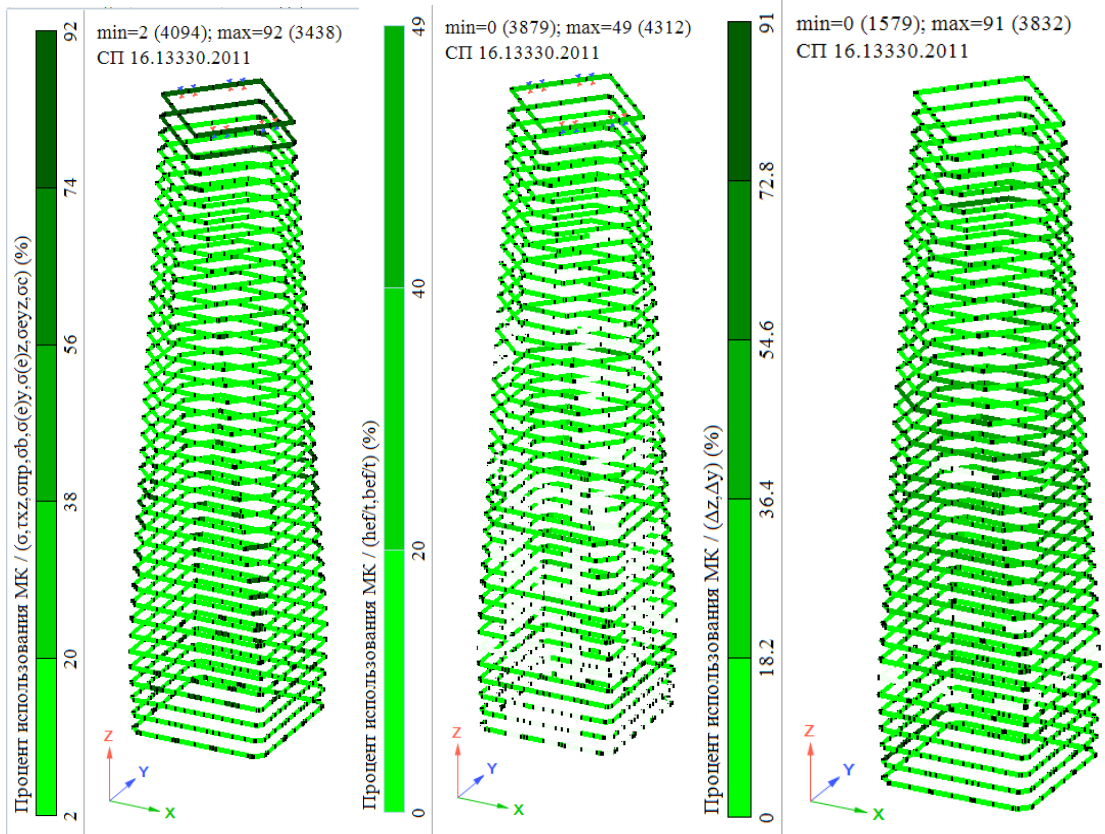


Рисунок 2.5 – Використання балок Бо1 ПС міцність та загальна стійкість, місцева стійкість, ППС прогини, %

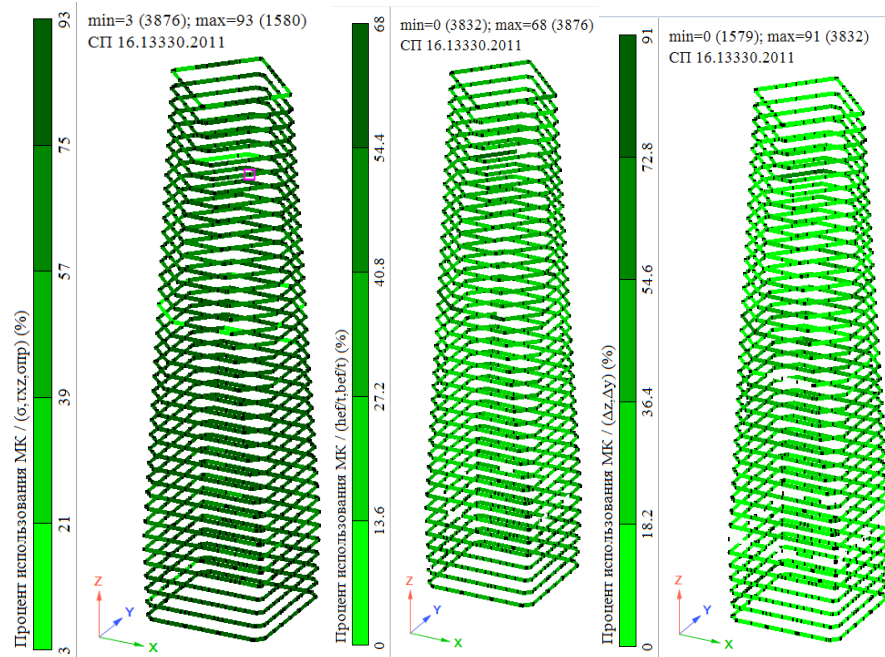


Рисунок 2.6 – Використання балок Бо2 ПС міцність та загальна стійкість, місцева стійкість, ППС прогини, %

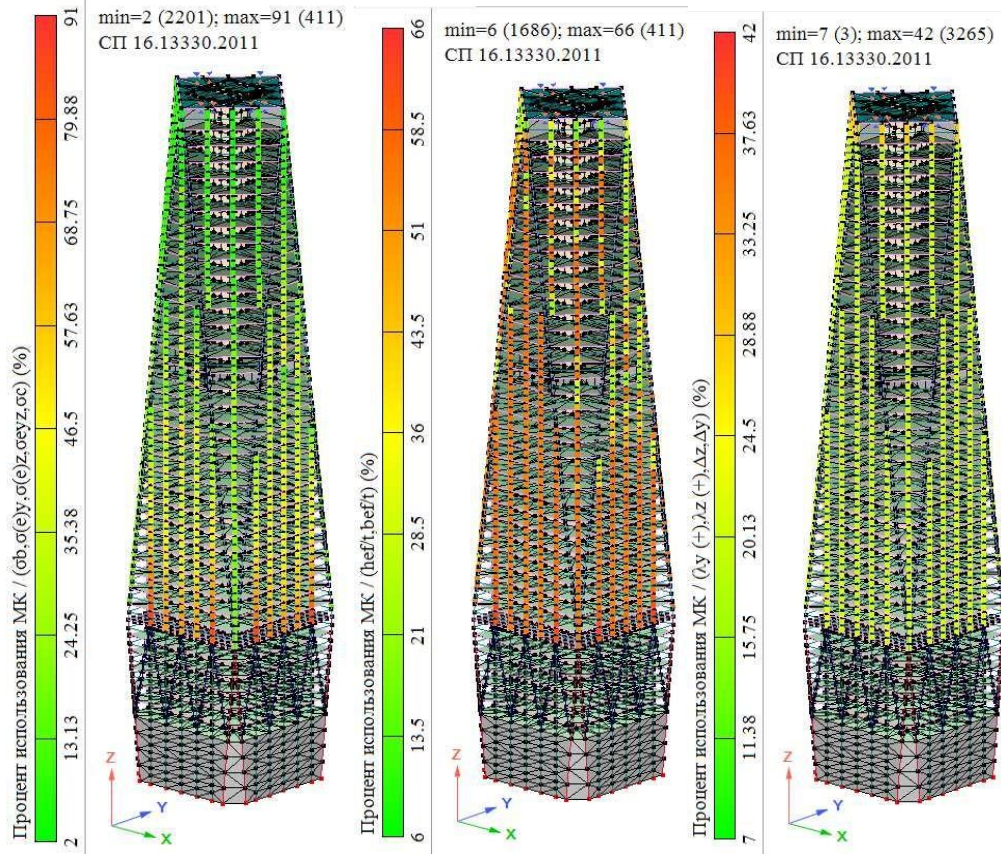


Рисунок 2.7 – Використання колон К1 ПС міцність та загальна стійкість, місцева стійкість, ППС гнучкість %

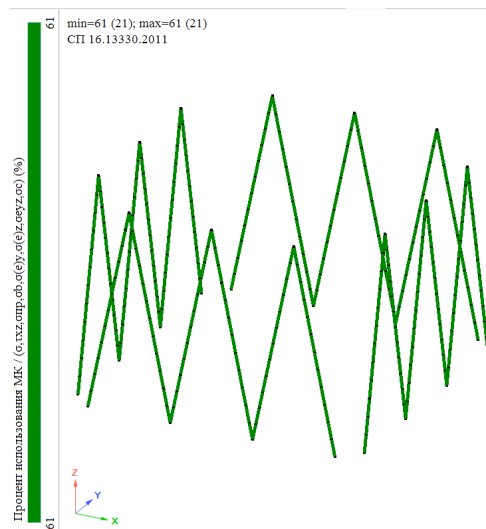


Рисунок 2.8 – Використання колон К4 ПС міцність та загальна стійкість, %

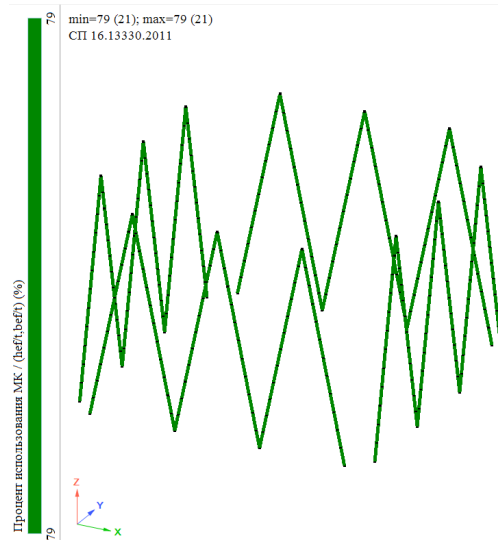


Рисунок 2.9 – Використання колон К4 місцева стійкість, %

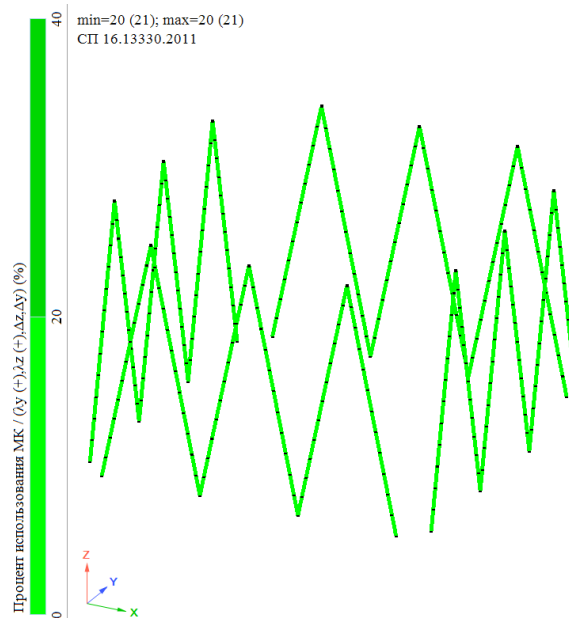


Рисунок 2.10 – Використання колон К4 ІПС гнучкість, %

2.4 Конструювання вузлів металевих конструкцій

Конструювання вузлів здійснено у програмі IDEA StatiCa. У рамках дипломного проектування розглянуто 4 найбільш важливі вузли з найбільшими зусиллями.

2.4.1 Вузол 2. Кріплення головної балки до зовнішньої колони каркаса

Кріплення головної балки до зовнішньої колони здійснюється при допомозі болтового з'єднання через тавр, прикріплений до зовнішньої сторони колони, та через приварену пластину.

Міцність болтів під час розтягування визначається згідно з п. 14.2.9 [37] за формулою:

$$N_t \leq N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c$$

Де N_t – діюче зусилля розтягування у болті;

N_{bt} – розрахункове зусилля;

R_{bt} - розрахунковий опір одноболтового з'єднання при розтягуванні;

A_{bn} - Площа перерізу стрижня болта нетто;

γ_c - Коефіцієнт умов роботи.

