

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект виставочного павільйону для автомобілів у Чернівцях
з дослідженням роботи металевого каркасу

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Поліщук В.Р.
(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис) Швед Я.Л.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

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

Завідувач кафедри

(підпис) Ясній В. П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис) Качка О.І.
(прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2024 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 Поліщуку Віталію Руслановичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект виставочного павільйону для автомобілів у Чернівцях з дослідженням роботи металевого каркасу

Керівник роботи Швед Ярослав Леонідович к.т.н., ст. вик.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024_ року № 4/7-1091

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва

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

Архітектурно-будівельний розділ. Розрахунково-конструктивний розділ. Науково-дослідний

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

Плани поверхів. Фасади, розрізи. Конструктивні рішення, вузли, деталі та специфікації до них.

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. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Поліщук В. Р.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Швед Я. Л.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, зокрема в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.....	10
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	11
1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	11
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	12
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	12
1.7 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів - для об'єктів невиробничого призначення	13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	14
2.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	14
2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включно з її просторовою схемою, прийнятою під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	15
2.2.1 Загальні положення	15
2.2.2 Створення розрахункової схеми будівлі	15
2.3 Збір навантажень	16

2.3.1 Постійне навантаження	16
2.3.2 Тимчасове (тривале) навантаження на перекриття	18
2.3.3 Вітрове навантаження.....	18
2.3.4 Снігове навантаження.....	21
2.4 Результати розрахунку.....	22
2.4.1 Аналіз результатів розрахунку.....	25
2.5 Перевірка перерізів елементів	26
2.5.1 Перевірка перерізу колони за віссю 5	26
2.5.2 Перевірка перерізу розтягнуто-згинального елемента верхнього пояса ферми.....	33
2.5.3 Перевірка перерізу стиснутого елемента нижнього поясу ферми.....	35
2.5.4 Перевірка перерізу зв'язків	37
2.5.5 Перевірка перерізу прогону	39
РОЗДІЛ 3 ПРОЄКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	41
3.1 Вихідні дані для проєктування	41
3.2 Визначення глибини закладення фундаменту.....	44
3.3 Проєктування пальового фундаменту	45
3.3.1 Пальовий фундамент із забивних паль	45
3.3.2 Пальовий фундамент із буронабивних паль	49
3.3.3 Розрахунок і конструювання пальового фундаменту із забивних паль	51
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	57
4.1 Варіант 1.....	57
4.2 Варіант 2.....	59
4.3 Варіант 3.....	60
4.4 Порівняння варіантів	62
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	63
5.1 Охорона праці.....	63
5.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	63
5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних	

засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці.....	65
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	68
5.2.1 Законодавча база України	68
5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	68
ВИСНОВКИ.....	73
БІБЛІОГРАФІЯ	74

ВСТУП

Виставочні павільйони є важливою складовою міського середовища, що відіграють роль комунікаційних платформ для демонстрації товарів, технологій та інновацій. Серед них павільйони для автомобілів мають особливе значення, оскільки забезпечують унікальні умови для презентації сучасних транспортних засобів, їхніх технічних характеристик і дизайну.

Проектування виставочного павільйону вимагає врахування не лише архітектурних та функціональних аспектів, але й конструктивних особливостей, зокрема вибору матеріалів і систем несучих елементів. У сучасних павільйонах усе більшої популярності набувають металеві каркаси, які забезпечують міцність, довговічність і гнучкість у створенні інноваційних архітектурних форм.

Несучий каркас автосалону виконано з металоконструкцій (будівельної сталі), що відповідає сучасним тенденціям будівельної науки та економічної ефективності. Рішення використання саме металевих конструкцій зумовлене високим ступенем відповідальності будівлі, унікальністю конструктивних рішень та їх складністю, пов'язаною з наявністю консольних вильотів покриття, що були застосовані в проєкті автосалону.

Використовують високоміцні сталі для виготовлення несучих будівельних конструкцій, легкі метали і пластикові маси застосовують під час виробництва огорожувальних конструкцій, зокрема віконних рам і палітурок.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. культурного зростання сучасних міст. Виставочні павільйони для автомобілів виконують важливу функцію у просуванні інноваційної техніки, організації комунікацій між виробниками та споживачами, а також формуванні іміджу міста як центру сучасного дизайну та технологій.

Місто Чернівці, з його вигідним географічним положенням і багатою культурною спадщиною, має значний потенціал для розвитку виставкової діяльності. Проте наразі інфраструктура міста не відповідає сучасним вимогам щодо організації виставкових заходів, зокрема у сфері демонстрації автомобільної

техніки. Створення спеціалізованого виставочного павільйону сприятиме залученню інвестицій, розширенню туристичного та ділового потенціалу регіону.

Водночас використання металевго каркасу як основи для будівництва павільйону відповідає сучасним тенденціям у будівництві. Металеві конструкції дозволяють створювати легкі, міцні й довговічні споруди з можливістю реалізації складних архітектурних форм. Дослідження роботи таких конструкцій є необхідним для забезпечення безпеки та ефективності їх експлуатації.

Таким чином, тема роботи є актуальною через потребу в розвитку інноваційної архітектури у Чернівцях, популяризації металевих конструкцій у виставковому будівництві та підвищенні конкурентоспроможності міста на рівні сучасних ділових і культурних центрів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ ім. І. Пулюя та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Метою кваліфікаційної роботи є розробка проєкту виставочного павільйону для автомобілів у Чернівцях з дослідженням роботи металевго каркасу.

Для досягнення поставленої мети необхідно виконати наступні **завдання**:

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення виставочного павільйону для автомобілів;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій виставочного павільйону для автомобілів відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність та металоємність консольних металевих вильотів громадської будівлі;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є консольні металеві вильоти громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність та зниження металоємності консольних металевих вильотів громадської будівлі.

Методи дослідження. У роботі використано моделювання несучих конструкцій будівлі методом скінчених елементів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому що отримала подальший розвиток методика моделювання деформативності консольних металевих вильотів громадської будівлі.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування надійних та оптимальних конструкцій для громадських будівель.

Апробація результатів кваліфікаційної роботи виконана на XIII Міжнародні науково-технічні конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 11-12 грудня 2024 року).

Публікації результатів кваліфікаційної роботи виконана на вищезгаданій конференції із публікацією тез доповіді.

Ключові слова: консоль, металеві вильоти, переміщення, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

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

Об'єктом капітального будівництва є громадська будівля автомобільного салону з консольними вильотами покриття 24 метри, заввишки 16,045 м, розташована в м. Чернівці.

У плані об'єкт є прямокутним із розмірами в осях 42×36 м. Розміри консолей в осях 42×24 м. Висота першого поверху становить 5 м, висота другого поверху - 4 м. Висота до низу кроквяної ферми змінна.

Будівля – це набір поперечних рам, пов'язаних між собою системою вертикальних зв'язків по колонах і конструкціях покриттів, системою горизонтальних зв'язків у площинах поясів ферм. Колони жорстко защемляються у фундамент, запроєктовані зі сталевих колон двотаврового перерізу 40К4.

Горизонтальними дисками жорсткості є міжповерхові плити перекриття, товщина яких становить 200 мм.

Архітектурно-планувальні рішення будівлі відповідають вимогам, що висуваються до громадських будівель. Зовнішній вигляд і внутрішній вигляд будівлі обумовлені функціональним призначенням будівлі.

Планувальні рішення приміщень будівлі розроблено з урахуванням вимог [8].

У будівлі 49 приміщень. На першому поверсі будівлі розташований виставковий зал автомобілів, сервісний центр, автомийка із зоною очікування, кав'ярня, складське приміщення, кабінети, приміщення для персоналу, ІТП, венткамера, електрощитова, а також зона завантаження для кафе, розташованого на другому поверсі будівлі.

На другому поверсі будівлі розташовані кабінети, приміщення для персоналу, всі необхідні приміщення для кафе.

Санвузли розташовані на першому і другому поверхах. Зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сталевих гвинтових сходів і залізобетонних сходів, які є евакуаційними.

У приміщеннях передбачено природне і штучне освітлення. Водостік внутрішній організований на покрівлі будівлі. Передбачено воронки з підігрівом.

Ступінь вогнестійкості будівлі - I.

Технічні рішення, прийняті в робочих кресленнях, відповідають вимогам санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм, що забезпечують безпечну для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта.

Зовнішні огорожувальні конструкції – світлопрозорі конструкції та тришарові модульні фасадні елементи повної заводської готовності із застосуванням технології сендвіч-панелей.

Як покрівельне покриття використовується система неексплуатованого даху, по сталевому профільованому настилу з покрівельним килимом з полімерної мембрани і комбінованим утепленням.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, зокрема в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва

Об'ємно-просторові та архітектурно-планувальні рішення прийняті згідно з вимогами чинної будівельної документації. Об'ємно-просторова композиція зумовлена функціональним призначенням будівлі, прийнятим з урахуванням функціональних зон м. Чернівці, кліматичними особливостями району будівництва, вимогами технічних регламентів, що встановлюють вимоги щодо безпечної експлуатації будівель. Архітектурно-художнє рішення гармонійно вписується в існуючу міську забудову, оскільки будівля має архітектурно-художню виразність.

Прийняті архітектурні та планувальні рішення забезпечують дотримання протипожежних вимог, згідно з нормативною документацією, зокрема шляхів

евакуації, кількості евакуаційних виходів та дотримання нормативних відстаней до евакуаційних виходів. Відповідно до нормативно-правової документації щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва, розміри будівлі задовольняють вимогам.

1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Під час проєктування будівлі застосовані рішення, що відповідають максимальною мірою економічності та індустріалізації будівництва. При цьому враховано місцеві умови будівництва: кліматичні, екологічні, інженерно-геологічні.

У зовнішньому оздобленні будівлі застосовано вітражне скління з двокамерним склопакетом, а також тришарові модульні фасадні елементи повної заводської готовності. Використано стриманий підхід до колірної гами стінових елементів, їхніх розмірів, завдяки чому створено елегантний фасад будівлі, що запам'ятовується.

Особливу виразність архітектурного вигляду створюють відкриті конструкції консольних вильотів покриття.

Внутрішнє оздоблення приміщень виконано згідно з їх функціональним призначенням і санітарно-гігієнічними нормативами.

1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Оздоблення приміщень виконано з негорючих та екологічно чистих матеріалів.

Внутрішнє оздоблення зовнішніх стін (сендвіч-панель із внутрішньої сторони виконана з профлиста заводського забарвлення RAL 7047) і вітражного скління не потрібне.

Поверхні перегородок з ГКЛ листів фарбуються: водоемульсійною фарбою світлих тонів за 2 рази по ґрунту. Колір забарвлення - світло-сірий RAL 7047.

Поверхні перегородок із цегли фарбують водоемульсійною фарбою світлих тонів за 2 рази по штукатурці. Колір забарвлення - світло-сірий RAL 7047.

У сан. вузлах - керамічна плитка до стелі сірого кольору.

У ліфтових холах – штукатурка із затіркою і фарбуванням акриловою фарбою.

Стелі - підвісні "Армстронг", колір стель - білий. Підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Усі металеві несучі елементи каркаса забарвлюються вогнезахисною фарбою ", сірого кольору (RAL 7047).

1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Природне освітлення виконано згідно з [3] з урахуванням світлового клімату району будівництва.

Природне освітлення забезпечено в усіх приміщеннях з постійним перебуванням людей. Захист від сонця і перегріву забезпечено технічними пристосуваннями (пристроями) у вітражній системі.

Розміщення громадської будівлі та орієнтація офісних та інших приміщень забезпечує нормативну інсоляцію і нормативний КЕО, які випливають із вимог [4] та [5].

1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Необхідний нормативний індекс ізоляції повітряного шуму стін і перегородок становить 45 дБ. Проектом передбачено цегляні перегородки товщиною 120 мм, з нормативним індексом ізоляції повітряного шуму 120 дБ.

Прийняті під час проектування будівлі планувальні рішення забезпечують захист основних приміщень від шуму та вібрації. Для усунення шуму вентиляційних установок використовуються шумоглушники та гнучкі вставки, завдяки яким рівень звукового тиску від вентиляційних установок не перевищує нормованих значень.

Герметичність системи фасадного скління забезпечується завдяки термовставкам, спеціальним ущільнювачам і герметизувальним стрічкам.

Внутрішні двері оснащені герметичними притворами.

1.7 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів - для об'єктів невинробничого призначення

Під час ухвалення рішень про внутрішнє оздоблення приміщень під час розроблення проєктної документації головним чинником було різноманіття властивостей, що впливають на якість сприйняття людиною колірної гами і навколишнього простору.

У внутрішньому оздобленні приміщень будівлі застосовуються матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним і протипожежним вимогам. Колірну гаму підібрано з урахуванням функціонального призначення приміщень.

Для раціонального використання штучного світла і рівномірного освітлення застосовано оздоблювальні матеріали і фарби, що створюють матову поверхню з коефіцієнтом відбиття:

- для стін - 0,5-0,7;
- для стелі - 0,7-0,9;
- для підлоги - 0,4-0,5.

Для стін приміщень, орієнтованих на південний бік горизонту, застосовують матеріали і фарби неяскарих холодних тонів з коефіцієнтом відбиття 0,7-0,8, на північний бік - теплі тони з коефіцієнтом відбиття 0,6-0,7.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Характеристики району будівництва прийняті відповідно до [8] наведені в таблиці 2.1.

Район будівництва - м. Чернівці.