Міцність болтів при зрізі визначається згідно з п. 14.2.9 [37] за формулою:

$$N_s \leq N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \text{ де}$$

N_s - Зсув зусилля в одній площині зрізу болта;

N_{bs} – розрахункове зусилля;

R_{bs} - Розрахунковий опір одноболтового з'єднання при зрізі;

A_b - Площа перерізу стрижня болта бруто;

γ_b - Коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання (табл. 41СП 16.13330).

γ_c - Коефіцієнт умов роботи (табл. 1 [37]).

Кожна площина зрізу перевіряється незалежно від інших.

Спільна дія розтягуючих і зрізаючих зусиль на з'єднання зі звичайними болтами перевірка виконується згідно з п. 14.2.13. за формулою:

$$[(N_t/N_{bt})^2 + (N_s/N_{bs})^2] \leq 1,0, \text{ де}$$

N_t – діюче зусилля розтягування у болті;

N_{bt} - розрахункове зусилля при розтягуванні;

N_s - зсув зусилля в одній площині зрізу болта;

N_{bs} - розрахункове зусилля при зрізі;

Розрахункове зусилля у разі змінання визначається відповідно до п.

14.2.9 [37] за формулою:

$$N_s \leq N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \text{ де}$$

N_s - зріз зусилля в болті, що передається на пластину, що зминається;

N_{bp} - розрахункове зусилля при зминанні елементів, що з'єднуються;

R_{bp} - розрахунковий опір одноболтового з'єднання згинальних елементів, що з'єднуються. $R_{bp} = 1,6 \cdot R_{wn}$ для болтів класу точності А, $R_{bbp} = 1,35 \cdot R_{wn}$ для болтів класу точності;

d_b - Зовнішній діаметр стрижня болта;

t - Товщина пластини;

γ_b - Коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання (табл. 41 СП 16.13330).

γ_c - Коефіцієнт умов роботи (табл. 1 [37]).

Конструктивні вимоги для звичайних болтів:

Мінімальний крок болтів та відстані від центру болтів до краю деталі перевіряються згідно з таблицею 40 [37]. Мінімальний крок отворів приймається рівним $2,5d$ для сталей з $R_{yn} \leq 375$ МПа та $3d$ в інших випадках.

Мінімальна відстань краю деталі до центрів отворів у напрямку навантаження приймається рівною $2d$ для сталі з $R_{yn} \leq 375$ МПа та $2,5d$ в інших випадках. Ця ж відстань у напрямку перпендикулярному навантаженню приймається рівною $1,35d$.

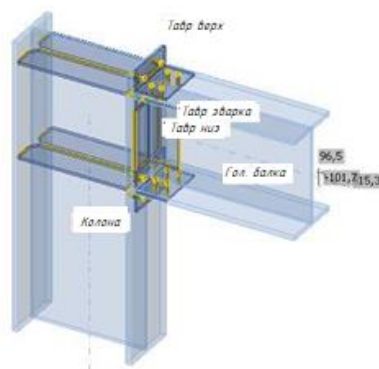


Рисунок 2.11 – Вигляд вузла

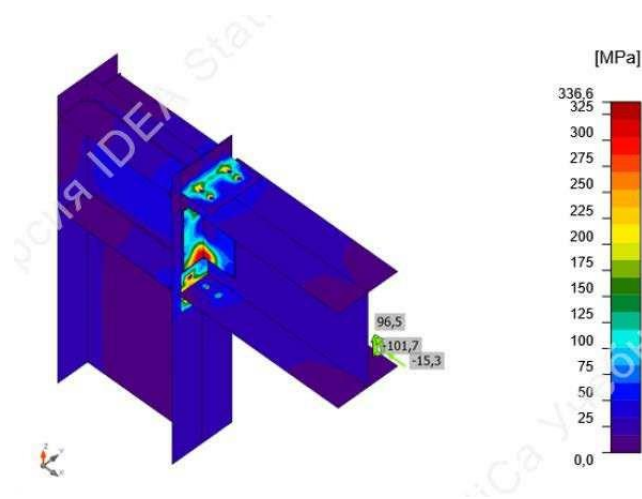


Рисунок 2.12 – Еквівалентна напруга

Детальні результати розрахунків болтових з'єднань

Болт В1

Перевірка на розтягування

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c = 448,2 \cdot 157 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 70,4 \geq NN_{tt} = 4,4 \text{ кН, де}$$

$R_{bt} = 448,2$ МПа- розрахунковий опір одноболтового з'єднання при розтягуванні (табл. 5 [37]);

$A_{bn} = 157 \text{ мм}^2$ – площа перерізу стрижня болта нетто;

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи (табл. 1 [37]).

Міцність болтів при зрізі визначається згідно з п. 14.2.9 [37] формулою:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 332,0 \cdot 201 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 60,1 \geq NN_{ss} = 47,1 \text{ де}$$

$R_{bs} = 332,0$ Мпа - розрахунковий опір одноболтового з'єднання при зрізі (табл. 5 [37]);

$A_b = 201 \text{ мм}^2$ - площа перерізу стрижня болта брутто;

$\gamma_b = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання (табл. 41 [37]).

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи (табл. 1 [37]).

Спільна дія розтягуючих і зрізаючих зусиль на з'єднання зі звичайними болтами

$$[(N_t/N_{bt})^2 + (N_s/N_{bs})^2]^{0,5} = [(4,4/70,4)^2 + (47,1 / 60,1)^2]^{0,5} = 0,79 \leq 1,0$$

Де $N_t = 4,4 \text{ кН}$ - діюче зусилля розтягування в болті;

$N_{bt} = 70,4$ кН - розрахункове зусилля при розтягуванні;

$N_s = 47,1$ кН - зсувне зусилля в одній площині зрізу болта;

$N_{bs} = 60,1$ кН - розрахункове зусилля при зрізі;

Розрахункове зусилля у разі зминання визначається відповідно до п. 14.2.9 [37] за формулою:

$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 619 \cdot 16 \cdot 9 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 78,4 \geq NN_{ss} = 47,1$ кН де

N_s - зріз зусилля в болті, що передається на пластину, що зминається;

N_{bp} - розрахункове зусилля при зминанні елементів, що з'єднуються;

$R_{bp} = 619,0$ МПа - розрахунковий опір одноболтового з'єднання згинальних елементів, що з'єднуються. $R_{bp} = 1,6 \cdot RR_n$ для болтів класу точності А, $R_{bp} = 1,35 \cdot R_{wn}$ для болтів класу точності;

d_b - зовнішній діаметр стрижня болта;

t - товщина пластини;

γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання (табл. 41 СП 16.13330).

γ_c - коефіцієнт умов роботи (табл. 1 [37]).

2.5 Залізобетонні конструкції

2.5.1 Перевірка перерізів елементів. Розрахунок сталезалізобетонного перекриття та підбір перерізу балок перекриття

Виконаємо розрахунок сталезалізобетонного перекриття. Початкові дані:

Плита: бетон класу В30 ($R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа, $E_b = 32500$ МПа);

Сталева балка: двотавр 35Б1, сталь С345 ($R_y = 340$ МПа, $E_s = 206\,000$ МПа).

Сталевий профільований настил: Н114-09.

На стадії монтажу стійкість стисненого поясу сталеві балки забезпечується з'єднанням з профільованим настилом.

Розрахунок настилу на стадії бетонування

На стадії бетонування плити сталевий профільований настил виконує функції опалубки і є несучою конструкцією, що працює на поперечний вигин.

Нормативне навантаження від власної ваги свіжоукладеної бетонної суміші визначається за формулою з урахуванням наведеної товщини бетону в межах висоти перерізу настилу, що визначається за формулою 3.9.2.1.

$$q_b = \gamma \cdot (h_f + h_b) \quad (3.9.2.1)$$

де γ - питома вага бетонної суміші;

h_f – товщина бетону над верхніми полицями настилу;

h_b – наведена товщина бетону в межах висоти перерізу настилу, що визначається за формулою

$$h_b = \frac{b + b'}{2 \cdot S_n} \cdot h_n,$$

де b , b' , S_n , h_n - показані на рисунку 2.13

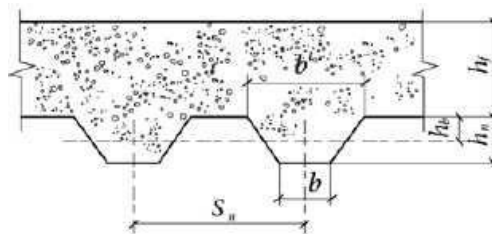


Рисунок 2.13 – Схема визначення наведеної товщини бетону

З урахуванням геометричних характеристик настилу Н111-0,9:

$$h_f = 66 \text{ мм}, h_n = 114 \text{ мм}, b = 80 \text{ мм}, b' = 124 \text{ мм}, S_n = 250 \text{ мм}.$$

Підставляючи значення формулу 3.6, отримуємо

$$h_b = \frac{80 + 124}{2 \cdot 250} \cdot 114 = 47 \text{ мм}$$

$$h_{b,e} = h_b + h_f = 47 + 66 = 113 \text{ мм}.$$

Тоді за формулою 3.5 отримуємо

$$q_b = 2500 \cdot 113 = 282,5 \text{ кг/м}^2.$$

Навантаження, що сприймаються профільованими настилами на стадії монтажу представлені в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Навантаження на стадії монтажу

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне значення, кПа	γ_f	Розрахункове значення, кПа
1	Залізобетонна плита, приведений переріз завтовшки 113 мм.	2,83	1,2	3,39
2	Незнімна опалубка (настил Н114-0,9)	0,14	1,05	0,15
3	Монтажне навантаження (вивантаження бетону)	0,5	1,3	0,65
Разом:		4,135		4,91

Розрахунок настила на міцність

На стадії бетонування плити міцність сталевого профільованого настилу в надпорних та прогонових перерізах перевіряють за формулою :

$$\frac{M}{W_{min}} \leq R_y,$$

де M – згинальний момент від розрахункових навантажень;

W_{ln} – мінімальний розрахунковий момент опору профілю настилу;

R_y – розрахунковий опір сталі.

Згинальний момент у прогоновому перерізі профілю настилу як для жорстко защемленої з обох кінців балки визначається за формулою :

$$M_{пр} = \frac{q \cdot l^2}{24},$$

де q - рівномірно розподілене навантаження;

l – величина прольоту.

За l прийємо максимальний проліт настилу рівний 7 м. Підставляючи всі значення у формулу 2.8, отримуємо

$$M_{пр} = \frac{4,91 \cdot 7^2}{24} = 8,55 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Згинальний момент у надопірному перерізі визначимо за формулою

$$M_{оп} = \frac{q \cdot l^2}{12},$$

де q, l – те саме, що й у 2.4;

Підставляючи всі значення у формулу 2.5, отримуємо

$$M_{\text{оп}} = \frac{4,91 \cdot 7^2}{12} = 17,11 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тоді за умовою 2.3 отримуємо

$$\frac{17,11}{74,857 \cdot 10^{-6}} = 228,57 \text{ МПа} \leq 240 \text{ МПа}.$$

Міцність настилу на стадії бетонування забезпечена.

Розрахунок на стійкість стінок гофрів на опорах

Перевірка стійкості стінок трапецієподібних гофрів настилу при укладанні бетонної суміші перевіряється за формулою 2.6.

$$Q \geq 0,5 \cdot k_1 \cdot q_p \cdot l \cdot S_n \cdot \gamma_{M_1}, \quad (2.6)$$

де Q – поперечна критична сила на одну стінку гофра, що відповідає втраті її місцевої стійкості;

k_1 – коефіцієнт, що залежить від значення опорної реакції, що визначається залежно від схеми розкладки настилу на опори, що дорівнює 0,5 для однопрогонового настилу;

q_p – коефіцієнт, що залежить від значення опорної реакції, що визначається залежно від схеми розкладки настилу на опори, що дорівнює 0,5 для однопрогонового настилу;

l – довжина прольоту гофрів настилу;

S_n – крок гофрів настилу;

γ_{M_1} – коефіцієнт умови роботи стінок гофрів настилу дорівнює:

1,25 – для настилу на проміжній опорі;

1,05 – для підлоги на крайній опорі.