Таблиця 2.1 – Характеристика району будівництва

№	Параметр	Значення параметра
1	Будівельний кліматичний район	ІВ
2	Вітровий район	ІІІ
3	Сніговий район	ІІ
4	Середня температура найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92	-29 °С
5	Тривалість опалювального періоду для періоду із середньодобовою температурою повітря не більше 8 °С	161 добу
6	Середня температура зовнішнього повітря для періоду із середньодобовою температурою повітря не більше 8 °С	-9,5 °С
7	Тривалість опалювального періоду для періоду із середньодобовою температурою повітря не більше 10 °С	179 діб
8	Середня температура зовнішнього повітря для періоду із середньодобовою температурою повітря не більше 10 °С	-8,2 °С
9	Нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м ² горизонтальної поверхні землі, кПа	1,1
10	Нормативне значення вітрового тиску, кПа	0,38
11	Переважаючий напрямок вітру за грудень-лютий	ПдЗх
12	Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень, м/с	3,8
13	Сейсмічність майданчика будівництва, у балах, за ступеня сейсмічної небезпеки	А-6, В-6, С-7

2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включно з її просторовою схемою, прийнятою під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

2.2.1 Загальні положення

Будівля має два 24-ох метрові консольні вильоти покриття. Загальна висота будівлі 15,4 м.

Каркас проєктованої будівлі є рамно-зв'язковим. Основу каркасу складають поперечні рами, що складаються з колон, жорстко затиснутих із фундаментом, і ригелів (кроквяних ферм). По ригелях рам укладаються конструкції покриття.

Поперечні рами сприймають і передають на фундаменти всі вертикальні та горизонтальні навантаження, що діють у їхніх площинах.

Довжина будівлі становить 84 м (в осях 1-15), ширина - 42 м (в осях А-І). Ухил покрівлі - змінний, по фермі.

Прив'язку колон до поздовжніх і поперечних розбивочних осей приймають центральну.

Геометричну незмінність каркасу в поперечному напрямку забезпечує поперечна рама (жорстке сполучення колон із фундаментами), у поздовжньому напрямку за рамно-зв'язкової системи – система вертикальних зв'язків у колонах і конструкціях покриттів, система горизонтальних зв'язків у площинах поясів ферм.

Статичний розрахунок будівлі проведено в програмному комплексі SCAD office. Модель прийнято зі стрижневих елементів різних перерізів. Геометрія розрахункової моделі в точності відповідає конструкціям проєктованої будівлі. Також враховуються фізичні характеристики застосовуваних матеріалів, особливості їхньої роботи під навантаженням і спільність роботи всього комплексу елементів як статично невизначеної системи.

2.2.2 Створення розрахункової схеми будівлі

Розрахункова схема, створена в ПК SCAD, зображена на рисунку 2.1.

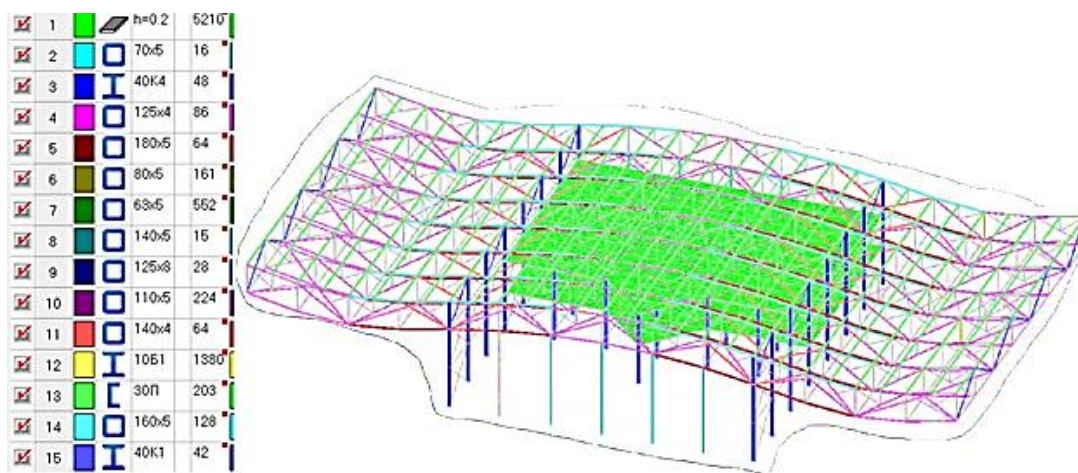


Рисунок 2.1 – Згенерована схема в ПК SCAD із зазначенням типів жорсткості

2.3 Збір навантажень

2.3.1 Постійне навантаження

Постійне навантаження містить у собі власну вагу конструкцій каркасу, яку задають у ПК SCAD автоматично, і навантаження від ваги покриття та огорожувальних конструкцій. Навантаження від власної ваги металевих елементів каркасу показано на рисунку 2.2.

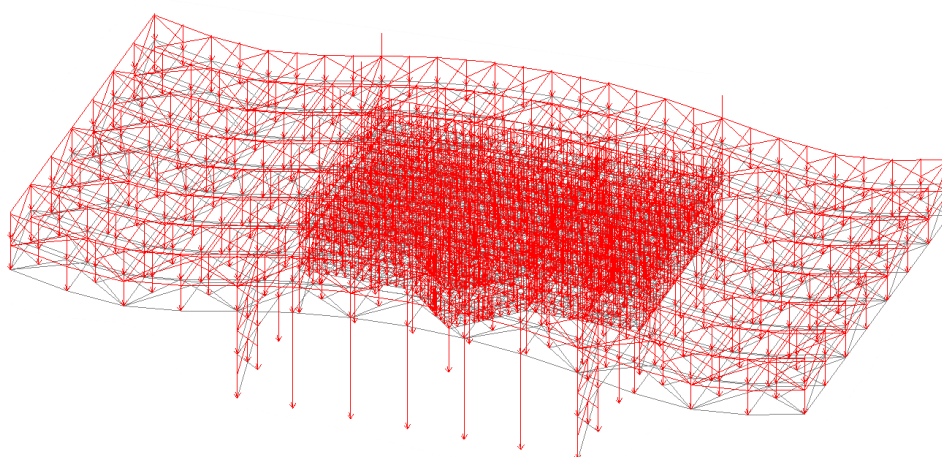


Рисунок 2.2 – Навантаження від власної ваги металевих елементів каркасу

Навантаження від власної ваги залізобетонних елементів каркасу - на рисунку 2.3, навантаження від ваги покриття наведено на рисунку 2.4,

навантаження від ваги огорожувальних конструкцій - на рисунку 2.5.

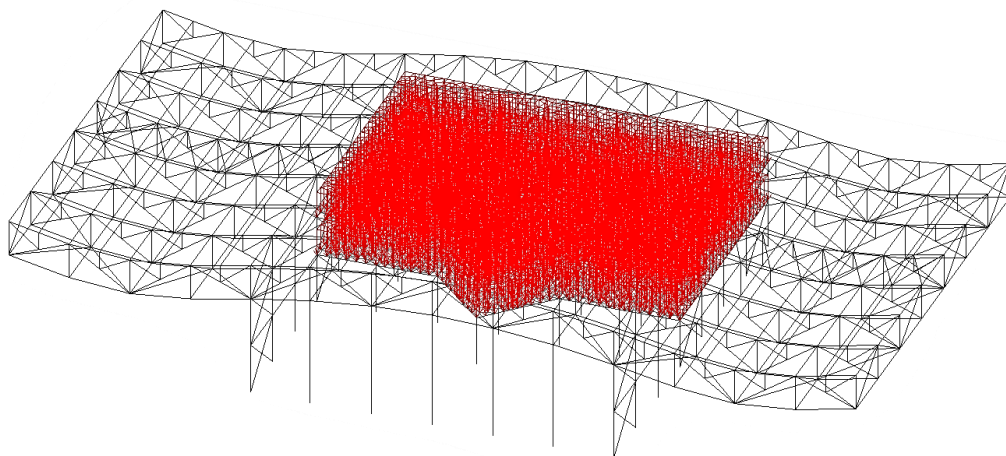


Рисунок 2.3 – Навантаження від власної ваги залізобетонних елементів каркасу

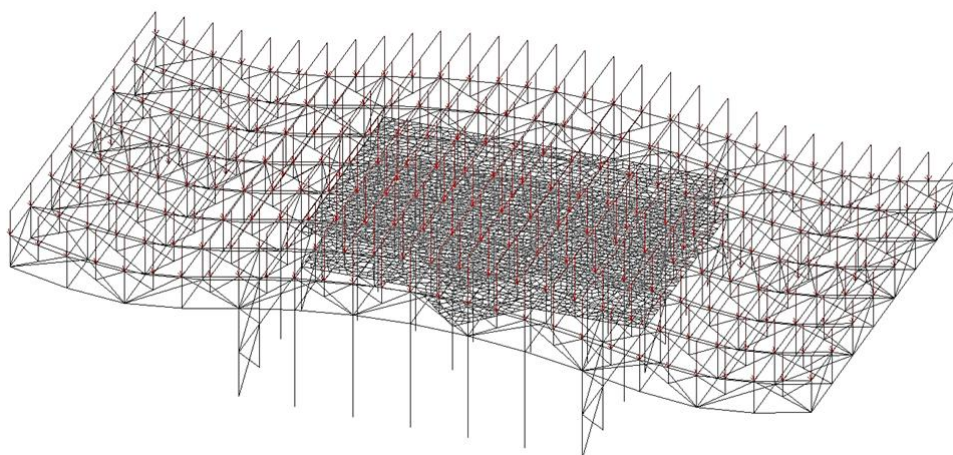


Рисунок 2.4 – Навантаження від ваги покриття

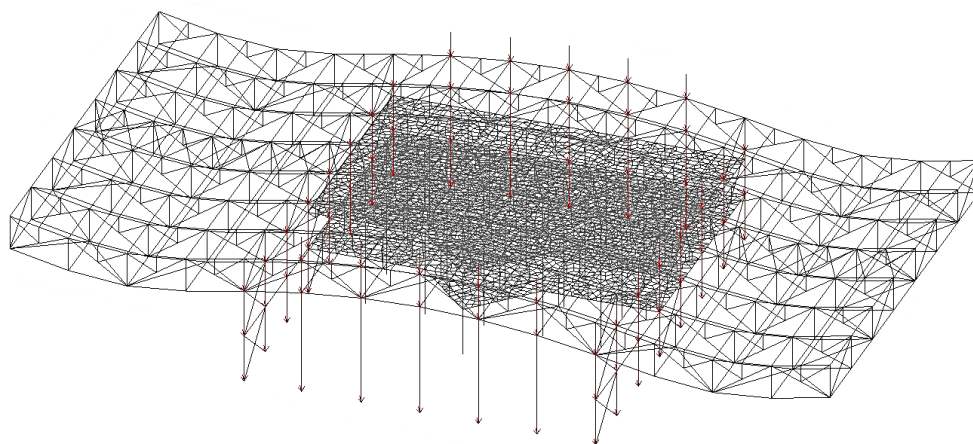


Рисунок 2.5 – Навантаження від ваги огорожувальних конструкцій

2.3.2 Тимчасове (тривале) навантаження на перекриття

Згідно з [8], значення рівномірно розподіленого короткочасного навантаження на перекриття другого поверху приймемо частково як для офісів, рівними 2 кН/м^2 , частково як для обідніх залів у кафе, рівними 3 кН/м^2 . Короткочасне навантаження на перекриття другого поверху показано на рисунку 2.6.

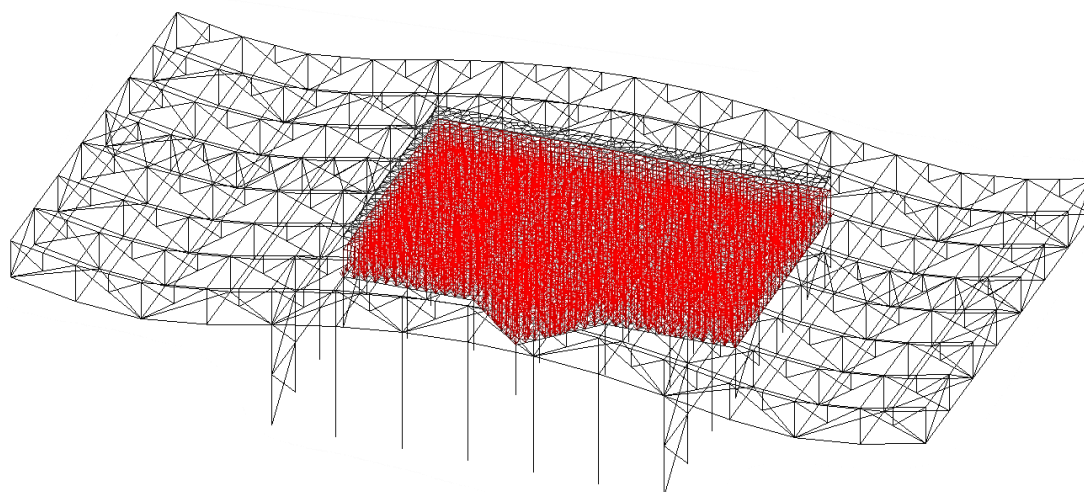


Рисунок 2.6 – Короткочасне навантаження на перекриття другого поверху

2.3.3 Вітрове навантаження

Розрахунок на вітрове навантаження ведемо відповідно до [8], згідно з яким нормативне вітрове навантаження слід визначати як суму середньої та пульсаційної складових за формулою

$$W = W_m + W_g, \quad (2.1)$$

де W_m - нормативне значення середньої складової основного вітрового навантаження;

W_g - нормативне значення пульсаційної складової основного вітрового навантаження.