Поперечна критична сила нерозрізного настилу, що відповідає втраті місцевої стійкості однієї зі стінок його гофра, визначається за формулою 2.7.

$$Q = \alpha \cdot t_n^2 \cdot \sqrt{R_{yn} \cdot E_{st}} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{r_n}{t_n}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot l_a}{t_n}}\right) \cdot \left(2,4 + \left(\frac{\theta}{90}\right)^2\right),$$

де $\alpha = 0,15$ – коефіцієнт для проміжних опор;

t_n – товщина стінки настилу;

R_{yn} – межа плинності сталі;

E_{st} – модуль пружності сталі;

r_n – радіус згинання в гофрах;

l_a – розрахункова ширина опори настилу;

θ – кут нахилу стінки гофра в градусах.

Підставляючи всі значення у формулу 2.11, отримуємо

$$Q = 0,15 \cdot 0,9^2 \cdot \sqrt{245 \cdot 206000} \cdot \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{3,5}{0,9}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot 60}{0,9}}\right) \cdot \left(2,4 + \left(\frac{101}{90}\right)^2\right) = 4,2 \text{ кН.}$$

Підставляємо значення у формулу 3.9.2.6, отримуємо

$$Q = 3,69 \text{ кН} \geq 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,91 \cdot 7 \cdot 0,25 \cdot 1,25 = 2,29 \text{ кН.}$$

Стійкість стін гофрів забезпечена.

Розрахунок прогину настилу

Максимальний прогин профільованого настилу розміром 3x3 від нормативних навантажень не повинен перевищувати 1/150 прольоту.

Максимальний прогин профільованого настилу від нормативних навантажень визначається за формулою 2.8.

$$f_n = k_2 \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_{st} \cdot I_{n,x}}$$

де k_2 – коефіцієнт, який визначається залежно від схеми розкладки настилу, рівний 0,013 – для однопрогонового настилу;

q_n – нормативне рівномірно-розподілене навантаження на настил;

$I_{n,x}$ – момент інерції перерізу профілю на 1 м ширини настилу.

Підставляючи всі значення у формулу 3.9.2.8, отримуємо

$$f_n = 0,013 \cdot \frac{4,135 \cdot 7^4}{206000000 \cdot 401,838 \cdot 10^{-8}} = 0,013 \text{ м} < \frac{7}{150} = 0,035 \text{ м.}$$

Максимальний прогин профільованого від нормативних навантажень менше граничного допустимого, жорсткість забезпечена.

2.6 Армування плити

Розрахунок армування проводиться у ПК ЛПА 10.12. Армування підбирається для елемента плити перекриття в ядрі жорсткості відм. +204,000

м. Для плити прийнято бетон В30, арматура поздовжня - А500, арматура поперечна - А240. Товщина плити – 200 мм.

Результати підбору необхідної площі армування представлені малюнками 2.18-2.22 Вигляд деформованої схеми рисунку 2.21.

Також підбір армування робиться для стінок ядра жорсткості. Товщина ядра жорсткості 600 мм, бетон В90, арматура поздовжня – А500, арматура поперечна – А240.

Результати стіни ядра жорсткості зображено на рисунках 2.14-2.17.

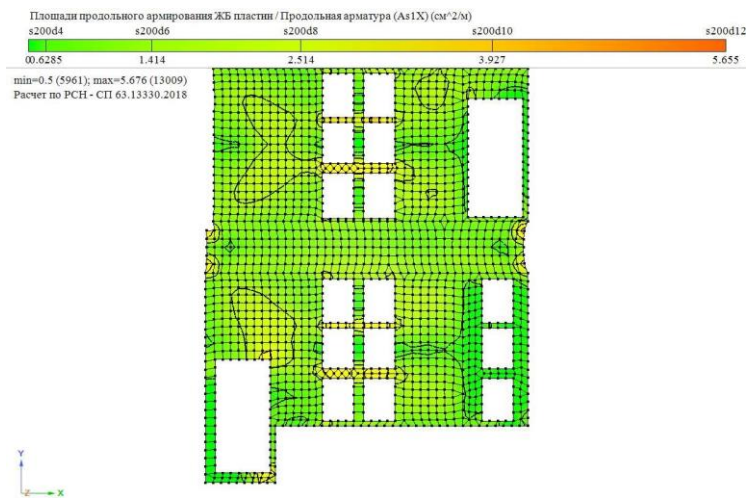


Рисунок 2.14 – Площі поздовжнього армування плити A_{s1X} , $\text{см}^2/\text{м}$

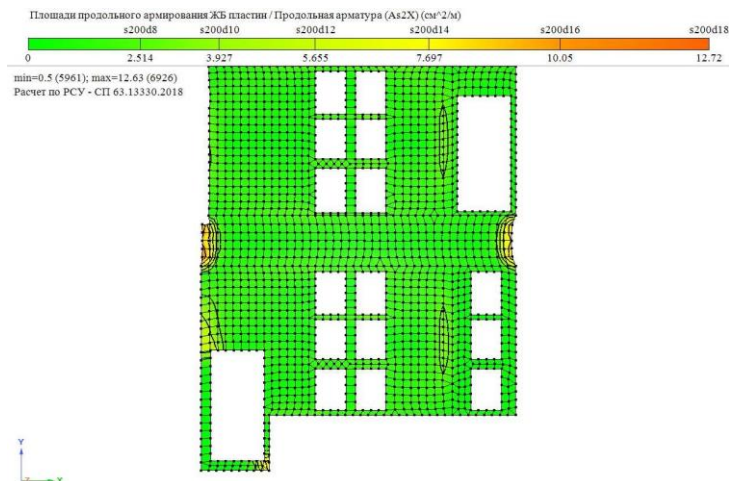


Рисунок 2.15 – Площі поздовжнього армування плити A_{s2X} , $\text{см}^2/\text{м}$

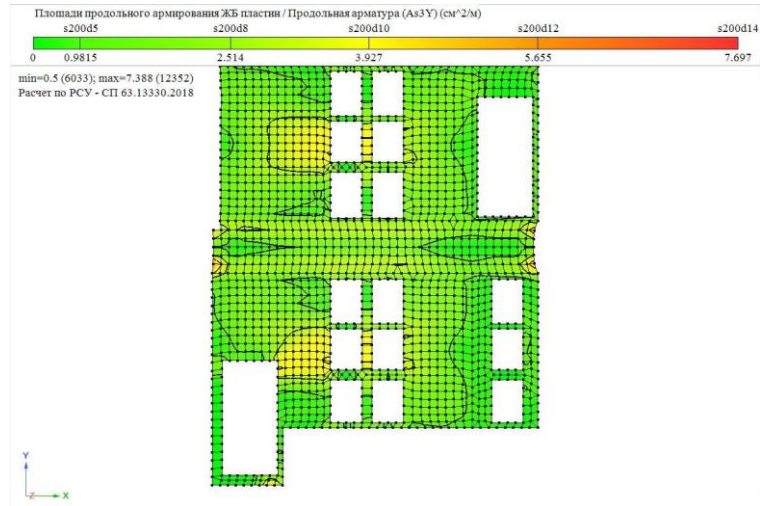


Рисунок 2.16 – Площі поздовжнього армування плити As_3X , cm^2/m

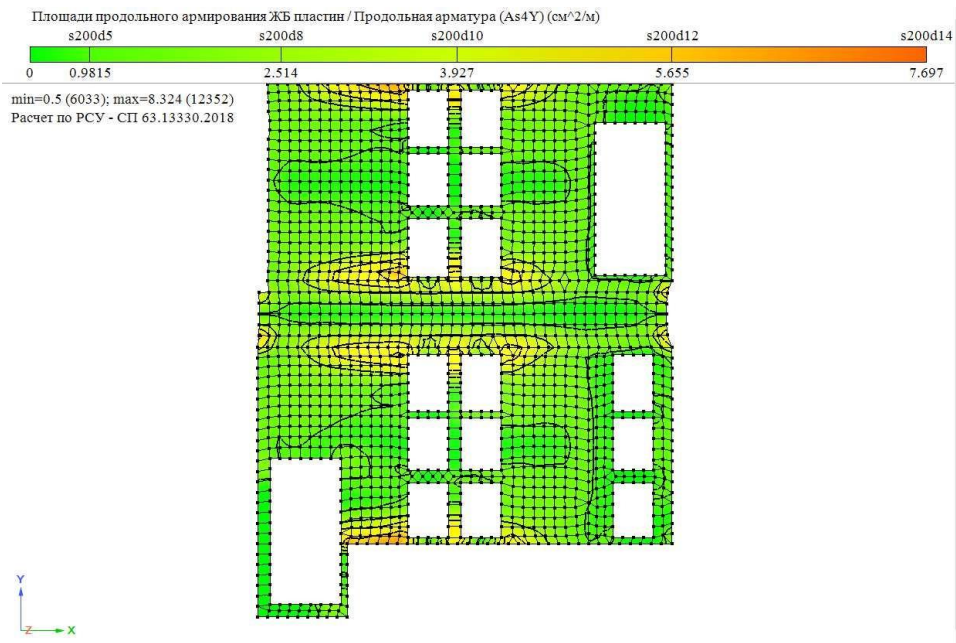


Рисунок 2.17 – Площі поздовжнього армування плити As_4X , cm^2/m

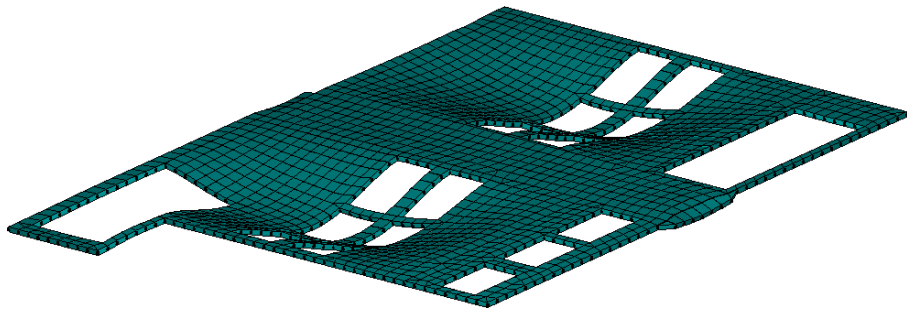


Рисунок 2.18– Деформована схема

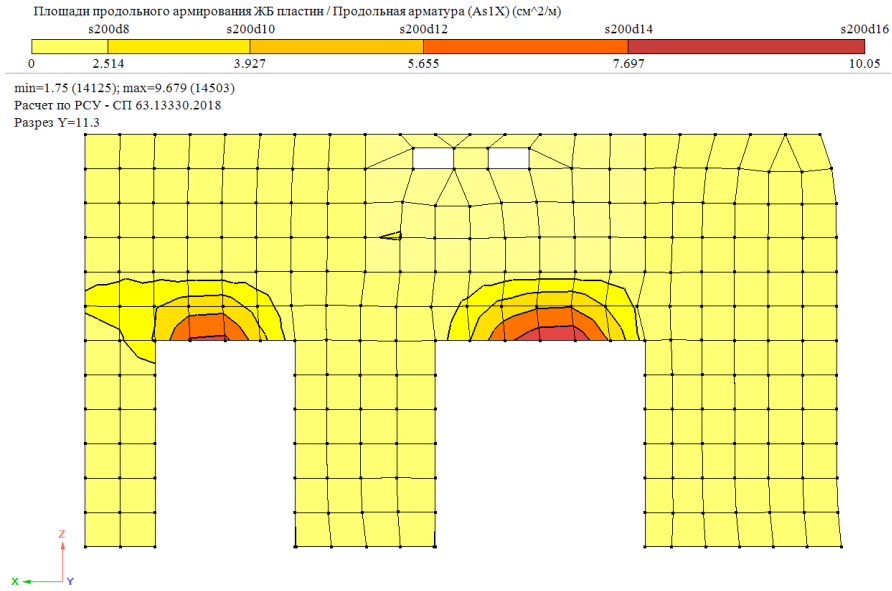


Рисунок 2.19 – Площі поздовжнього армування ділянки стіни ядра жорсткості

A_{s1X} , см²/м

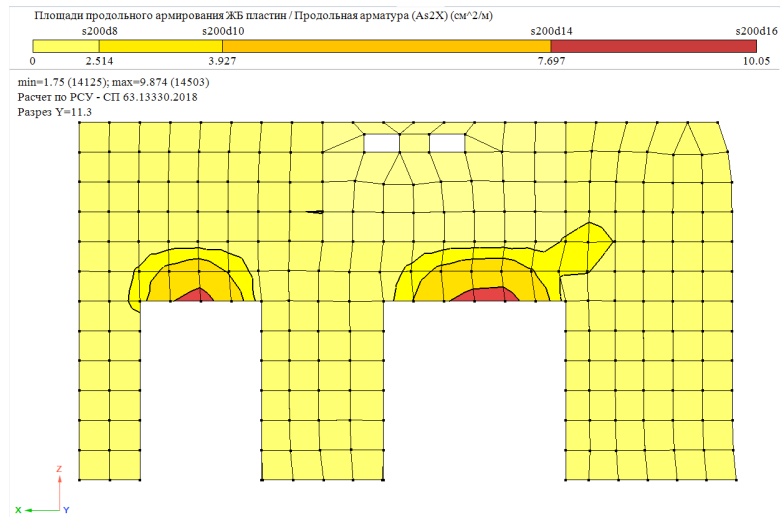


Рисунок 2.20 – Площі поздовжнього армування ділянки стіни ядра жорсткості

A_{s2X} , см²/м

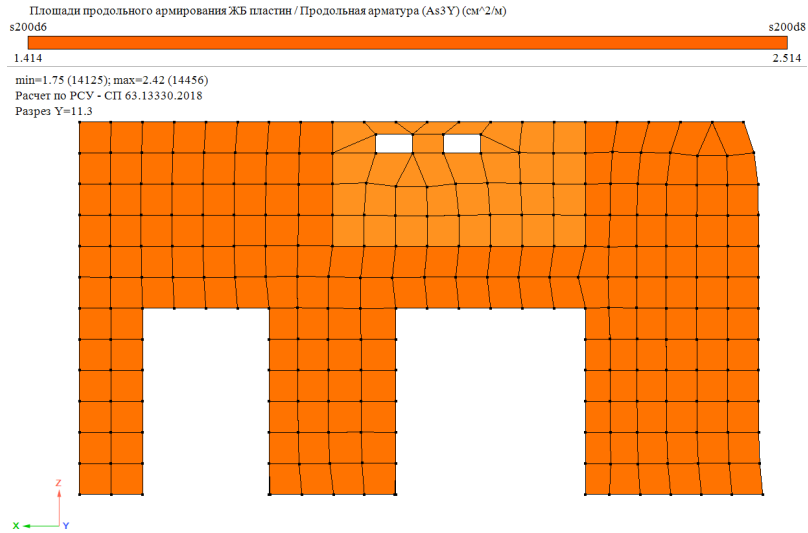


Рисунок 2.21 – Площі поздовжнього армування ділянки стіни ядра жорсткості
 $As_3X, \text{см}^2/\text{м}$

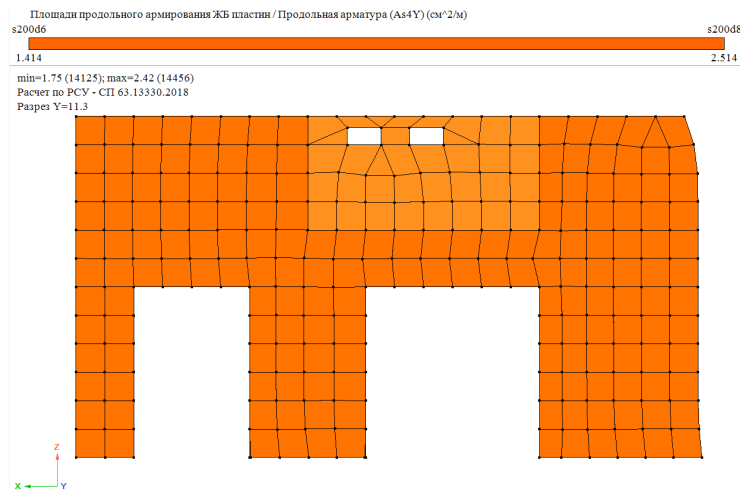


Рисунок 2.22– Площі поздовжнього армування ділянки стіни ядра
 жорсткості $As_4X, \text{см}^2/\text{м}$

2.7 Підземна частина

2.7.1 Вихідні дані для проектування підземної частини

Район будівництва – м. Чернігів. Об'єкт будівництва – офісна будівля, ствольно-оболонкова система, висота 260 м. За відносну позначку 0.000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 157 м.

Постає завдання розробити два варіанти плитно-пального фундаменту. 1

варіант являє собою комбінований плитно-пальовий фундамент на забивних палях, 2 варіант комбінований плитно-пальовий фундамент на буронабивних палях. Після розрахунку підібраних паль зробити техніко-економічне порівняння та вибрати більш вигідний варіант

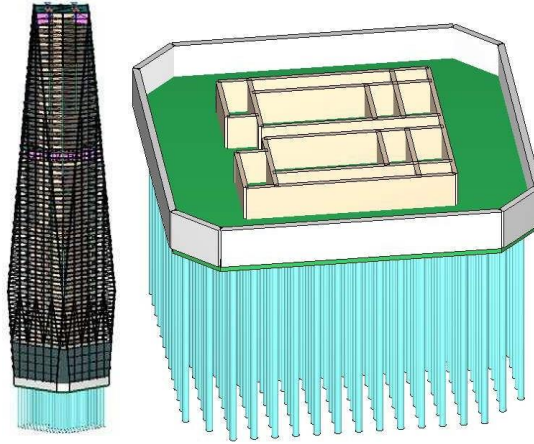


Рисунок 2.23 – Загальна схема будівлі

Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика провадиться виходячи з даних, взятих зі свердловин, встановлених на майданчику будівництва. Усього свердловин 4, розташування свердловин рисунку 2.23, дані по свердловин рисунку 2.24.

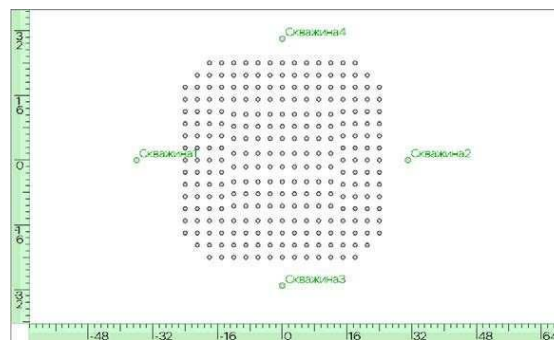


Рисунок 2.24 – Схема розташування свердловин та паль

За даними колонок зі свердловин побудовані вертикальні інженерно-геологічні розрізи 1-2 та 3-4, на яких можна відзначити напластування, товщину та абсолютні позначки окремих шарів ґрунту.

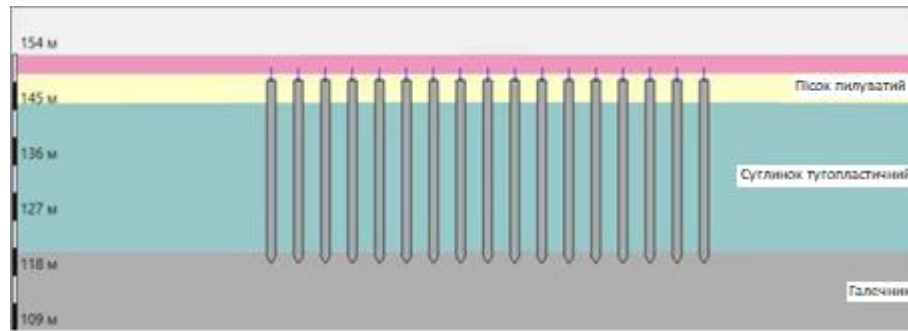


Рисунок 2.25 – Розріз по свердловинах 1-2

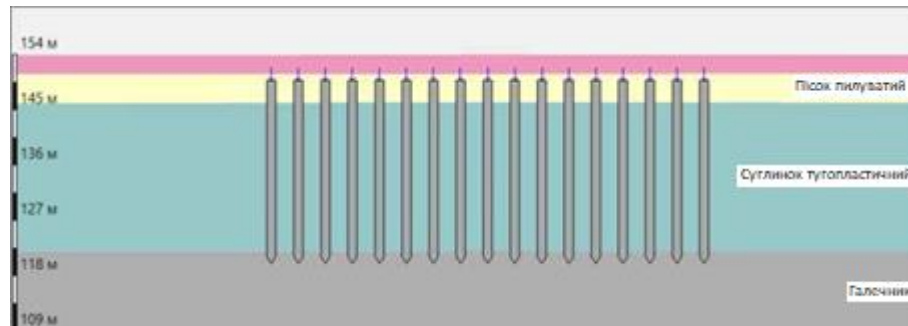


Рисунок 2.26 – Розріз по свердловинах 3-4

Для кожного шару інженерно-геологічного елемента за заданими основними характеристиками визначається ряд розрахункових характеристик:

1. Щільність скелета ґрунту $\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$, де ρ - щільність ґрунту, $\text{кг}/\text{м}^3$
 ρ - щільність частинок ґрунту, $\text{кг}/\text{м}^3$, W - природна вологість; e – коефіцієнт пористості;

2. Коефіцієнт пористості $e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$;

3. Коефіцієнт водонасичення $S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}$, де ρ_w густина води, прийнята $\rho_w = 1 \text{ т}/\text{м}^3$;

Питома вага ґрунту $\gamma = g \cdot \rho$, де g – прискорення вільного падіння;

Показник текучості $I_L = \frac{(W - W_p)}{W_L - W_p}$, де W_p – вологість на межі пластичності (розкочування), W_L - вологість на межі текучості.

7. Показник пластичності $I_P = (W_L - W_p) \cdot 100$

На підставі розрахованих показників уточнюються їх найменування,

визначаються розрахункові опори ґрунтів R_0 всіх інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) згідно з [39].

Основними параметрами механічних властивостей ґрунтів, що визначають несучу здатність основ та їх деформації, є міцнісні та деформаційні характеристики ґрунтів – кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c , модуль деформації дисперсних ґрунтів E , межа міцності на одновісний стиск скельних ґрунтів R_c . Характеристики ґрунтів природного походження, а також штучного походження визначаються, як правило, на основі їх безпосередніх випробувань у польових чи лабораторних умовах. Розрахункові значення характеристик ґрунтів φ , c і γ для розрахунків за несучою здатністю позначають φ_I , c_I та γ_I , а за деформаціями – φ_{II} , c_{II} та γ_{II} .

Таблиця 2.6 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№	Найменування ґрунту	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II}	E , МПа
1	насипний	-	-	-	-	-	-	-	-
2	супісок	2,69	0,21	0,24	0,18	1,95	29	19	11
3	пісок пилюватий	2,7	-	-	0,1	1,84	7	34	8,9
4	суглинок	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20
5	галечник із піском								30

За вищенаведеним формулам порахуємо відсутні характеристики. Результати наведено у таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 - Визначення характеристик та уточнення найменування ґрунтів

Показник	Номер ґрунту		
	2	3	4
ρ_d	1,653	1,673	1,669
I_p	0,030	-	0,120
Π	-1,000	-	0,333
e	0,628	0,614	0,599
S_r	0,771	0,440	0,802
γ	19,500	18,400	19,700
γ_{sb}	10,382	10,532	10,442
R_0	300,000	250	255,3

За даними у таблиці можна укласти:

ПЕ-2 - супісок твердий, ПЕ-3 - пісок пилюватий середньої щільності маловологі, ПЕ-4 - суглинок тугопластичний.