Нормативне значення середньої складової основного вітрового навантаження w_m залежно від еквівалентної висоти z_e над поверхнею землі слід визначати за формулою

$$m_w = w_o k(z_e) c, \quad (2.2)$$

де w_o - нормативне значення вітрового тиску [8];

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e [8];

c - аеродинамічний коефіцієнт [8].

У таблиці 2.2 подано значення середньої складової вітрового навантаження (нормативного) w_m , а також нормативні значення рівномірно розподіленого навантаження q_w (т/м), зібраного з вантажної площі (вітрове навантаження прикладається на вертикальні елементи).

Оскільки м. Чернівці розташоване в III вітровому районі. Чернівці розташоване в III вітровому районі, нормативне значення вітрового тиску $w_o = 0,38$ кПа.

Таблиця 2.2 – Результати розрахунку вітрового навантаження для елементів каркаса

Висота	z_0	$k(z_e)$	m_w на 1м^2					w_q (норм)				
			A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
			-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,5					
5	5	0,5	-0,019	-0,015	-0,010	0,015	-0,010	-0,114	-0,091	-0,057	0,091	-0,057
10	10	0,65	-0,025	-0,020	-0,012	0,020	-0,012	-0,148	-0,119	-0,074	0,119	-0,074
10,96	10,96	0,669	-0,025	-0,020	-0,013	0,020	-0,013	-0,153	-0,122	-0,076	0,122	-0,076
11,59	11,59	0,682	-0,026	-0,021	-0,013	0,021	-0,013	-0,155	-0,124	-0,078	0,124	-0,078
11,8	11,8	0,686	-0,026	-0,021	-0,013	0,021	-0,013	-0,156	-0,125	-0,078	0,125	-0,078
13,6	13,6	0,722	-0,027	-0,022	-0,014	0,022	-0,014	-0,165	-0,132	-0,082	0,132	-0,082
15,4	15,4	0,758	-0,029	-0,023	-0,014	0,023	-0,014	-0,173	-0,138	-0,086	0,138	-0,086

Навантаження від середньої складової вітрового навантаження вздовж осі X

зображено на рисунку 2.7, вздовж осі Y - на рисунку 2.8. Аналогічно прикладено навантаження проти осі X і проти осі Y.

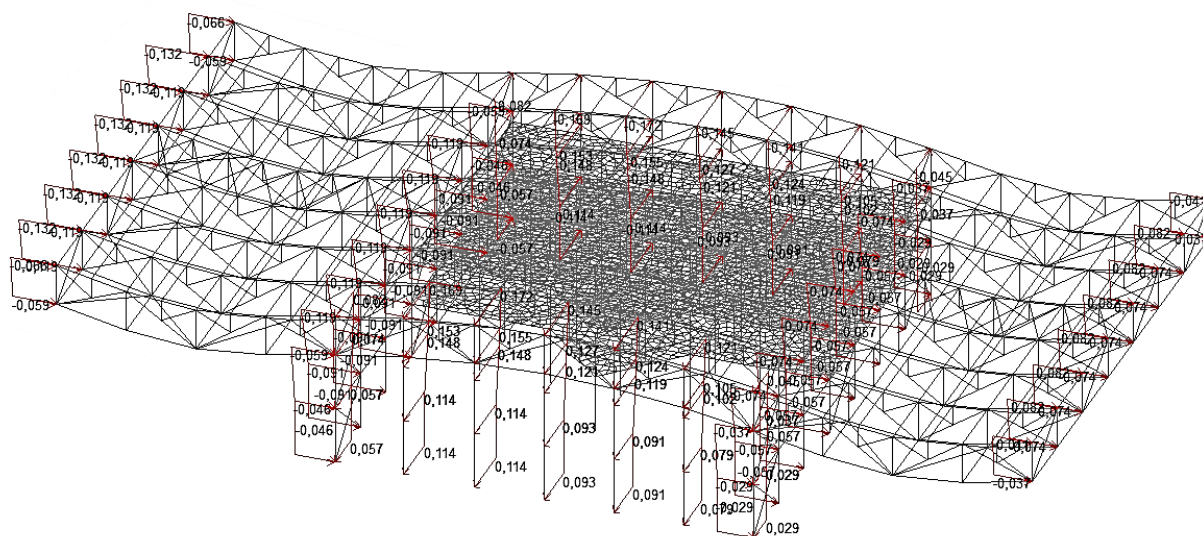


Рисунок 2.7 – Навантаження від середньої складової вітрового навантаження (уздовж осі X)

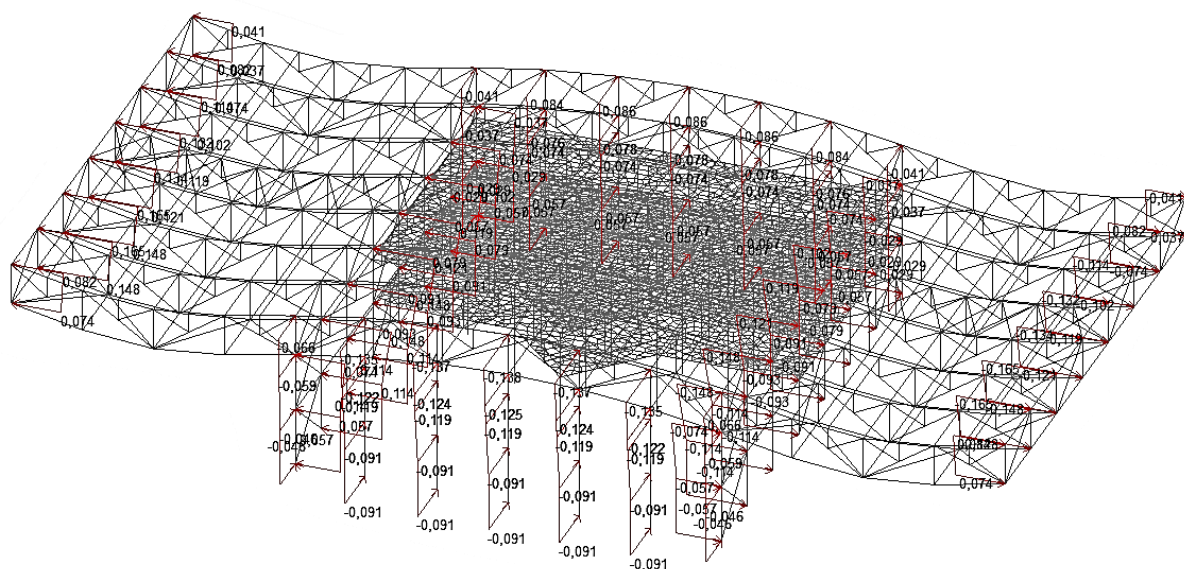


Рисунок 2.8 – Навантаження від середньої складової вітрового навантаження (уздовж осі Y)

Пульсаційну складову вітрового навантаження обчислюємо за допомогою ПК SCAD шляхом створення динамічних завантажень для кожної зі статичних

складових вітрового навантаження, створених раніше.

Подібну операцію повторюємо для напрямків дії вітру проти напрямку осі X, аналогічно щодо і проти осі Y.

2.3.4 Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід визначати за формулою

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g, \quad (2.3)$$

де c_e – коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів [8];

c_t - термічний коефіцієнт [8];

μ - коефіцієнт форми, що враховує перехід від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття [8];

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі [8].

Коефіцієнт μ визначається інтерполяцією за [8].

Значення коефіцієнта c_e для пологих будівель обчислюється за формулою

$$e_c = (k_v - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c), \quad (2.4)$$

де k_v - коефіцієнт, що залежить від середньої швидкості вітру в зимовий період і середньомісячної температури повітря в січні [8];

k - коефіцієнт, що залежить від висоти над рівнем планувальної позначки землі [8];

$l_c = 2b - \frac{b^2}{l_{\max}}$ – характерний розмір покриття, не більше 100 м;

b - найменший розмір покриття в плані;

l_{max} - найбільший розмір покриття в плані.

$$c_e = (1,4 - 0,4\sqrt{0,758}) (0,8 + 0,002 \cdot 63) = 0,974;$$

$$S_0 = 0,974 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,1 = 1,071 \text{ кН/м}^2.$$

Застосування снігового навантаження показано на рисунку 2.9.

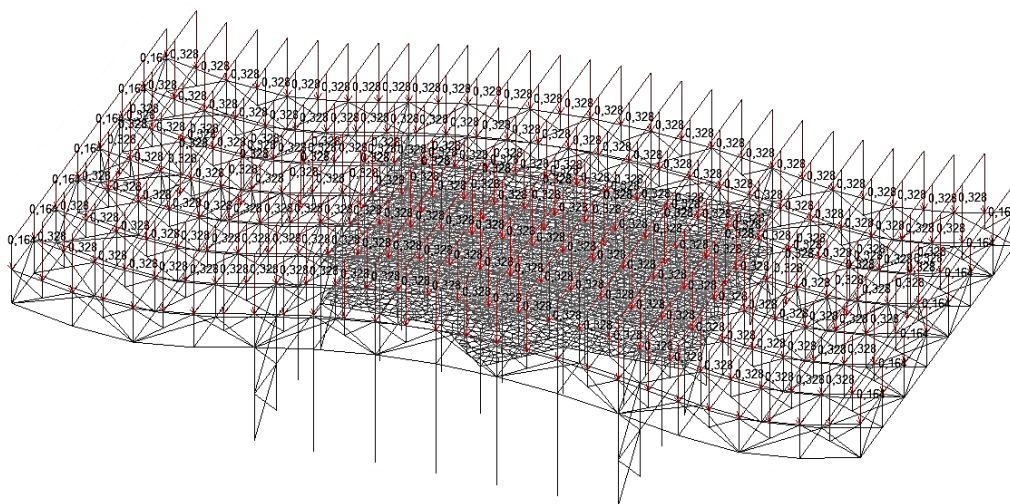


Рисунок 2.9 – Снігове навантаження

2.4 Результати розрахунку

Розрахунок будівлі необхідно проводити з урахуванням найбільш несприятливих поєднань навантажень і внутрішніх зусиль.

На рисунках 2.10-2.12 наведено значення переміщень каркаса будівлі.

	Z _{min}	
	MM	MM
☒	-212,702	-199,037
☒	-199,037	-185,371
☒	-185,371	-171,706
☒	-171,706	-158,04
☒	-158,04	-144,375
☒	-144,375	-130,709
☒	-130,709	-117,044
☒	-117,044	-103,378
☒	-103,378	-89,713
☒	-89,713	-76,048
☒	-76,048	-62,382
☒	-62,382	-48,717
☒	-48,717	-35,051
☒	-35,051	-21,386
☒	-21,386	-7,72
☒	-7,72	5,945

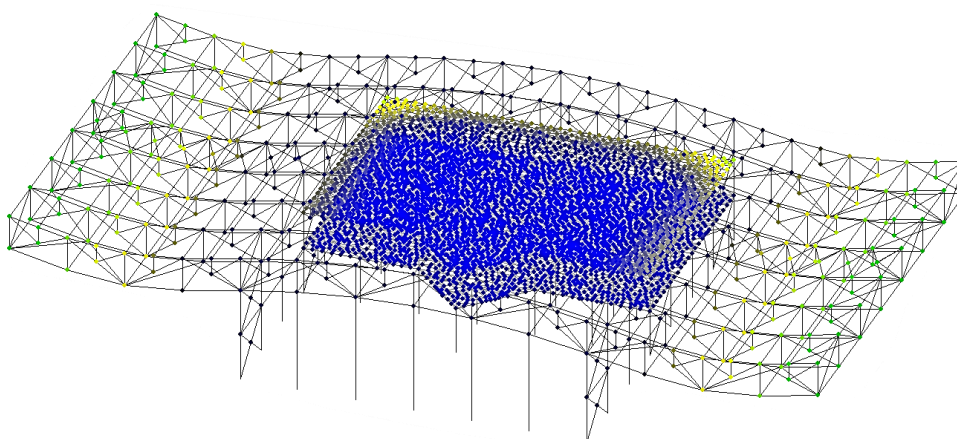


Рисунок 2.10 – Вертикальні переміщення по осі Z

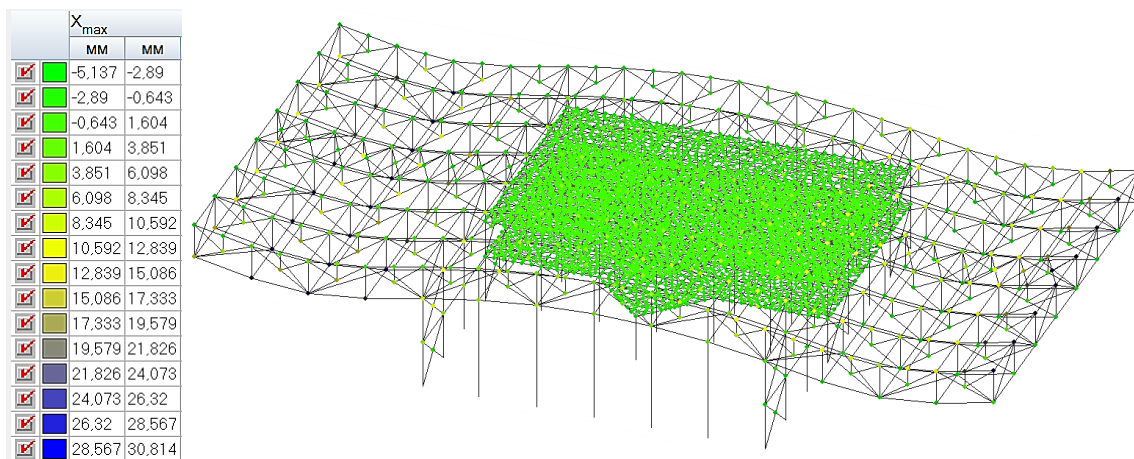


Рисунок 2.11 – Горизонтальні переміщення по осі X

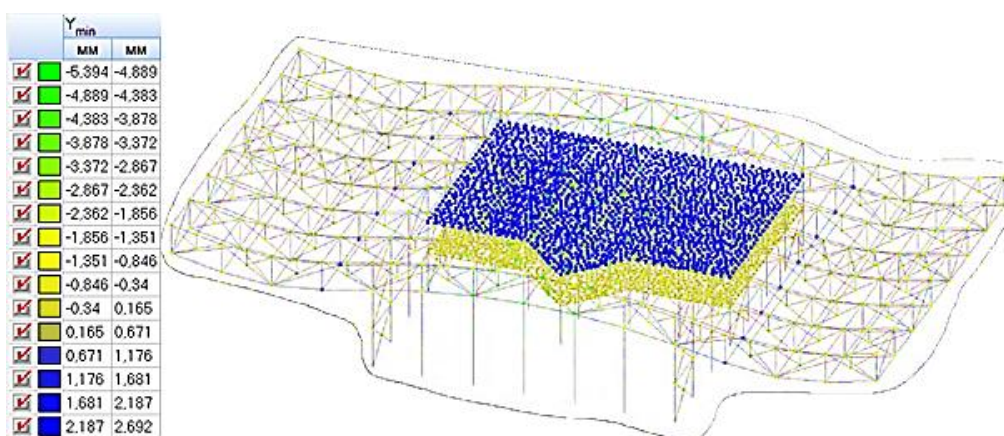


Рисунок 2.12 – Горизонтальні переміщення по осі Y

Вертикальний граничний прогин балок, ферм не повинен перевищувати при прольоті 48 м (значення подвоєного вильоту).

За результатами розрахунку в ПК SCAD максимальне переміщення консольних вильотів від відповідної комбінації становить 137,956 мм (рисунок 2.13), що менше за граничне значення 160 мм.

Жорсткість, стійкість і геометричну незмінність будівлі забезпечено.

На рисунках 2.14-2.16 показано епюри зусиль у стрижнях каркаса будівлі.

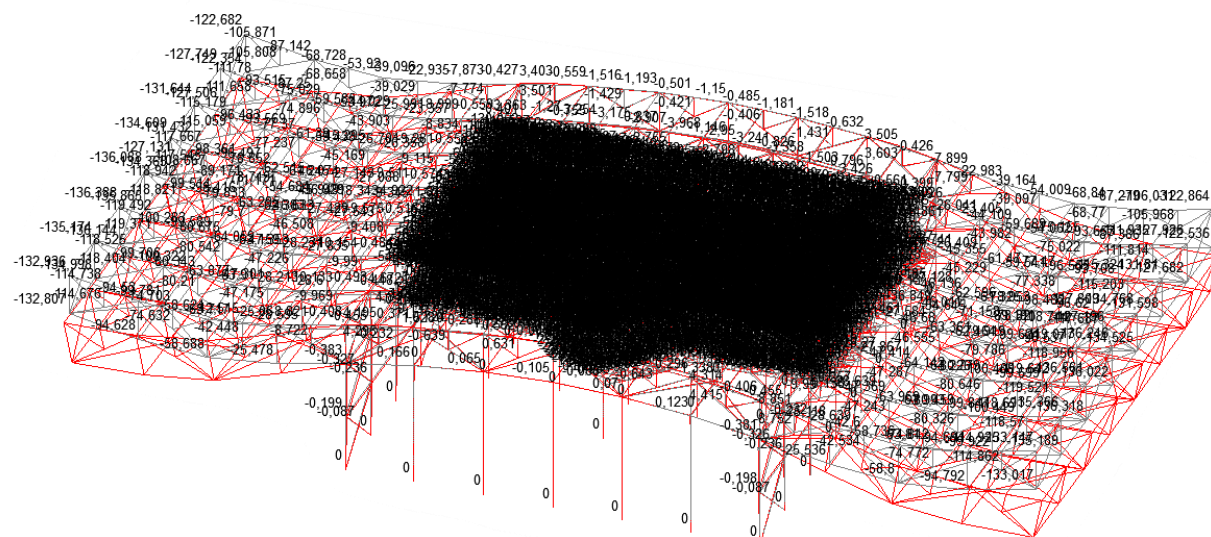


Рисунок 2.13 – Значення переміщень каркаса будівлі по осі Z

	N	T	T
✓	✓	-83.023	-72.307
✓	✓	-72.307	-61.59
✓	✓	-61.59	-50.873
✓	✓	-50.873	-40.157
✓	✓	-40.157	-29.44
✓	✓	-29.44	-18.724
✓	✓	-18.724	-8.007
✓	✓	-8.007	2.709
✓	✓	2.709	13.426
✓	✓	13.426	24.143
✓	✓	24.143	34.859
✓	✓	34.859	45.576
✓	✓	45.576	56.292
✓	✓	56.292	67.009
✓	✓	67.009	77.725
✓	✓	77.725	88.442

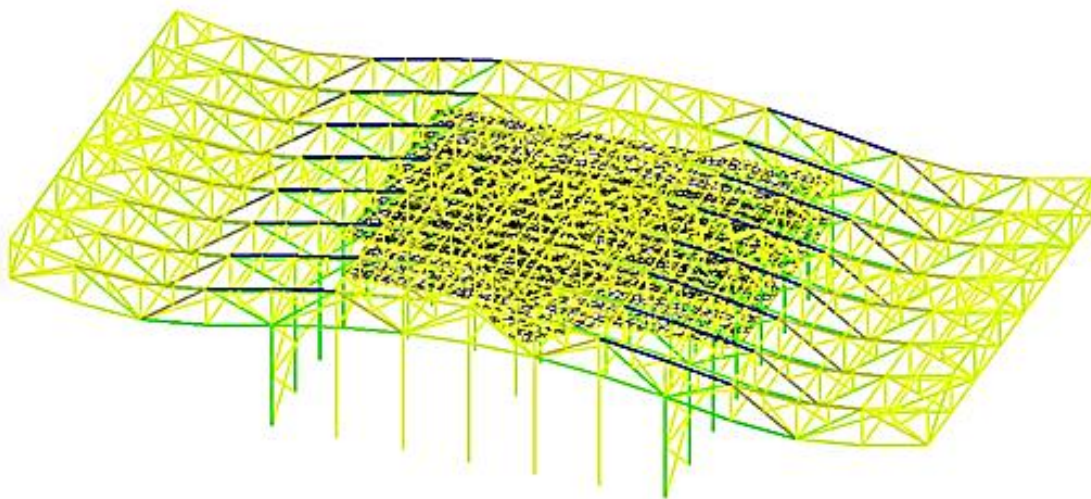


Рисунок 2.14 – Розподіл поздовжніх сил N, т, у стрижнях

	M _y	T*М	T*М
✓	✓	-51.825	-45.356
✓	✓	-45.356	-38.886
✓	✓	-38.886	-32.416
✓	✓	-32.416	-25.947
✓	✓	-25.947	-19.477
✓	✓	-19.477	-13.007
✓	✓	-13.007	-6.538
✓	✓	-6.538	-0.068
✓	✓	-0.068	6.401
✓	✓	6.401	12.871
✓	✓	12.871	19.341
✓	✓	19.341	25.81
✓	✓	25.81	32.28
✓	✓	32.28	38.75
✓	✓	38.75	45.219
✓	✓	45.219	51.689

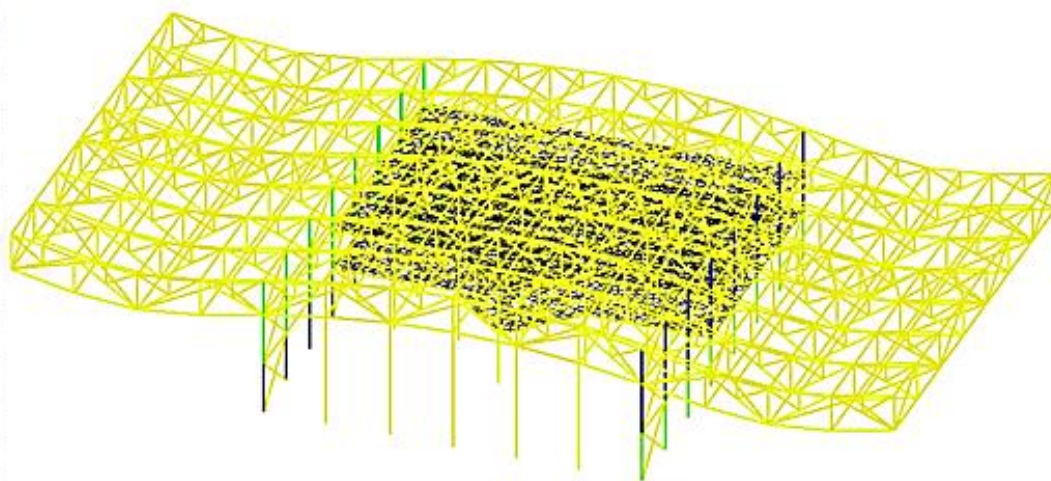


Рисунок 2.15 – Розподіл згинальних моментів M, т*М, у стрижнях

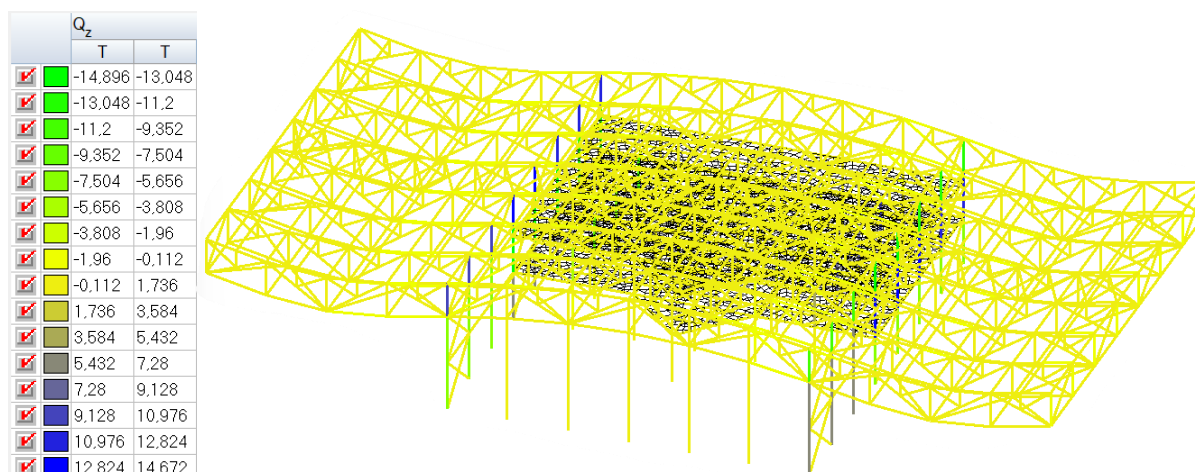


Рисунок 2.16 – Розподіл поперечних сил Q, т, у стрижнях

2.4.1 Аналіз результатів розрахунку

Результат експертизи перерізів показано на рисунку 2.17.

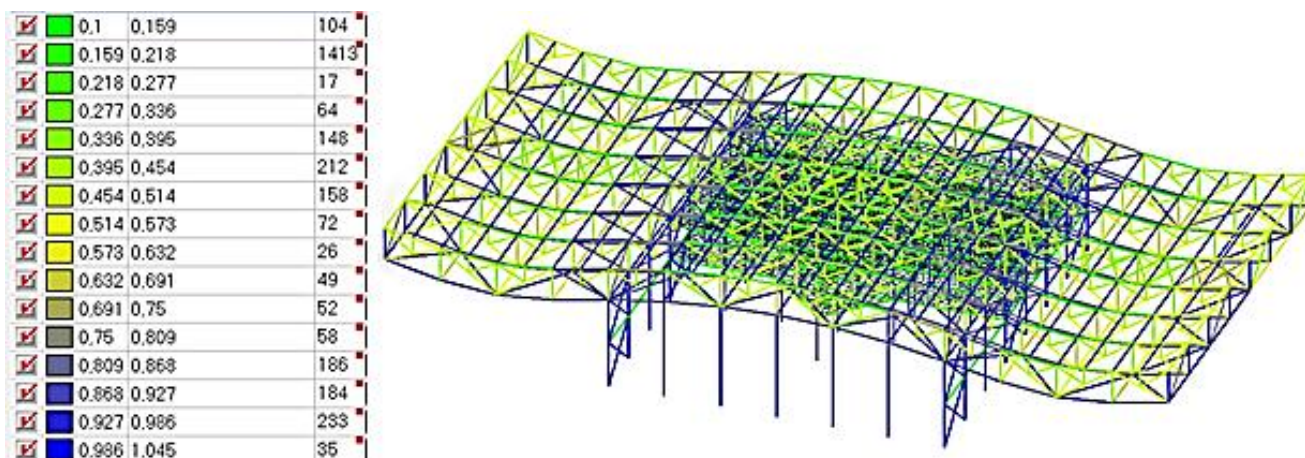


Рисунок 2.17 – Результат експертизи перерізів

У таблиці 2.3 наведено результати добору перерізів згідно з розрахунком у ПК SCAD.