2.8 Визначення глибини закладення плитного фундаменту

Глибину закладення фундаменту вибирають виходячи з конструктивного рішення підземної частини та глибини промерзання ґрунту майданчика.

Розрахункова глибина промерзання визначається за такою формулою:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} \cdot 1,25,$$

де k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму на споруду, $k_n = 0,4$ для підвалів або технічних приміщень при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні 20°C ;

d_{fn} - Нормативна глибина промерзання;

1,25 - коефіцієнт, що збільшує d_{fn} на 25% (з урахуванням піщаних ґрунтів).

Тоді $d_f = 0,4 \cdot 2,1 \cdot 1,25 = 1,05$ м.

Приймаємо глибину закладення фундаменту (d) нижче рівня промерзання d_f .

У рішенні підземної частини присутній опалювальний технічний поверх. Позначка чистої підлоги підвалу становить -6.200 м. Висота фундаментної плити 2 м. Позначка подошви фундаменту знаходиться на позначці -8.200 м. Позначку голови палі приймаємо на позначці -7.900 м.

2.9 Опис конструктивних та технічних рішень фундаментів

При проектуванні основ та фундаментів необхідно прагнути до максимального використання міцнісних та деформаційних властивостей ґрунтів та матеріалу фундаментів, досягнення мінімальної вартості, матеріаломісткості та трудомісткості. Вибір основи здійснюється залежно від інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та конструктивних особливостей проектованої споруди. Відповідно до конструктивної схеми будівлі та ґрунтових умов було прийнято пальово-плитну конструкцію фундаменту.

Відповідно до [40], розрахунок пальових фундаментів повинен бути виконаний відповідно до [10] за граничними станами першої групи (несуча здатність) та другої групи (по усадці основи від вертикальних навантажень).

За допомогою редактора ГРУНТ поставимо необхідні геологічні умови. Обчислення коефіцієнта постелі C_1 провадиться за моделлю основи Вінклера-Фуса.

Згідно з їхньою гіпотезою, коефіцієнт постелі в розрахунковій точці дорівнює відношенню P_z рівномірно розподіленого навантаження в цій точці до її усадки s .

Умовна межа стиснутої товщі, до якої слід враховувати додаткові напруження і усадки, що при цьому виникають, знаходиться там, де задовольняється умова: $\sigma_{zp,l} \leq 0,2\sigma_{zg,l}$

2.10 Розрахунок комбінованого пальового фундаменту

Палі прийняті у двох варіантах: забивна та буронабивна на плитному ростверку. Довжина паль 30 м, з'єднання палі з ростверком прийнято 30 см на довжину анкерування, жорстке. Армування прийнято стрижнями арматури А500. Пальова основа складається з 268 паль з кроком рівним від $3d$ до $3,5d$. Поперечний переріз палі прийнято цілим повнотілим. Діаметр паль $D=1000$ мм, бетон важкий В40. Розстановка паль показана на рисунку 2.27.

В якості несучого шару прийнятий галечник, адже він є малостисливим. Абсолютна відмітка кінця палі 120 м.

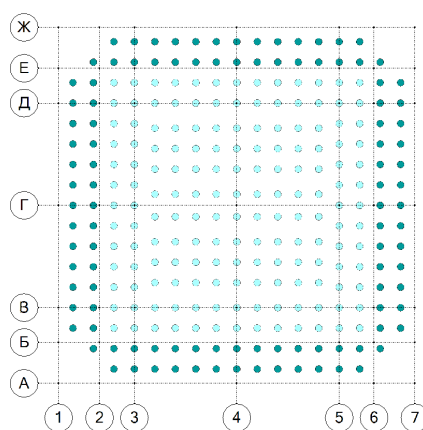


Рисунок 2.27 – Схема розміщення паль

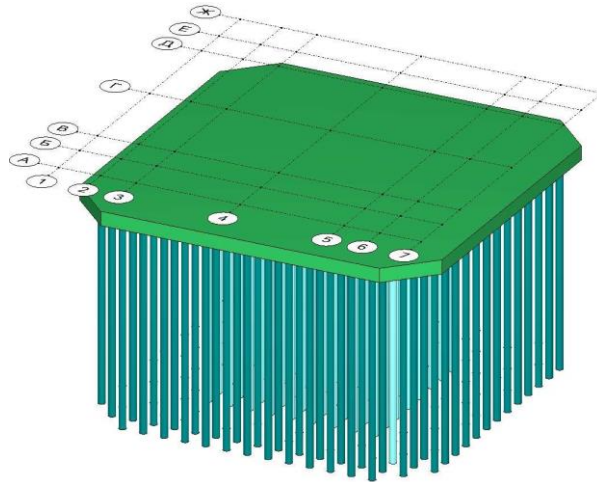


Рисунок 2.28 – Загальний вигляд фундаменту

2.11 Перевірка несучої здатності палі та усадки основи

Несучу здатність палі по ґрунту підосви визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum_1^h \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі у ґрунті;

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

A – площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м²; u – периметр палі, м;

f_i – розрахунковий опір 1-го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

h_i – товщина 1-го шару ґрунту біля бічної поверхні палі, м;

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем та на бічній поверхні ($\gamma_{cR} = 1$, $\gamma_{cf} = 1$).

2.12 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування

Розрахунок підосви з деформацій полягає у перевірці умови $S \leq S_w$,

де S – очікувана деформація фундаменту, яка визначається розрахунком при проектуванні фундаменту;

S_w – гранична спільна деформація основи та споруди, що дорівнює 15 см.

Усадка основи фундаменту s визначається методом пошарового

підсумовування за формулою

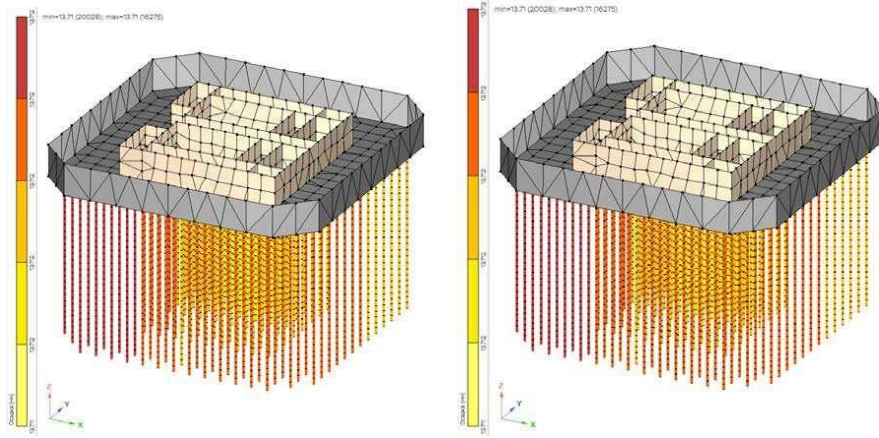
$$S_i = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp_i} - \sigma_{zy_i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum \frac{\sigma_{zy_i} \cdot h_i}{E_i} .$$


Рисунок 2.29 – Усадка буронабивних і набивних паль

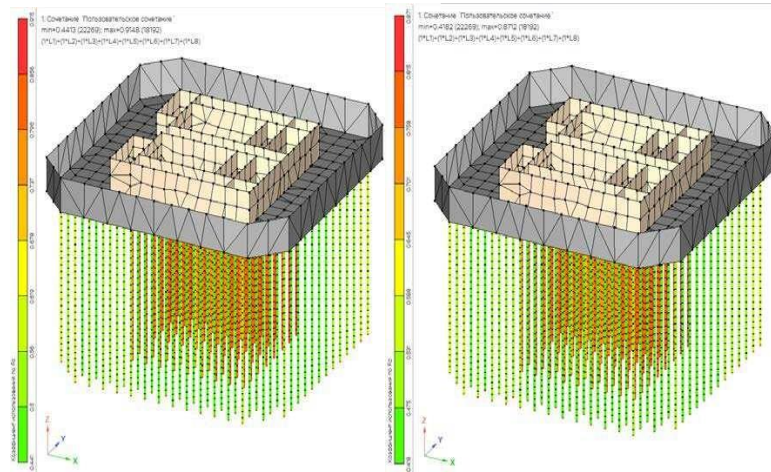


Рисунок 2.30 – Коефіцієнт використання Ga буронабивних та набивних паль

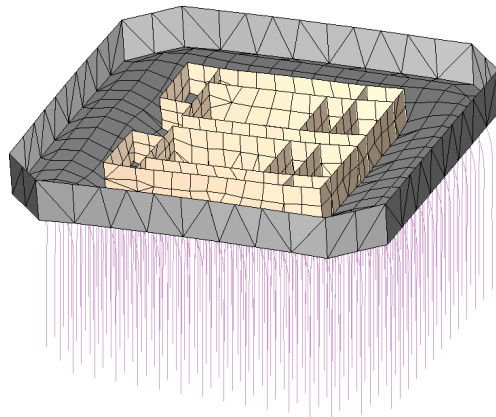


Рисунок 2.31 – Деформована схема

Таблиця 2.8 – Порівняння показників

Показники	Набивна	буронабивна
Коефіцієнт несучої здатності палі	0,946	0,915
Несуча здатність палі, кН	19308,6	19955,3
Усадка, мм	13,712	13,712

Для двох варіантів забезпечується запас міцності і задовольняється умова усадки основи.

З даних таблиці 2.8 можна дійти невтішного висновку, що в буронабивної палі запас міцності вище, ніж в набивної, за рівних умов.

У ході проведених розрахунків було обрано буронабивні палі для влаштування фундаментів. Перевагами застосування буронабивних паль є повна безпека для розташованих поряд споруд. Відпадає необхідність зберігати та доставляти велику кількість паль, виготовлених на заводі. Влаштування таких паль відрізняється низьким рівнем вібрації та шуму, що актуально в умовах щільної міської забудови. Також немає необхідності вивозити ґрунт із будівельного майданчика. Швидкість влаштування.

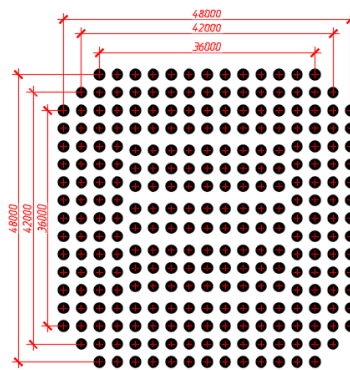


Рисунок 2.32 – Схема розміщення паль

2.13 Армування фундаментної плити та палі

Фундаментна плита висотою 2 м. з важкого бетону В60, поздовжня та поперечна арматури прийняті А500. В якості робочої арматури прийнято арматуру діаметром 25 і 28, в якості конструктивної прийнято арматуру діаметром 12 А240.

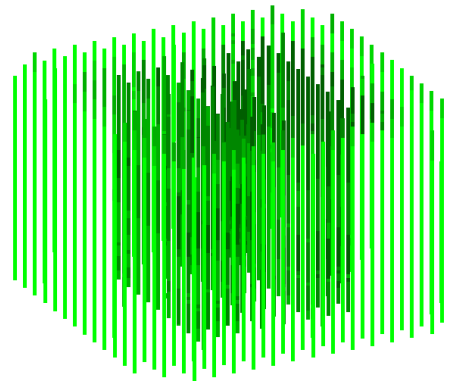
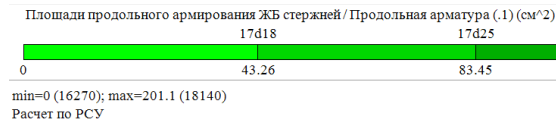


Рисунок 2.33 – Армування палі

Буриабивні палі виготовляються у ґрунті. У пробурену свердловину встановлюється арматурний каркас і укладається бетонна суміш.