Таблиця 2.3 – Результати підбору перерізів у ПК SCAD

Найменування елемента	Перетини	Сортамент
Основні колони	40K4	Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць
Колони 1-го поверху	40K1	
Головні балки	35Б1	
Другорядні балки	25Б1	

Продовження таблиці 2.3

Стійки ферми поруч із колонами. Опорні розкоси ферми. Шпренгельні стійки. Шпренгельні розкоси. Зв'язки по колонах. Розпірки між колонами. Зв'язки по ВП ферм	63×5	Сталь холодногнута. Профілі замкнуті зварні квадратні та прямокутні загального призначення
Опорні стійки ферми	70×5	
Стійки ферми. Розпірки по НП ферм	80×5	
Розкоси ферми. Верхній пояс ферми	110×5	
Нижній пояс ферми. Зв'язки по НП ферм	125×4	
Вертикальні зв'язки по фермах	125×8	
Розкоси ферми поруч із колонами	140×4	
Фахверк	140×5	
Верхній пояс ферми над колонами	160×5	
Нижній пояс ферми над колонами	180×5	Швелери сталеві гарячекатані
Прогони	30П	

2.5 Перевірка перерізів елементів

2.5.1 Перевірка перерізу колони за віссю 5

Проведемо перевірку перерізу найбільш навантаженої колони.

Перетин колони - двотавр сталевий з паралельними гранями полиць 40К4.

Розрахункові зусилля в колоні:

$$N_{max} = -82,471 \text{ Т}; M_{відпов.} = 13,158 \text{ Т} \cdot \text{м}; Q_{відпов.} = -8,264 \text{ Т};$$

$$N_{відпов.} = -76,113 \text{ Т}; M_{max} = -28,148 \text{ Т} \cdot \text{м}; Q_{відпов.} = -8,501 \text{ Т}.$$

Виконаємо підбір сталі для колони. Прийmemo сталь С345Б-5 з розрахунковим опором $R_y = 300 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 20 до 40 мм включно.

Конструктивний розрахунок стрижня колони

Розрахункова довжина колони в площині рами

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l = 3 \cdot 5 = 15 \text{ м}.$$

Розрахункова довжина колони з площини рами

$$l_{ef,y} = \mu \cdot l = 3 \cdot 5 = 15 \text{ м}.$$

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-згинальних)

елементів суцільного перерізу зі сталі з нормативним опором $R_{уп} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, що не піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень, у разі напружень $\tau < 0,5R_s$ і $\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y$ слід виконувати за формулою

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{B}{W_{wn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.5)$$

де N , M_x , M_y - поздовжня сила і згинні моменти, відповідно за найбільш несприятливого їх поєднання;

A_n - площа поперечного перерізу профілю нетто, тобто з урахуванням ослаблення його отворами;

R_y - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею текучості;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

c_x , c_y , n - коефіцієнти згідно з [15];

$W_{xn,min}$, $W_{yn,min}$ - моменти опору перерізу.

Виконаємо розрахунок на дію N_{max} і $M_{відпов.}$

Перевіримо умови виконання розрахунку

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot t} < 0,5 \cdot R_s, \quad (2.6)$$

де $Q_y = -8,264 \text{ т}$ - поперечна сила в перерізі (згідно з розрахунком у ПК SCAD);

$S_x = 2513,15 \text{ см}^3$ - статичний момент півсічення;

$I_x = 98340 \text{ см}^4$ - момент інерції перерізу;

t - товщина профілю.

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 300 = 174 \text{ Н/мм}^2$ - розрахунковий опір сталі зсуву.

$$\tau = \frac{81,069 \cdot 10^3 \cdot 2513,15 \cdot 10^3}{98340 \cdot 10^4 \cdot 29,5} = 7,02 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,5 \cdot 174 = 87 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y \quad (2.7)$$

де $N = -82,471$ т - поздовжня сила в перерізі (згідно з розрахунком у ПК SCAD);

$A_n = 308,6$ см² - площа поперечного перерізу профілю нетто, тобто з урахуванням ослаблення його отворами.

$$\sigma = \frac{809,041 \cdot 10^3}{308,6 \cdot 10^2} = 26,22 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,1 \cdot 300 = 30 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Формулу (2.5) можна застосовувати при виконанні такої умови

$$\frac{M}{R_{yf}\gamma_c h_{ef}^2 t_w (r\alpha_f + \alpha)} \leq 1, \quad (2.8)$$

де α - коефіцієнт, що визначається за [15];

r - слід визначати за [15].

$$\frac{129,077 \cdot 10^6}{300 \cdot 0,95 \cdot 400^2 \cdot 19 \cdot (1 \cdot 0,238 + 0,235)} = 0,31 \leq 1.$$

Умова виконується.

Зробимо перевірочний розрахунок на міцність за формулою (2.5)

$$\left(\frac{809,041 \cdot 10^3}{308,6 \cdot 10^2 \cdot 300 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{11,577 \cdot 10^6}{1,47 \cdot 4694,03 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 0,95} + \frac{129,077 \cdot 10^6}{1,045 \cdot 1575 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 0,95} = 0,31 \leq 1.$$

Умова виконується.

Перевіримо стійкість стрижня колони з I40K4, прийнятого при компонуванні поперечної рами каркаса.

Геометричні характеристики перерізу за сортаментом:

$A = 308,6$ см²; $I_x = 98340$ см⁴; $W_x = 4694,03$ см³; $i_x = 17,85$ см; $i_y = 10,1$ см; $h = 419$ мм; $b_f = 400$ мм; $t_f = 29,5$ мм; $t_w = 19$ мм.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{15000}{178,5} = 84,03;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 84,03 \cdot \sqrt{\frac{300}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,21.$$

Перевіримо стійкість стрижня колони в площині рами, для чого обчислимо коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{809,041}{0,408 \cdot 308,6 \cdot 300 \cdot 10^{-1} \cdot 0,95} = 0,225 < 1.$$

Тут коефіцієнт $\varphi_e = 0,408$ підрахований за [15] залежно від $\bar{\lambda}_x = 3,21$ та $m_{ef,x} = \eta \cdot m = 0,929 \cdot 1,05 = 0,975$, де $\eta = 0,929$ обчислений залежно від

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{15,95 \cdot 308,6}{4694,03} = 1,05;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{129,077 \cdot 10^2}{809,041} = 15,95 \text{ см};$$

$$\eta = (0,75 + 0,05m) + 0,01(5 - m)\bar{\lambda}_x = (0,75 + 0,05 \cdot 1,05) + 0,01(5 - 1,05) \cdot 3,21 = 0,929.$$

Оскільки коефіцієнт $\alpha < 1$, то стійкість стрижня колони в площині рами забезпечена.

Гранична гнучкість колони

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,225 = 166,5.$$

Фактична гнучкість

$$\lambda_x = 84,03 < [\lambda] = 166,5.$$

Умова виконується.

Стійкість стрижня колони в площині рами забезпечена.

Перевіримо стійкість стрижня колони з площини дії моменту.

Гнучкість стрижня з площини рами

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{15000}{101} = 148,51;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 148,51 \cdot \sqrt{\frac{300}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,67 > 3,14.$$

Відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{129,077 \cdot 10^2 \cdot 308,6}{809,041 \cdot 4694,03} = 1,05.$$

Коефіцієнт c , що враховує вплив моментів на втрату стійкості стрижня колони з площини рами, у разі $m_x \leq 5$ підраховується за формулою

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \leq 1.$$

Для розраховуваної колони за [15]

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,05 = 0,703;$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,614}{0,236}} = 1,61;$$

$$c = \frac{1,61}{1 + 0,703 \cdot 1,05} = 0,93.$$

Напруга в стрижні колони

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{809,041 \cdot 10}{0,93 \cdot 0,236 \cdot 308,6} = 119,71 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 285 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2},$$

тут $\varphi_y = 0,236$ за $\bar{\lambda}_y = 5,67$.

Умова виконується.

Стійкість стрижня колони з площини рами забезпечена.

Виконаємо розрахунок на дію $M_{\max}$ і $N_{\text{відпов.}}$

Перевіримо умови виконання розрахунку за формулами (2.6) і (2.7)

$$\tau = \frac{83,397 \cdot 10^3 \cdot 2513,15 \cdot 10^3}{98340 \cdot 10^4 \cdot 29,5} = 7,22 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,5 \cdot 174 = 87 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\sigma = \frac{746,665 \cdot 10^3}{308,6 \cdot 10^2} = 24,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,1 \cdot 300 = 30 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Формулу (2.5) можна застосовувати при виконанні умови (2.8)

$$\frac{276,134 \cdot 10^6}{300 \cdot 0,95 \cdot 400^2 \cdot 19 \cdot (1 \cdot 0,238 + 0,235)} = 0,674 \leq 1.$$

Умова виконується.

Зробимо перевірочний розрахунок на міцність за формулою (2.5)

$$\left(\frac{746,665 \cdot 10^3}{308,6 \cdot 10^2 \cdot 300 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{2,355 \cdot 10^6}{1,47 \cdot 4694,03 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 0,95} + \frac{276,134 \cdot 10^6}{1,045 \cdot 1575 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 0,95} = 0,615 \leq 1.$$

Умова виконується.

Перевіримо стійкість стрижня колони з I40K4, прийнятого при компонуванні поперечної рами каркаса.

Геометричні характеристики перерізу за сортаментом:

$A = 308,6 \text{ см}^2$; $I_x = 98340 \text{ см}^4$; $W_x = 4694,03 \text{ см}^3$; $i_x = 17,85 \text{ см}$; $i_y = 10,1 \text{ см}$; $h = 419 \text{ мм}$; $b_f = 400 \text{ мм}$; $t_f = 29,5 \text{ мм}$; $t_w = 19 \text{ мм}$.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{15000}{178,5} = 84,03;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 84,03 \cdot \sqrt{\frac{300}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,21.$$

Перевіримо стійкість стрижня колони в площині рами, для чого обчислимо коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{746,665}{0,295 \cdot 308,6 \cdot 300 \cdot 10^{-1} \cdot 0,95} = 0,288 < 1.$$

Тут коефіцієнт $\varphi_e = 0,295$ підрахований за [15] залежно від $\bar{\lambda}_x = 3,21$ та $m_{ef,x} = \eta \cdot m = 0,897 \cdot 2,43 = 2,18$, де $\eta = 0,897$ обчислений залежно від

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{36,98 \cdot 308,6}{4694,03} = 2,43;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{276,134 \cdot 10^2}{746,665} = 36,98 \text{ см};$$

$$\eta = (0,75 + 0,05m) + 0,01(5-m)\lambda_x = (0,75 + 0,05 \cdot 2,43) + 0,01(5-2,43) \cdot 3,21 = 0,897.$$

Оскільки коефіцієнт $\alpha < 1$, то стійкість стрижня колони в площині рами забезпечено.

Гранична гнучкість колони

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,288 = 162,72.$$

Фактична гнучкість

$$\lambda_x = 84,03 < [\lambda] = 162,72.$$

Умова виконується.

Стійкість стрижня колони в площині рами забезпечена.

Перевіримо стійкість стрижня колони з площини дії моменту.

Гнучкість стрижня з площини рами

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{15000}{101} = 148,51;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 148,51 \cdot \sqrt{\frac{300}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,67 > 3,14.$$

Відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{276,134 \cdot 10^2 \cdot 308,6}{746,665 \cdot 4694,03} = 2,43.$$

Коефіцієнт c , що враховує вплив моментів на втрату стійкості стрижня колони з площини рами, у разі $m_x \leq 5$ підраховується за формулою

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \leq 1.$$

Для розраховуваної колони за [15]

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,43 = 0,772;$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,614}{0,236}} = 1,61;$$

$$c = \frac{1,61}{1 + 0,772 \cdot 2,43} = 0,56.$$

Напруга в стрижні колони

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{746,665 \cdot 10}{0,56 \cdot 0,236 \cdot 308,6} = 182,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 285 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2},$$

тут $\varphi_y = 0,236$ за $\bar{\lambda}_y = 5,67$.

Умова виконується.

Стійкість стрижня колони з площини рами забезпечена. Порівнявши

результати ручної перевірки перерізу колони та розрахунок у ПК SCAD, маємо, що за стійкістю в площині дії моменту коефіцієнт використання дорівнює 0,288, а в SCAD $K_{max} = 0,303$. Розрахунок практично сходиться. Аналогічно практично сходиться розрахунок при перевірці стійкості з площини дії моменту - в ручному рахунку 0,641, у SCAD $K_{max} = 0,575$. Також практично збігаються результати розрахунку при перевірці гнучкості - у ручному рахунку 51% і 96%, у SCAD 0,56 і 0,99.

Невелика похибка в ручному рахунку могла вийти через округлення значень і неточний підбір коефіцієнтів.

Переконавшись у коректності розрахунків, приймаємо перерізи, підібрані в ПК SCAD.

2.5.2 Перевірка перерізу розтягнуто-згинального елемента верхнього пояса ферми

Проведемо перевірку перерізу найбільш навантаженого елемента верхнього пояса ферми.

Перетин елемента верхнього пояса ферми - квадратна сталева труба 160×5.

Розрахункові зусилля в елементі верхнього пояса ферми:

$$N_{max} = 88,572 \text{ т}; M_{\text{відпов.}} = -0,272 \text{ т} \cdot \text{м}; Q_{\text{відпов.}} = 0,064 \text{ т};$$

$$N_{\text{відпов.}} = 87,524 \text{ т}; M_{max} = -0,847 \text{ т} \cdot \text{м}; Q_{\text{відпов.}} = -0,471 \text{ т}.$$

Приймемо сталь С345-5 з розрахунковим опором $R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 2 до 10 мм включно.

Конструктивний розрахунок елемента верхнього поясу

Розрахункова довжина елемента верхнього поясу в площині рами

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l = 1 \cdot 3,057 = 3,057 \text{ м}.$$

Розрахункова довжина елемента верхнього поясу з площини рами

$$l_{ef,y} = \mu \cdot l = 1 \cdot 3,057 = 3,057 \text{ м}.$$

Розрахунок на міцність позацентрово-розтягнутих (розтягнуто-вигнутих) елементів суцільного перерізу зі сталі з нормативним опором 440 Н/мм, що не

піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень, у разі напружень $\tau < 0,5R_s$ і $\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y$ слід виконувати за формулою (2.5).

Виконаємо розрахунок на дію N_{max} і $M_{відпов.}$

Перевіримо умови виконання розрахунку за формулами (2.6) і (2.7)

$$\tau = \frac{0,624 \cdot 10^3 \cdot 85,8 \cdot 10^3}{1174 \cdot 10^4 \cdot 5} = 0,912 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,5 \cdot 197,2 = 98,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\sigma = \frac{868,892 \cdot 10^3}{29,9 \cdot 10^2} = 290,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} > 0,1 \cdot 340 = 34 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Умови виконуються.

Зробимо перевірочний розрахунок на міцність за формулою (2.5)

$$\left(\frac{868,892 \cdot 10^3}{29,9 \cdot 10^2 \cdot 340 \cdot 1} \right)^{1,5} + \frac{0,634 \cdot 10^6}{1,07 \cdot 147 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} + \frac{2,665 \cdot 10^6}{1,19 \cdot 147 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} = 0,85 \leq 1.$$

Умова виконується.

Виконаємо розрахунок на дію M_{max} і $N_{відпов.}$

Перевіримо умови виконання розрахунку за формулами (2.6) і (2.7)

$$\tau = \frac{4,616 \cdot 10^3 \cdot 85,8 \cdot 10^3}{1174 \cdot 10^4 \cdot 5} = 6,75 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,5 \cdot 197,2 = 98,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\sigma = \frac{858,608 \cdot 10^3}{29,9 \cdot 10^2} = 287,16 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} > 0,1 \cdot 340 = 34 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Умови виконуються.

Зробимо перевірочний розрахунок на міцність за формулою (2.5)

$$\left(\frac{858,608 \cdot 10^3}{29,9 \cdot 10^2 \cdot 340 \cdot 1} \right)^{1,5} + \frac{0,254 \cdot 10^6}{1,07 \cdot 147 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} + \frac{8,312 \cdot 10^6}{1,19 \cdot 147 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} = 0,92 \leq 1.$$

Умова виконується.

Перевіримо гнучкість елемента верхнього поясу ферми з труби 160×5, прийнятого під час компонування поперечної рами каркаса.

Гранична гнучкість розтягнутого елемента верхнього поясу ферми
 $[\lambda] = 400$.

Фактична гнучкість

$$\lambda = l_{ef} / i = 3057 / 62,7 = 48,76 < [\lambda] = 400.$$

Умова виконується.

Порівнюючи результати ручної перевірки перерізу елемента верхнього поясу ферми і розрахунок у ПК SCAD отримуємо, що за міцністю коефіцієнт використання дорівнює 0,92, а в SCAD $K_{max} = 0,928$. Розрахунок практично сходиться. Також практично збігаються результати розрахунку при перевірці гнучкості - у ручному рахунку 18,2%, у SCAD 0,195.

Невелика похибка в ручному рахунку могла вийти через округлення значень і неточний підбір коефіцієнтів.

Переконавшись у коректності розрахунків, приймаємо перерізи, підібрані в ПК SCAD.

2.5.3 Перевірка перерізу стиснутого елемента нижнього поясу ферми

Проведемо перевірку перерізу найбільш навантаженого елемента нижнього поясу ферми.

Перетин елемента нижнього поясу ферми - квадратна сталева труба 180×5.

Розрахункові зусилля в елементі нижнього поясу ферми:

$$N_{max} = -55,627 \text{ т}; M_{відпов.} = -0,066 \text{ т} \cdot \text{м}; Q_{відпов.} = -0,083 \text{ т}.$$

Підбір сталі для елемента нижнього поясу ферми виконаємо аналогічно верхньому поясу. Прийmemo сталь С345-5 з розрахунковим опором $R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$ за товщини прокату від 2 до 10 мм включно.

Конструктивний розрахунок елемента нижнього поясу.

Розрахункова довжина елемента нижнього поясу в площині рами

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l = 1 \cdot 6,114 = 6,114 \text{ м}.$$

Розрахункова довжина елемента нижнього поясу з площини рами

$$l_{ef,y} = \mu \cdot l = 1 \cdot 6,114 = 6,114 \text{ м}.$$

Розрахунок на міцність елементів зі сталі з нормативним опором

$R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ у разі центрального розтягування або стиснення силою N слід виконувати за формулою

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (2.9)$$

$$\frac{545,698 \cdot 10^3}{33,9 \cdot 10^2 \cdot 340 \cdot 1} = 0,473 \leq 1.$$

Умова виконується.

Перевіримо стійкість елемента нижнього поясу ферми з труби 180×5, прийнятого під час компоновання поперечної рами каркаса.

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{6114}{70,86} = 86,28;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 86,28 \cdot \sqrt{\frac{340}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,51.$$

Перевіримо стійкість елемента нижнього поясу ферми за формулою

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.10)$$

де $\varphi = 0,592$ - коефіцієнт стійкості під час центрального стиснення, значення якого визначають за [15] залежно від типу перерізу й умовної гнучкості $\bar{\lambda}$.

$$\frac{545,698 \cdot 10^3}{0,592 \cdot 33,9 \cdot 10^2 \cdot 340 \cdot 1} = 0,8 \leq 1.$$

Умова виконується.

Перевіримо гнучкість елемента нижнього поясу ферми. Гранична гнучкість стиснутого елемента нижнього поясу ферми $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,8 = 132$.

Фактична гнучкість

$$\lambda = 86,28 < [\lambda] = 132.$$

Умова виконується.

Порівнюючи результати ручної перевірки перерізу елемента нижнього поясу ферми і розрахунок у ПК SCAD підсумовуємо, що за міцністю коефіцієнт використання дорівнює 0,473, а в SCAD $K_{max} = 0,482$. Розрахунок практично сходиться. Аналогічно практично сходиться розрахунок при перевірці стійкості в площині ферми - в ручному рахунку 0,8, в SCAD $K_{max} = 0,813$. Також збігаються результати розрахунку при перевірці гнучкості – у ручному рахунку 65,4%, у SCAD 0,658.

Невелика похибка в ручному рахунку могла вийти через округлення значень і неточний підбір коефіцієнтів.

Переконавшись у коректності розрахунків, приймаємо перерізи, підібрані в ПК SCAD.

2.5.4 Перевірка перерізу зв'язків

Проведемо перевірку перерізу найбільш навантаженого зв'язку.

Перетин зв'язку - квадратна сталева труба 125×8.

Розрахункові зусилля у зв'язку:

$$N_{max} = -6,265 \text{ т}; M_{\text{відпов.}} = 0,15 \text{ т} \cdot \text{м}; Q_{\text{відпов.}} = -0,006 \text{ т}.$$

Розрахунок на міцність елементів у разі дії моменту в одній із головних площин згідно з [15], слід виконувати за такою формулою

$$\frac{M}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.11)$$

де $M = 1,472 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – згинальний момент у перерізі (згідно з розрахунком у ПК SCAD);

$W_{n,min} = 120,48 \text{ см}^3$ - момент опору перерізу;

$R_y = 340 \text{ Н/мм}^2$ - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину

за межею текучості;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

$$\frac{1,472 \cdot 10^6}{120,48 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} = 0,036 \leq 1.$$

Умова виконується.

Розрахунок на міцність позацентрово-розтягнутих (розтягнуто-згинальних) елементів суцільного перерізу зі сталі з нормативним опором 440 Н/мм, що не піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень, за напружень $\tau < 0,5 \cdot R_s$ і $\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y$ слід виконувати за формулою (2.5).

Перевіримо умови виконання розрахунку за формулами (2.6) і (2.7)

$$\tau = \frac{0,055 \cdot 10^3 \cdot 73,7 \cdot 10^3}{753 \cdot 10^4 \cdot 8} = 0,067 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,5 \cdot 197,2 = 98,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\sigma = \frac{61,968 \cdot 10^3}{34,7 \cdot 10^2} = 17,86 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,1 \cdot 340 = 34 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Формулу (2.5) можна застосовувати при виконанні умови (2.8)

$$\frac{1,472 \cdot 10^6}{340 \cdot 1 \cdot 125^2 \cdot 8 \cdot (1 \cdot 0,238 + 0,235)} = 0,24 \leq 1.$$

Умова виконується.

Зробимо перевірочний розрахунок на міцність за формулою (2.5)

$$\left(\frac{61,463 \cdot 10^3}{34,7 \cdot 10^2 \cdot 340 \cdot 1} \right)^{1,5} + \frac{0,415 \cdot 10^6}{1,07 \cdot 120,48 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} + \frac{1,472 \cdot 10^6}{1,19 \cdot 120,48 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 1} = 0,092 \leq 1.$$

Умова виконується.

Гнучкості елементів $\lambda = l_{ef}/i$ не повинні перевищувати граничних значень λ_u .

Згідно з [15], для стиснутих елементів зв'язків $\lambda_u = 200$.

$$\lambda = l_{ef}/i = 6997/46,58 = 150,21 < \lambda_u = 200$$

Умова виконується.

Порівнюючи результати ручної перевірки перерізу зв'язку і розрахунок у ПК SCAD очевидно, що під час розрахунку міцності під час дії згинального моменту коефіцієнт використання дорівнює 0,036, а в SCAD $K_{max} = 0,035$.

Розрахунок практично сходиться. Аналогічно практично сходиться розрахунок міцності під час спільної дії поздовжньої сили і згинального моменту - у ручному рахунку 0,092, у SCAD $K_{max} = 0,097$. Також повністю збігаються результати розрахунку при перевірці гнучкості - у ручному рахунку 75,1%, у SCAD 0,751.

Невелика похибка в ручному рахунку могла вийти через округлення значень і неточний підбір коефіцієнтів.

Переконавшись у коректності розрахунків, приймаємо перерізи, підібрані в ПК SCAD.

2.5.5 Перевірка перерізу прогону

Проведемо перевірку перерізу прогону.

Перетин прогону - швелер сталевий з паралельними гранями полиць.

Розрахункові зусилля в прогоні:

$$M_{max} = 2,689 \text{ т} \cdot \text{м}; Q_{\text{відпов.}} = 1,793 \text{ т}; N_{\text{відпов.}} = 0,013 \text{ т.}$$

Розрахунок на міцність під час дії моменту в одній із головних площин виконаємо за формулою (2.11)

$$\frac{26,38 \cdot 10^6}{388,67 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 0,9} = 0,222 \leq 1.$$

Умова виконується.

Розрахунок на міцність у разі дії в перерізі поперечної сили виконаємо за формулою

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (2.12)$$

$$\frac{17,587 \cdot 224}{393 \cdot 0,65 \cdot 340 \cdot 0,9} = 0,055 \leq 1.$$

Умова виконується.

Розрахунок на стійкість виконаємо згідно з формулою

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.13)$$

де φ_b - коефіцієнт стійкості під час вигину, який визначають за [15] для балок з опорними перерізами, закріпленими від бічних зсувів і повороту;

W_{cx} - момент опору перерізу відносно осі x-x, обчислений для найбільш стисненого волокна стисненого поясу.

$$\frac{26,38 \cdot 10^6}{0,23 \cdot 388,67 \cdot 10^3 \cdot 340 \cdot 0,9} = 0,965 \leq 1.$$

Умова виконується.

Порівнюючи результати ручної перевірки перерізу прогону і розрахунок у ПК SCAD зрозуміло, що під час розрахунку міцності під час дії згинального моменту коефіцієнт використання дорівнює 0,222, а в SCAD $K_{max} = 0,233$. Розрахунок практично сходиться. Аналогічно практично сходиться розрахунок міцності під час дії поперечної сили - у ручному рахунку 0,055 у SCAD $K_{max} = 0,061$. Також збігаються результати розрахунку при перевірці стійкості - у ручному рахунку 0,965, у SCAD 0,971.

Невелика похибка в ручному рахунку могла вийти через округлення значень і неточний підбір коефіцієнтів.

Переконавшись у коректності розрахунків, приймаємо перерізи, підібрані в ПК SCAD.

РОЗДІЛ 3

ПРОЄКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції та основних розмірів фундаменту, а також у їхньому спільному розрахунку як однієї з частин споруди.

Основа, фундамент і наземна частина конструкції нерозривно пов'язані, впливають один на одного і мають розглядатися як єдина система.

Під час визначення основних розмірів фундаменту і конструктивної схеми необхідно враховувати:

- геологічна будова ґрунту;
- особливості будівельного майданчика;
- умови виконання робіт;
- чинники, що впливають на деформації та стійкість ґрунтів;
- особливості застосування навантажень;
- розміри і конструкцію фундаменту, а також будівлі загалом.

Проектом мають бути передбачені заходи, що не допускають або унеможлиблюють зниження несучої здатності ґрунтів основи, а за необхідності заходи, спрямовані на перетворення будівельних властивостей ґрунту.

3.1 Вихідні дані для проектування

Фундамент проектується під найбільш завантажену колону каркаса будівлі. Найбільш навантаженою виявилася металева колона з двотавра 40K4.