Армування проводиться на всю довжину палі. Каркаси виготовляються ланками до 12 м. Стик ланок арматурних каркасів здійснюється за допомогою зварювання поздовжніх стрижнів нижнього каркасу з кільцем жорсткості, розташованим у нижній частині верхньої ланки.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Моделювання схеми у ПК ЛІРА 10.12

Основні розрахунки будівельних конструкцій виконані у ПК ЛІРА 10.12. Загальна кількість скінченних елементів становила 23142, архітектурних – 1389.

Сталелізобетонні плити перекриттів, залізобетонні стіни та конструкції ядра та аутригерних поверхів на всіх рівнях задані архітектурними пластинчастими елементами. Тріангуляція плит відбувається лише у процесі розрахунку. Крок розбиття 1 м. Балки та колони задані кінцевими стрижневими елементами. Стіна аутригера замодельована без урахування жорсткості сталевго осердя. Всі інші конструкції враховані у розрахунковій схемі відповідними навантаженнями.

Жорстке з'єднання будівлі здійснено у місцях з'єднання колон нижнього поверху з фундаментною плитою.

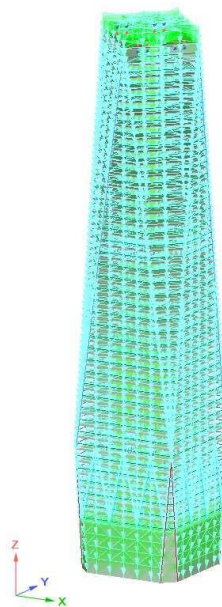


Рисунок 3.1 – Схема прикладання навантаження від власної ваги

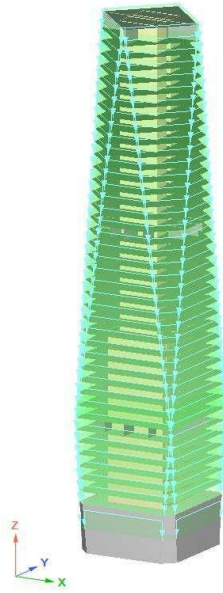


Рисунок 3.2 – Схема прикладання навантаження від ваги перегородок

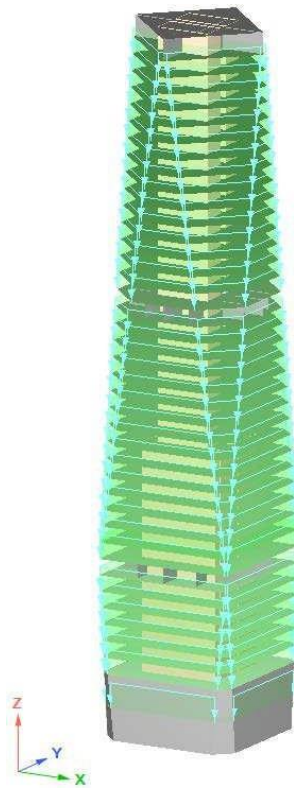


Рисунок 3.3 – Схема прикладання навантаження від ваги покриття підлоги

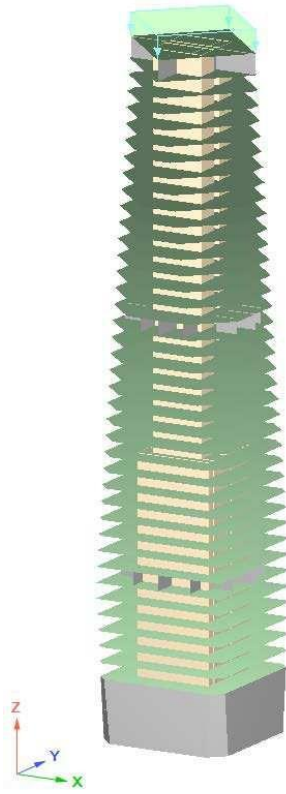


Рисунок 3.4 – Схема прикладання навантаження від ваги покрівлі

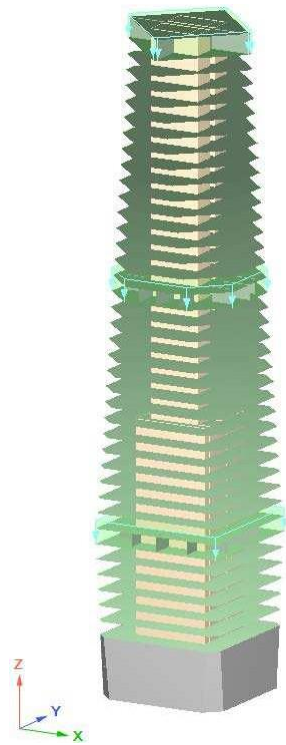


Рисунок 3.5 – Схема прикладання навантаження від тех. поверхів

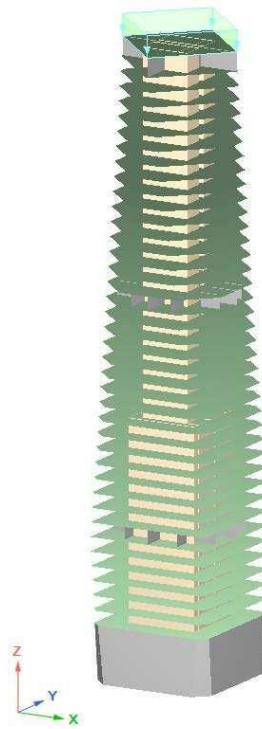


Рисунок 3.6 – Схема прикладання навантаження від снігового навантаження

Загальний вигляд розрахункової моделі представлений рисунку 3.7.

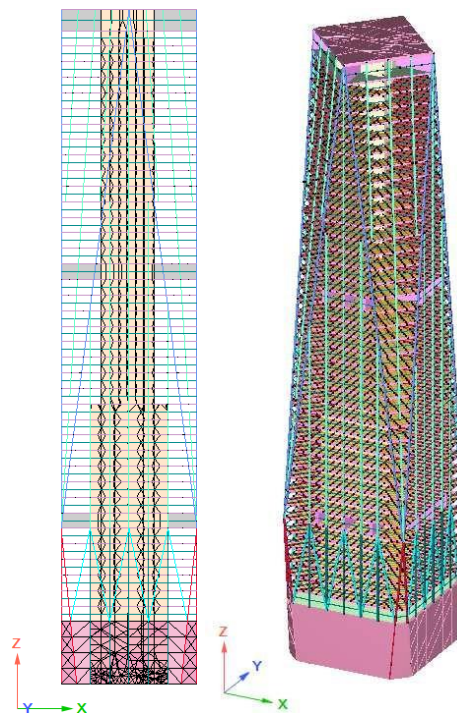


Рисунок 3.7 – Загальний вигляд розрахункової моделі

Для визначення найбільш несприятливих комбінацій задаємо розрахункові поєднання зусиль.

Стадійність монтажу наведено на рис. 3.8-3.9.