У ПК SCAD з урахуванням несприятливого поєднання зусиль знаходимо суму реакцій $\sum R_z$ на вісь Z. Приймаємо $\sum R_z = 1503,69$ кН.

Клас бетону ростверку за міцністю на стиск C20/25.

Район будівництва - м. Чернівці.

Інженерно-геологічну колонку представлено на рисунку 3.1.

Геологічну будову вивчено до глибини 15,0 м. У межах майданчика на

період вишукувань до глибини 15,0 м водоносний горизонт підземних вод не розкрито.

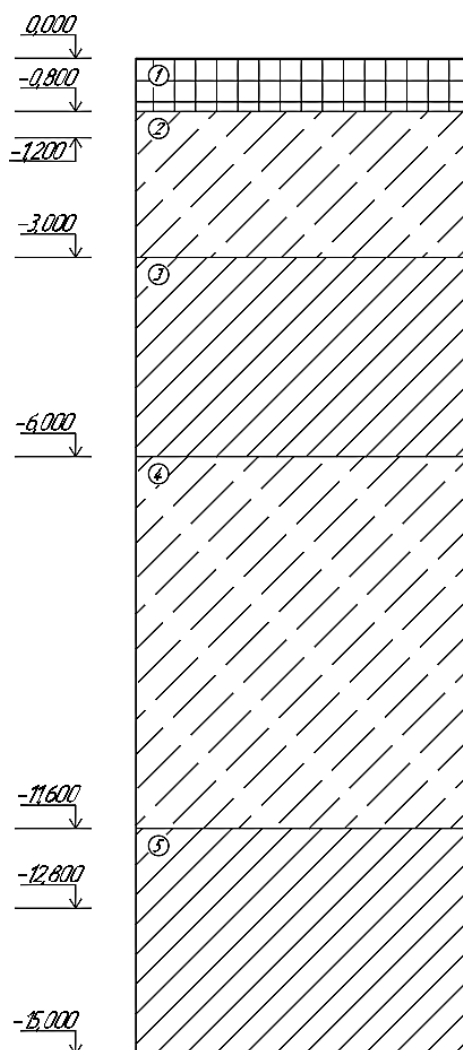


Рисунок 3.1 – Інженерно-геологічний розріз

Потужність насипного ґрунту - 0,8 м.

Нижче в межах усього майданчика вишукувань залягає супісок пластичний до глибини 3,0 м. Нижче позначки 3,0 м у межах усього майданчика залягає суглинок напівтвердий непросадочний до глибини 6,0 м. Нижче суглиноків у межах усього майданчика до глибини 11,6 м залягає супісок пластичний непросадочний. Нижче до глибини 15,0 м знову залягає суглинок напівтвердий непросадочний.

У лабораторії було визначено такі характеристики: ρ , ρ_s , w , w_L , w .

Щільність скелета ґрунту визначається за формулою

$$\rho_d = \rho / (1 + w) \quad (3.1)$$

де ρ - густина ґрунту в природному стані, т/м³,

w - вологість ґрунту.

Коефіцієнт пористості обчислюється за формулою

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (3.2)$$

де ρ_s - густина частинок ґрунту, т/м³.

Коефіцієнт водонасичення визначається за формулою

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (3.3)$$

де, $\rho_w = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$ - густина води

Показник текучості для глинистих ґрунтів розраховується за формулою

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}, \quad (3.4)$$

де w_p - вологість на межі пластичності, т/м³,

w_L - вологість на межі текучості, т/м³.

Питому вагу ґрунту обчислюють за формулою

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (3.5)$$

де g - прискорення вільного падіння.

Результати розрахунку зведемо в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Повне найменування ґрунту	h , м	Щільність, т/м ³			γ , кН/м ³	w ,	w_L	w_p	e ,	I_L	S_r ,	Розрахункові характеристики		
		ρ	ρ_s	ρ_d								C_n , кПа	φ , °	E , МПа
Насипний ґрунт (супісок)	0,8	1,75	·	·	17,5	·	·	·	·	·	·	·	·	·
Супісок пластичний	2,2	1,92	2,7	1,59	19,2	0,21	0,37	0,21	0,70	0,0	0,81	14,0	25,5	13,0
Суглинок напівтвердий.	3,0	1,8	2,7	1,45	18,0	0,24	0,39	0,23	0,86	0,06	0,75	21,7	21,8	13,7
Супісок пластичний	5,6	1,87	2,7	1,58	18,7	0,18	0,41	0,17	0,70	0,04	0,69	14,0	25,5	13,0
Суглинок напівтвердий.	3,4	1,85	2,7	1,47	18,5	0,26	0,34	0,24	0,84	0,20	0,84	22,3	22,1	14,3
														210

3.2 Визначення глибини закладення фундаменту

Виходячи з конструктивних міркувань, приймаємо позначку верху обрізу фундаменту -0,300 від рівня планування.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (3.6)$$

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання супісків (для Чернівців), м;

k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, що дорівнює 0,5 згідно з [12] для зовнішніх стін опалювальних будівель з підлогами по ґрунту за середньодобової температури внутрішнього повітря в приміщенні +20°C.

$$d_f = 0,5 \cdot 2,3 = 1,15 \text{ м.}$$

Оскільки ґрунтових вод не виявлено, то вони можуть бути нижчими за позначку -15,000 м, тобто d_w може бути $> d_f + 2$, а супіски завжди є ґрунтами, що пучиняться, то глибина залягання підосви фундаменту має бути не меншою, ніж d_f .

Остаточно приймаємо глибину закладення підосви фундаменту від рівня планування в супісок пластинчастий

$$d = 0 - 0,3 - 0,9 = 1,2 \text{ м, висота фундаменту } h = 0,9 \text{ м.}$$

3.3 Проектування пальового фундаменту

Проектування пальового фундаменту ведуть у такій послідовності:

- 1) призначають вид паль, їхні параметри, глибину закладення ростверку;
- 2) визначають несучу здатність паль;
- 3) знаходять їхню кількість у фундаменті;
- 4) виконують ескіз фундаменту залежно від конструктивних особливостей будівлі;
- 5) збирають навантаження з урахуванням ваги ростверку, виявляють їх найбільш несприятливі комбінації;
- 6) розраховують фундамент і його елементи (палі та ростверк) за міцністю;
- 7) виконують перевірочний розрахунок за деформаціями;
- 8) остаточно конструюють фундамент, оформляють робочі креслення, обчислюють обсяги робіт, їхню трудомісткість і вартість;
- 9) формулюють вимоги до виконання робіт і технології занурення та виготовлення паль (та їхньої якості).

3.3.1 Пальовий фундамент із забивних паль

Визначення несучої здатності забивної палі

Найширше поширення в регіоні мають палі марки С з ненапруженою арматурою перетином 300×300 мм і довжиною 3-12 м. Виходячи з наявних даних,

застосуємо палі суцільного квадратного перерізу розміром 300х300 мм і довжиною 12 м С100.30-8 .

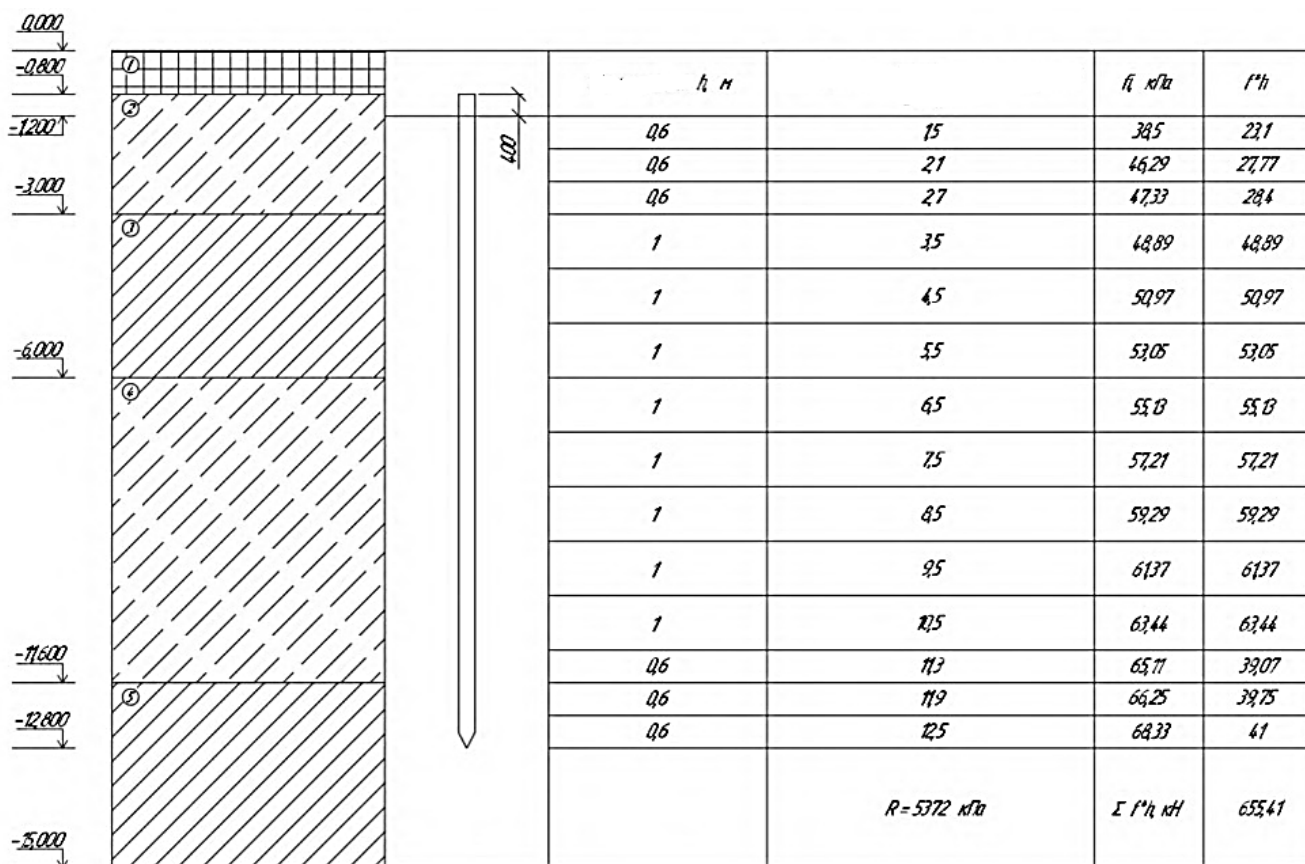


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема забивної палі

Згідно з [13] несучу здатність F_d висячої висячої забивної палі, що працює на стискуєче навантаження, слід визначати за формулою

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA + u\gamma_{cf} \sum f_i h_i), \quad (3.7)$$

де $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$\gamma_{cR} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі

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

A - площа спирання на ґрунт палі, м²;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$\gamma_{cf} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

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

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Визначимо площу перерізу палі за формулою

$$A = a \cdot a = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2.$$

Знайдемо периметр поперечного перерізу палі за формулою

$$u = 4a = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м.}$$

Значення R визначаємо за [12] і f визначаємо за [12].

$$F_d = 1(1 \cdot 5372 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 655,411) = 1269,97 \text{ кН.}$$

Згідно з [12] палю у складі фундаменту та одиночну за несучою здатністю ґрунту основи слід розраховувати виходячи з умови

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (3.8)$$

де N - розрахункове навантаження, що передається на палю;

F_d - несуча здатність палі;

$\gamma_0 = 1$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов при застосуванні пальових фундаментів;

$\gamma_n = 1,1$ - коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди;

$\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності за ґрунтом, якщо несучу здатність палі визначено розрахунком із використанням таблиць зводу правил. Підставимо отриману несучу здатність забивної палі в умову (3.8)

$$N \leq \frac{1 \cdot 1269,97}{1,1 \cdot 1,4} = 824,66 \text{ кН.}$$

Під час призначення навантаження, що допускається на палю, встановлюють обмеження з досвіду проєктування і виходячи із забезпечення надійності фундаменту. Приймаємо допустиме на палю навантаження 600 кН.

Визначення числа забивних паль у фундаменті та ескізне конструювання ростверку. Число паль у фундаменті встановлюється з умови максимального

3.3.2 Пальовий фундамент із буронабивних паль

Визначення несучої здатності буронабивної палі

Як другий варіант розглянемо буронабивні палі діаметром 300 мм і довжиною 12 м.