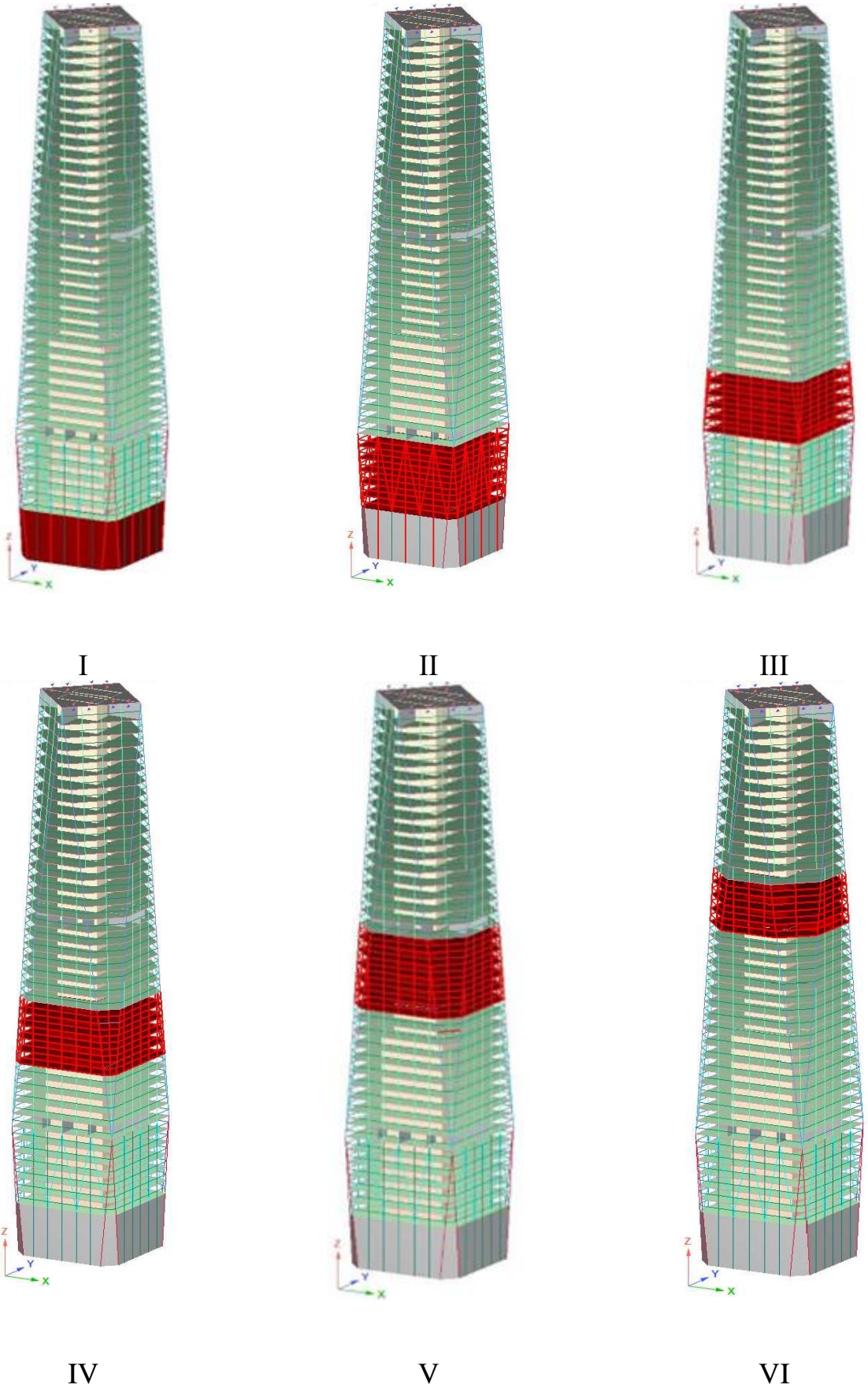


Рис.3.8 – 1-6 стадії монтажу

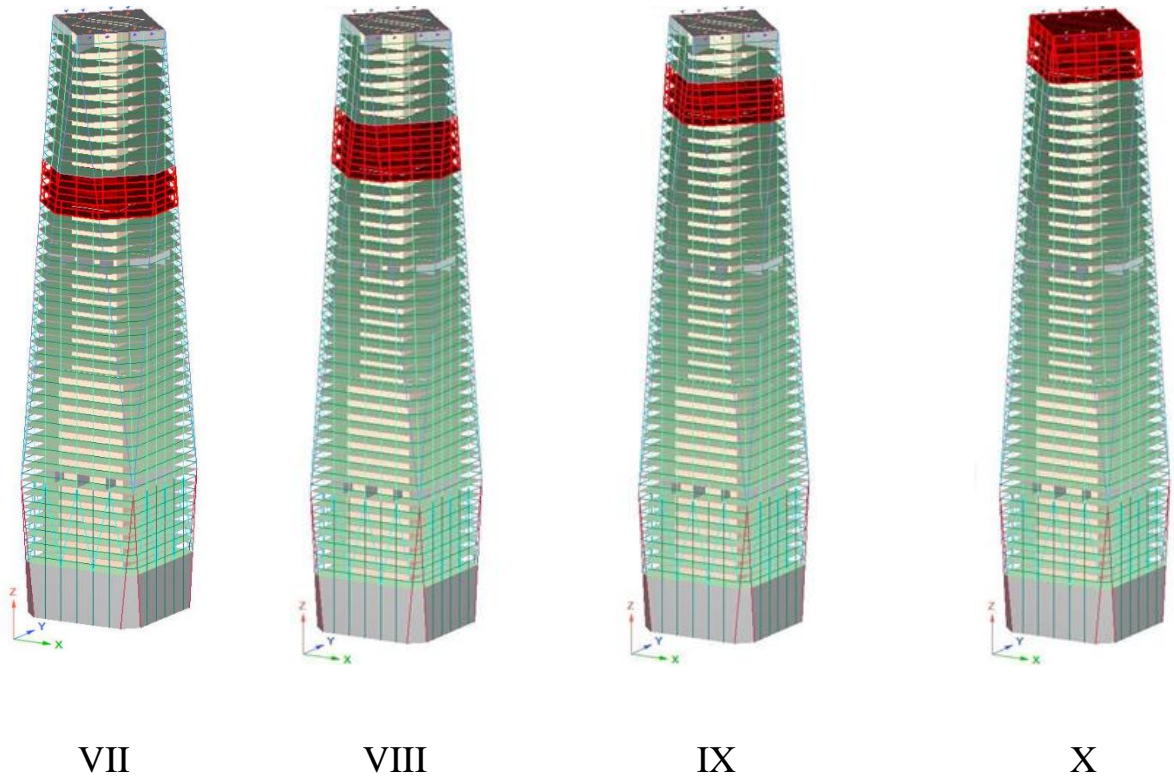


Рис.3.9 – 7-10 стадії монтажу

Під час розрахунку враховано історію зведення будівлі. За допомогою модуля «МОНТАЖ» було поставлено 10 стадій. Конструкція будівлі така, що при традиційному розрахунку в колонах верхніх поверхів виникають досить великі розтягуючі зусилля, чого в реальності не спостерігається.

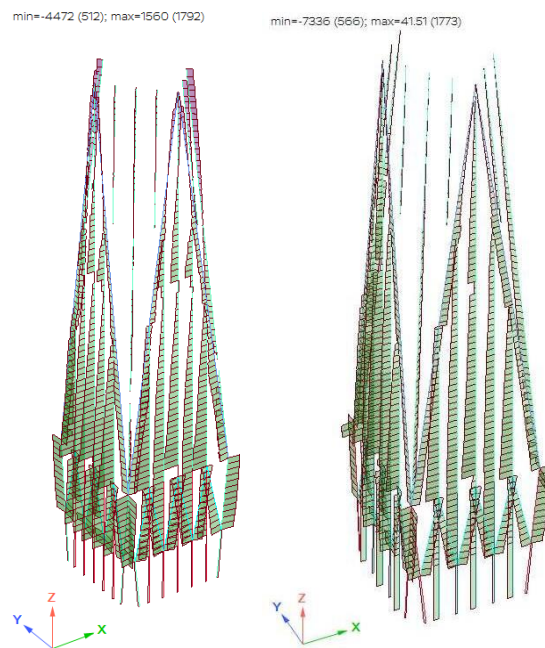


Рисунок 3.10 – Зусилля N від власної ваги без урахування стадійності та з урахуванням

3.2 Результати розрахунку

Значення максимальних та мінімальних значень N (кН), M (кНм) та Q (кН) представлені на рисунках 3.10-3.12.

Значення лінійних переміщень X , Y , Z (мм) представлені на рисунку 3.13.

Вигляд деформованої схеми - рисунок 3.14.

Максимальні прискорення - рисунок 3.15.

Отримані значення задовольняють вимоги нормативних документів.

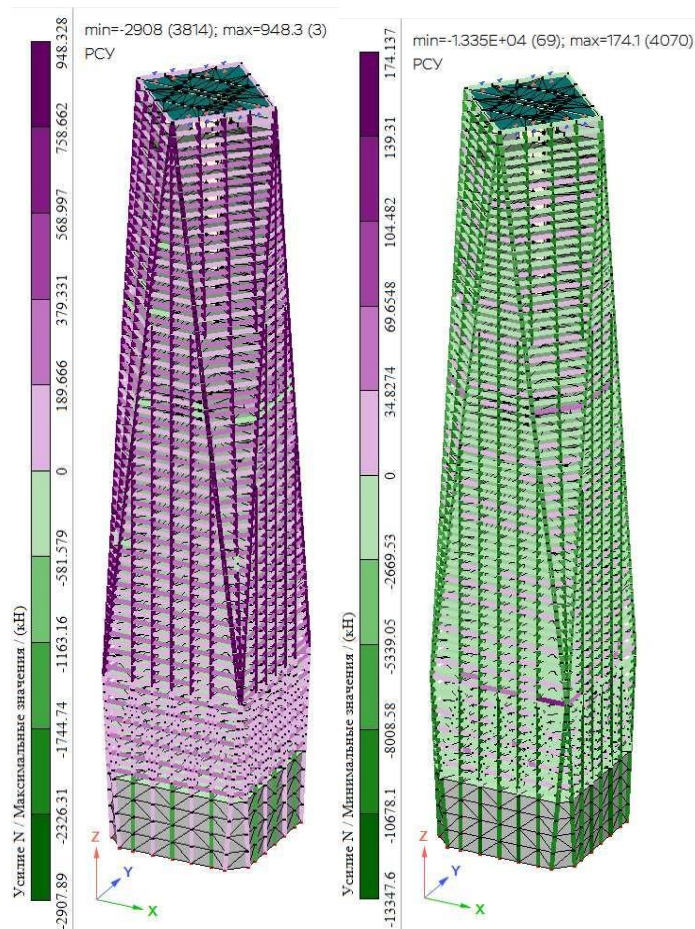


Рисунок 3.10 – Зусилля N , кН

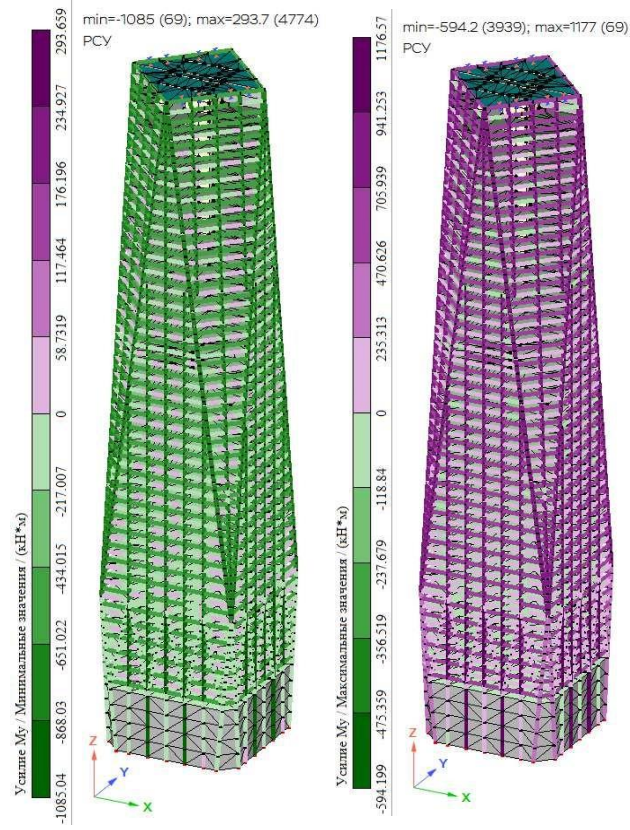


Рисунок 3.11 – Зусилля M, кНм

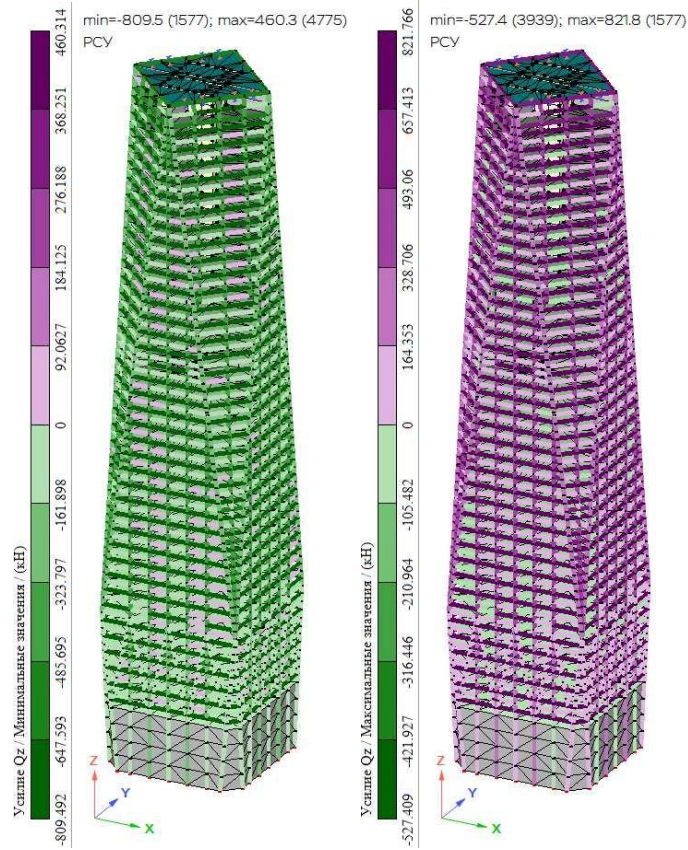


Рисунок 3.12 – Зусилля Q, кН

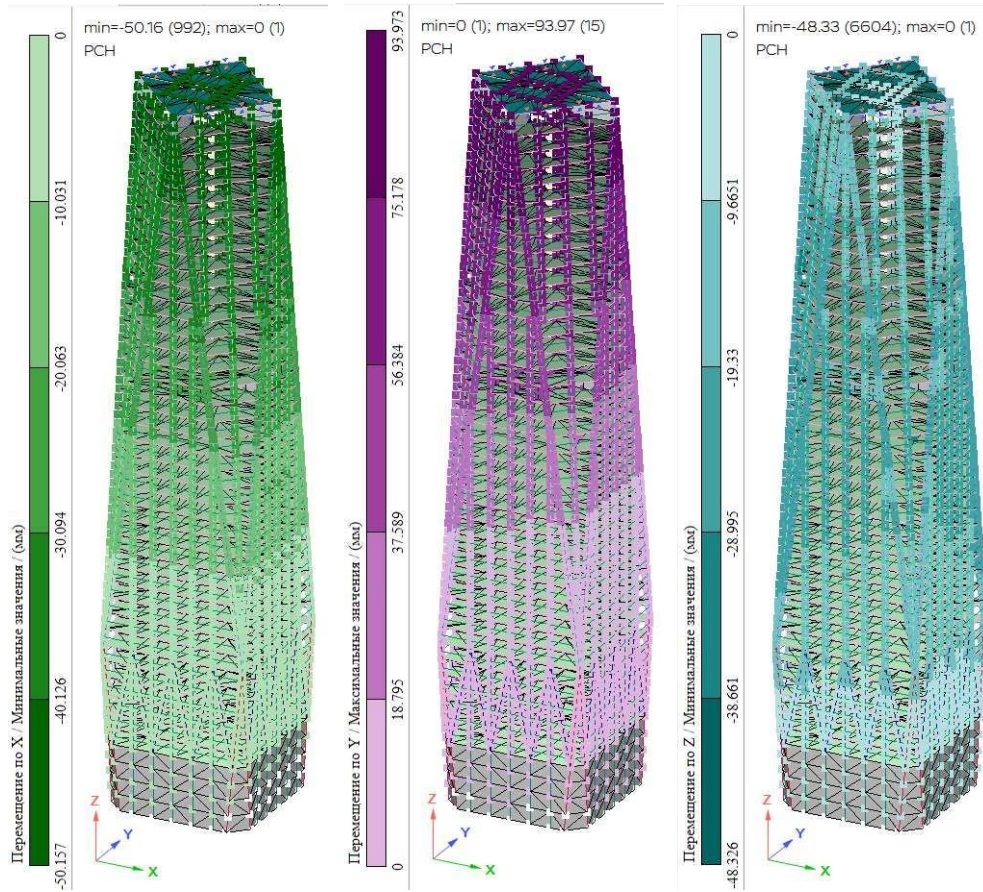


Рисунок 3.13 – Переміщення по X, Y, Z, мм



Рисунок 3.14 – Деформована схема будівлі

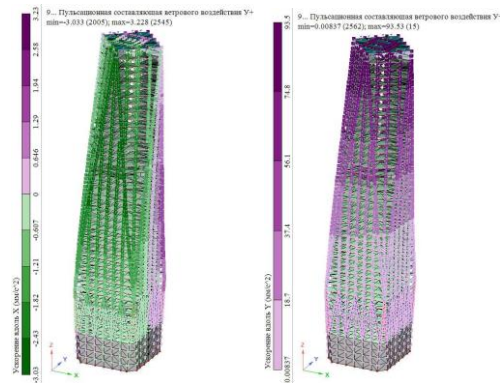


Рисунок 3.15 – Прискорення при пульсаційній складовій вітрової дії, мм/с²

Таблиця 3.2 – Величини переміщень плит перекриттів

	Висота Н, м	Нормативні переміщення Δ від складових вітровою навантаження		Сума Δ, мм	Відносний зсув верху будівлі (Δ/Н)	Допустимий зсув (Н/500)
		від середньої, мм	від пульс. мм			
Плита перекриттяХ поверху	252	-28,29	-54,85	83,14	0,0003	0,002
Плита перекриття верхнього поверху	260	-27,11	-54,68	81,79	0,0003	0,002

Таблиця 3.3 – Частоти і періоди коливань

№	Частота f, Гц	Період T, с	Сума модальних мас, %
1	0,320	2,98	30,8
2	0,333	2,98	30,8
3	0,335	2,97	30,8
4	0,336	2,95	45,6
5	0,337	2,95	48,8
6	0,339	2,95	56,7
7	0,339	2,95	64,2
8	0,339	2,95	64,2
9	0,339	2,95	64,2
10	0,351	2,85	70,9

В результаті проведеного дослідження визначено особливості поведінки каркасу будівлі при стадійному будівництві. Встановлено, що стандартний підхід до розрахунку недостовірно відображає внутрішні зусилля каркасі. Завдяки наявності розрахункових даних, що відображають стадії монтажу виявлено зменшення внутрішніх зусиль, зокрема зусилля N. Таким чином, відображено реальну картину напружень в каркасі будівлі.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Законодавчі акти України

Адміністрація (роботодавець) для створення безпечних і нешкідливих умов праці працівників і для власної безпеки зобов'язана керуватися переліком таких основних нормативно-законодавчих актів і документів з охорони праці:

- Закон України «Про охорону праці»;
- Типове положення про службу охорони праці;
- Положення про порядок розслідування нещасних випадків, що сталися під час навчально-виховного процесу в навчальних закладах (Наказ МОН України № 616 від 31.08.2001 року):

- Порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві (Постанова КМУ № 1112 від 25 серпня 2004 року);

- Типове положення про навчання з питань охорони праці;
- Положення про розробку інструкцій з охорони праці;
- Перелік робіт з підвищеною небезпекою;
- Перелік робіт, де необхідний професійний відбір;
- Граничні норми підняття і переміщення важких речей жінками;
- Граничні норми підняття і переміщення важких речей неповнолітніми;

- Положення про медичний огляд працівників окремих категорій;
- Перелік посад посадових осіб, які зобов'язані проходити попередню і періодичну перевірку знань з охорони праці;

- Порядок розробки і затвердження власником нормативних актів про охорону праці, чинних на підприємстві;

- Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту (Наказ Держгірпромнагляду від 24.03.2008 року № 53);

- Порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці (Постанова Кабінету Міністрів України N 442 від 01.09.1992 року);
- Типове положення про комісію з питань охорони праці;
- Типове положення «Про кабінет охорони праці».

Адміністрації також необхідно користуватися відповідними галузевими та міжгалузевими нормативно-правовими актами з охорони праці згідно з Державним реєстром міжгалузевих і галузевих нормативних актів з охорони праці. До початку роботи в будівельній організації кожен працівник повинен пройти інструктаж з техніки безпеки. Інструктаж буває вступний, первинний і повторний. Територію будівельного майданчика обгороджують парканом з ворітьми для в'їзду і виїзду транспорту. Висота його повинна бути не менше 2 м, а відстань до будинку, що споруджується, не менше 10 м. Якщо будинок розміщено вздовж вулиці і паркан поставлено ближче, на ньому має бути захисний піддашок завширшки не менше 1 м, закріплений з нахилом у бік будівельного майданчика під кутом 20° до горизонту.

По периметру будинку визначають небезпечну для людей зону, на межі якої встановлюють попереджувальні знаки або написи. При висоті будинку до 20 м ширина цієї зони має бути не менше 7 м, а при висоті 20—70 м — не менше 10 м. На території будівельного майданчика обладнують проїзди для транспорту і проходи для людей. У місцях в'їзду і виїзду автотранспорту вивішують попереджувальні написи ("Бережись автомобіля!" тощо). Вночі такі написи слід добре освітлювати. Для переходу робітників через котловани і траншеї споруджують перехідні містки з поруччям заввишки не менше 1,1 м. Проходи на укосах з нахилом більше 20° обладнують драбинами або сходами з однією поруччям. В усіх небезпечних місцях вивішують попереджувальні знаки і написи, наприклад: «Не стій під вантажем», «Не перевантажуй риштувань» тощо.

Будівельні роботи на висоті до 4 м виконують з помостів або столиків, на висоті більше 4 м — з риштувань, пересувних вишок і кошиків.

Робочі місця, розміщені над землею вище 1 м, мають бути обгороджені поруччям заввишки не менше 1 м з проміжними горизонтальними елементами і бортовою дошкою заввишки не менше 15 см або поруччям з металевою сіткою.

До роботи з машинами і механізмами допускають лише осіб, що пройшли спеціальну підготовку і одержали посвідчення на право керування (або обслуговування) цією машиною. Працюючи біля машини чи механізму, слід суворо дотримуватися правил техніки безпеки, а також знати інструкцію щодо експлуатації машини, яка обов'язково має бути на робочому місці, і виконувати її вимоги. Працювати на стаціонарних машинах можна лише після міцного закріплення їх на фундаментах. Пересувні машини (розчинонасоси, компресорні установки, розчинозмішувачі тощо) варто встановлювати на рівних майданчиках (або площадках), після чого закріплювати розтяжками або класти під їхні колеса колодки. Усі рухомі частини машин і механізмів повинні бути закриті кожухами або капотами, а робочий майданчик навколо машини — обгороджений. Перед пуском машини після монтажу або ремонту слід уважно оглянути її і перевірити, щоб на ній не залишилось запасних частин або монтажного інструменту, які під час роботи можуть потрапити в рухомі частини і спричинити аварію. Категорично забороняється залишати працюючу машину без нагляду, а також регулювати або змащувати її під час роботи.

4.1.2 Розрахунок опалення для комфортних умов проживання в одному офісі

Розрахунок опалення проведемо для офісу з площею опалюваних приміщень $S_o=53,73 \text{ м}^2$. Розрахунок проведемо за наявності жителів в кількості 4 чол. та для пустої офісу. Тепловиділення від людей складає 100Вт/люд. Обране опалення для розрахунку – водяне з можливим підключення до центральної мережі водяного опалення або за індивідуальним проектом.

У цьому випадку необхідно застосовувати спеціальні обрахунки для теплоакumuлюючих і неакumuлюючих частин офісу: $Q = Q_F + Q_W + Q_L$,

де Q_F – тепловтрати, Вт, через нетеплоакumuлюючі частини офісу;

Q_W – тепловтрати, Вт, через теплоакumuлюючі частини під час роботи

системи опалення;

Q_L – витрати теплоти на нагрівання вентиляційного повітря, Вт.

Витрати через підлогу та стіни складуть: $Q_w = F_w / R_z (t_1 - t_0) = (107,73 / 4,06) (16 - 5) = 2,56 \text{ кВт}$

Витрати теплоти на нагрівання вентиляційного повітря: $Q_L = 0,337 A_n h (t_6 - t_3) \cdot 10^{-3} = 0,337 \cdot 57,73 \cdot 3,0 (20 - 22) \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 3,5 \text{ кВт}$

A_n – площа підлоги приміщення, м²;

h – висота приміщення від підлоги до стелі, м;

t_6 – розрахункова температура внутрішнього повітря, °С;

t_3 – розрахункова температура зовнішнього повітря, °С;

Витрати теплоти через нетеплоакумулюючі частини будівлі:

$Q = F_f k_f (t_i - t_a) = 5 \cdot 0,32 (20 - 22) = 3,2 \text{ кВт}$

де F_f – площа вікон, м²; k_f – коефіцієнт теплопередачі закслених поверхонь, Вт/(м²С). Сумарне навантаження на систему опалення при повній відсутності жителів складе $Q_0 = 2,56 + 3,5 + 3,2 = 9,3 \text{ кВт}$.

Розрахунок теплового навантаження на систему опалення при заповненні: $Q_1 = 4 \cdot 100 = 0,4 \text{ кВт}$ – загальне тепловиділення від наявних відвідувачів. Сумарне навантаження на систему опалення при мінімальній присутності $Q = 9,3 - 0,4 = 8,9 \text{ кВт}$. Для забезпечення необхідного теплового режиму всередині офісу розрахуємо необхідну кількість радіаторів водяного опалення: $N = 9,3 / 1,056 = 8,8 \text{ шт}$. приймаємо 9 штук.

де, $Q_0 = 9,3 \text{ кВт}$, $1,056 \text{ кВт}$ – тепла потужність радіатора опалення типу KORADO RADIK KLASIK Тип 10.

Отже, відповідно до розрахунків тепловий режим офісу забезпечуватиметься радіаторним паленням з необхідною кількістю нагрівальних установок. В міру наповнення офісу жителями, для економії енергоресурсів необхідно виключати нагрівальні прилади. Водночас потрібно врахувати те, що необхідна кількість теплоти розраховувалась за температури зовнішнього повітря -22°С.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість багатопверхової споруди від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта. Основні з них такі:

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20), \text{ де } H_1 \text{ і } H_2 \text{ — висоти сусідніх будівель, м.}$$

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими

каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилю. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу [1].

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і

забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міські каналізаційні мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;
- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [1].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створених надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_ϕ залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_ϕ як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній

забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

ВИСНОВОК

У кваліфікаційній роботі розроблено проект центру міжнародної торгівлі в Чернігові з дослідженням поведінки каркасу.

У розділі **«Архітектурні рішення»** вирішено питання щодо планування, оздоблення, вибору матеріалів покриття та світлопрозорого фасаду, виконано необхідні креслення.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** проведено варіантне проектування, в результаті якого було прийнято рішення прийняти сталезалізобетонне перекриття по профільованому настилу, зовнішні колони так само прийняті сталезалізобетонними з жорстким сердечником у вигляді двотавра і гнучкою арматурою, 2 аутригерних поверхи. Проведено підбір металевих перерізів та підбір армування залізобетонних конструкцій.

За заданими інженерно-геологічними умовами в розрахунковому комплексі ЛПА, модуль ГРУНТ було розраховано пальові поля. Виконано конструювання буронабивної палі.

У **«Науково-дослідному розділі»** створено скінченно-елементу модель будівлі розрахунковому комплексі ЛПА 10.12. Проведено розрахунок та аналіз поведінки каркасу з урахуванням стадійності зведення будівлі, проведено модальний аналіз.

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.

Основні прийняті рішення у текстовій частині відображені у графічній частині кваліфікаційної роботи.

БІБЛІОГРАФІЯ

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

11. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)
12. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.
13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.
14. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).
15. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
16. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13
17. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей 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. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

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

22. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.

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

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

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

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

27. 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>)

28. 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.

29. 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.