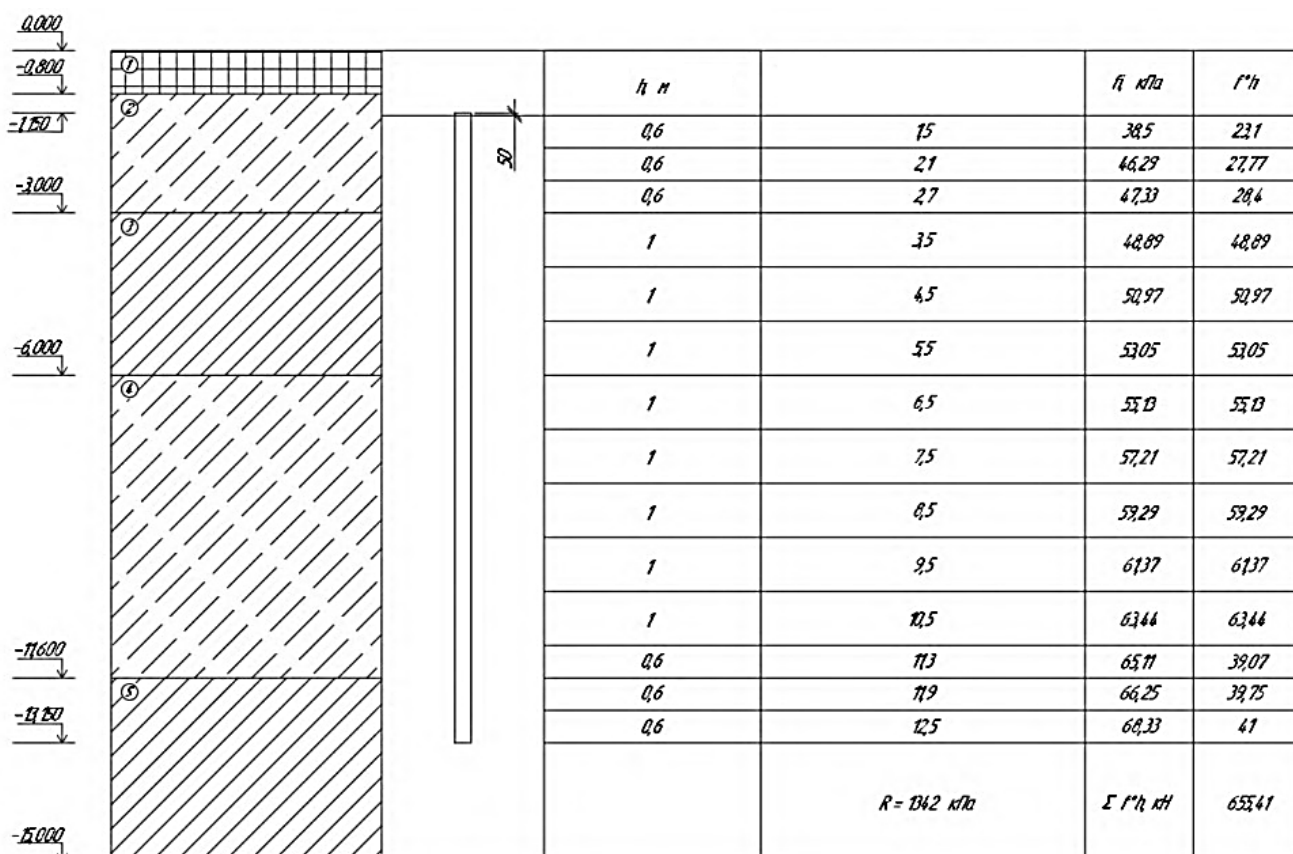


Рисунок 3.4 – Розрахункова схема буронабивної палі

Згідно з [12] несучу здатність F_d буронабивної палі, що працює на стискуюче навантаження, слід визначати за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{RR} R A + u \gamma_{Rf} \sum f_i h_i), \quad (3.10)$$

де $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$\gamma_{RR} = 1$ - коефіцієнт надійності за опором ґрунту під нижнім кінцем палі;

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

A - площа спирання на ґрунт палі, м²;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$\gamma_{Rf} = 0,7$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

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

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Визначимо площу перерізу палі за формулою

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,07 \text{ м}^2.$$

Знайдемо периметр поперечного перерізу палі за формулою

$$u = D \cdot \pi = 0,3 \cdot 3,14 = 0,94 \text{ м.}$$

Значення R визначаємо за [12] і f визначаємо за [12].

$$F_d = 1(1 \cdot 1342 \cdot 0,07 + 0,94 \cdot 0,7 \cdot 655,411) = 525,2 \text{ кН.}$$

Згідно з [12] палю у складі фундаменту й одиночну за несучою здатністю ґрунту основи слід розраховувати виходячи з умови (3.8).

$$N \leq \frac{1 \cdot 525,2}{1,1 \cdot 1,4} = 341,04 \text{ кН.}$$

Визначення числа буронабивних паль у фундаменті та ескізне конструювання ростверку

Число паль у фундаменті обчислюється з умови максимального використання їхньої несучої здатності за формулою (3.9).

$$n_{min} = \frac{1503,69}{341,04 - 0,9 \cdot 1,1 \cdot 20} = 4,68.$$

Приймаємо 5 паль з умови симетричного конструювання пальового ростверку. Розміщення паль у куці приймаємо в шаховому порядку так, щоб відстань між осями сусідніх забивних паль у куці була не менше ніж 1000 мм. Розміри ростверка в плані, враховуючи звиси його за зовнішні грані паль 150 мм - 1600×1600 мм.

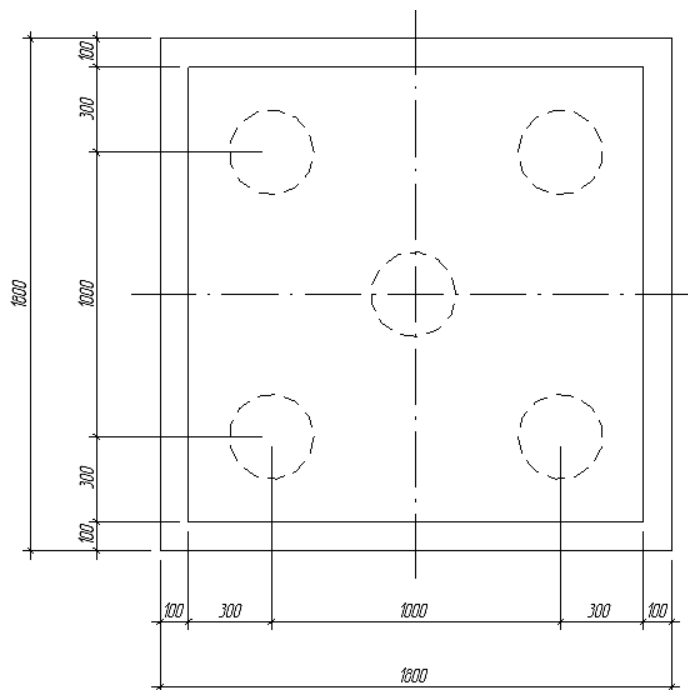


Рисунок 3.5 – Схема розташування буронабивних паль

3.3.3 Розрахунок і конструювання пальового фундаменту із забивних паль

Визначення навантажень на палі та перевірка умов за несучою здатністю

Основним критерієм проектування пальових фундаментів є умова (3.8).

Розрахункове навантаження на палю під час дії моментів визначається за формулою

$$N' = \frac{N'}{n} \pm \frac{M' \cdot y}{\sum(y_i^2)} - 1,1 \cdot 10 \cdot g \quad , \quad (3.11)$$

де $g_{пл}$ - маса палі;

y - відстань у площині дії моменту від головної осі куща до осі палі, зусилля в якій визначається, м;

y_i - відстань від головної осі до осі кожної з паль, м.

$$N^{1,2} = \frac{1503,69}{4} - \frac{276,13 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28 = 197,44 \text{ кН};$$

$$N^{3,4} = \frac{1503,69}{4} + \frac{276,13 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28 = 504,25 \text{ кН}.$$

$$N = 504,25 \text{ кН} \leq 824,66 \text{ кН}.$$

Умова виконується. Несуча здатність забивних паль забезпечена.

Конструювання пальового фундаменту

Проектований ростверк має розміри 1500х1500 мм.

Сполучення ростверку з палями - жорстке, оскільки присутні пучинисті ґрунти. Таким чином, перевірка паль за деформаціями на дію горизонтальних навантажень не потрібна.

На голови паль укладаються арматурні сітки плити.

Стрижні сіток, що потрапляють на палі, вирізають, а сітки укладають із захисним шаром у 50 мм.

Клас бетону для ростверків за міцністю на стиск - С20/25.

Армування підосви здійснювати сітками зі стрижнів арматури класу А500С.

Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Розрахунком на продавлювання плитної частини колоною перевіряється достатність прийнятої висоти ростверку.

Під час цього розрахунку уточнюють, що піраміда продавлювання починається від дна склянки з гранями, що становлять кут 45° з вертикаллю або торкаються внутрішніх граней паль.

Перевірка на продавлювання проводиться з умови

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{0p}}{\alpha} \left[\frac{h_{0p}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{0p}}{c_2} (l_c + c_1) \right], \quad (3.12)$$

де F - розрахункова продавлювальна сила, кН, яку визначають від навантаження, прикладеного до обрізу ростверку;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню;

h_{0p} - робоча висота перерізу ростверку, м;

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу сили N через стінки склянки (не менше 0,85);

c_1, c_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання (не більш як h_{0p} і не менш як $0,4h_{0p}$), м;

b_c, l_c - розміри перерізу колони.

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_{max}} = 1 - 0 = 1,$$

де A_c - площа бічної поверхні колони, закладеної в стакан фундаменту.

Оскільки металева колона не має закладення в стакан, то $A_c = 0$.

$$h_{0p} = 0,9 - 0,05 = 0,85 \text{ м.}$$

$$F = 2 \cdot (197,44 + 504,25) = 1403,38 \text{ кН.}$$

Підставимо отримані значення в умову (3.12)

$$1403,38 \leq \frac{2 \cdot 1050 \cdot 0,85}{1} \left[\frac{0,85}{0,58} (0,55 + 0,58) + \frac{0,85}{0,58} (0,57 + 0,58) \right] = 5964,4 \text{ кН.}$$

Умова виконується, продавлювання не відбувається. Розрахунок плити ростверку на продавлювання кутовою палею

Перевірка на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою

$$N \leq R_{bt} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right], \quad (3.13)$$

де, $N_{пл}$ – найбільше зусилля в кутовій палі, приймаємо рівним 504,25 кН;

h_{01} - робоча висота ступені ростверку, м;

β_1, β_2 - безрозмірні коефіцієнти, що залежать від h_{01}/c , але не менше 0,6 і не більше 1;

b_{01}, b_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м;

c_{01}, c_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до колони, м.

$$504,25 \leq 1050 \cdot 0,85 \left[1 \cdot \left(0,45 + \frac{0,58}{2} \right) + 1 \cdot \left(0,45 + \frac{0,58}{2} \right) \right] = 1320,9 \text{ кН.}$$

Умова виконується, продавлювання не відбувається.

Вибір палебійного обладнання

Палезабивне обладнання вибираємо з урахуванням його продуктивності, співвідношення маси молота і маси палі, що забивається, кліматичних факторів тощо.

Визначена несуча здатність палі має бути підтверджена під час забивання досягненням палею розрахункової відмови S_a , яку встановлюють за формулою

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.14)$$

де E_d - розрахункова енергія удару для обраного молота, кДж;

m_1 - повна маса молота, т;

m_2 - маса палі, т;

m_3 - маса наголовника, т;

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м²;

F_d - несуча здатність палі, що дорівнює $600 \cdot 1,4 = 840$ кН.

Значення розрахункової відмови має бути більшим за 0,002 м, бажано в інтервалі 0,005-0,01 м; при значенні, меншому за 0,002 м, застосовують молот із більшою масою ударної частини.

$$S_a = \frac{63 \cdot 1500 \cdot 0,09}{840 \cdot (840 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{5,1 + 0,2(2,28 + 0,2)}{5,1 + 2,28 + 0,2} = 0,008 \text{ м.}$$

Розрахункова відмова перебуває в оптимальних межах. Палебійне обладнання підібрано правильно.

Розрахунок плити ростверку на вигин і визначення перерізу арматури

Момент, що виникає в площині x ростверку, визначається за формулою

$$M_{xi} = \sum N_{пл} \cdot x_i, \quad (3.15)$$

де $N_{пл}$ - розрахункове навантаження на палю;

x_i - відстань від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перетину, що розглядається.

Момент, що виникає в площині у ростверку, визначається за формулою

$$M_{yi} = \sum N_{пл} \cdot y_i, \quad (3.16)$$

де y_i - відстань від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перерізу, що розглядається.

Площа робочої арматури визначається за формулою

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s}, \quad (3.17)$$

де M_i - величина моменту в перерізі;

ξ - коефіцієнт, що залежить від α_m ;

h_{0i} - робоча висота кожного перерізу;

R_s - розрахунковий опір арматури.

Коефіцієнт α_m визначається за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b}, \quad (3.18)$$

де b_i - ширина стиснутої зони перерізу.

Розрахунок перерізу арматури проводимо в табличній формі.

Таблиця 3.4 – Розрахунки арматури ростверку

Перетини	b_i , м	Відстань x_i, y_i , м	Момент, кН · м	h_{0i} , м	α_m	ξ	A_s , см ²
1 - 1	1,5	0,165	65,16	1,45	0,0014	0,9993	0,899
1' - 1'	1,5	0,175	122,8	1,45	0,0027	0,9986	1,696

Оскільки ростверк без підколонника, то конструємо тільки сітку С1.

Крок арматури в обох напрямках 200 мм, число стрижнів - 8, довжина стрижнів 1450 мм.

У напрямку b приймаємо 8Ø10 А500С з $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 0,899 \text{ см}^2$.

У напрямку l приймаємо 8Ø10 А500С з $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 1,696 \text{ см}^2$.

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Виконаємо дослідження металоємкості трьох варіантів основної несучої конструкції будівлі (у цьому випадку - кроквяної ферми). Проведемо розрахунок просторових розрахункових схем у різних варіантах виконання ферми на ідентичне навантаження, підберемо перерізи елементів і порахуємо матеріаломісткість. Кількість потрібного для зведення несучих конструкцій будівлі металу, максимальні значення переміщень консолей, економічне обґрунтування є підставою для ухвалення рішення щодо вибору того чи іншого варіанту конструювання у вигляді фінального варіанта, який надалі буде детально опрацьовано.

4.1 Варіант 1

У першому варіанті розглядається влаштування шпренгельної решітки ферми з врізаними шарнірами (рисунок 4.1).

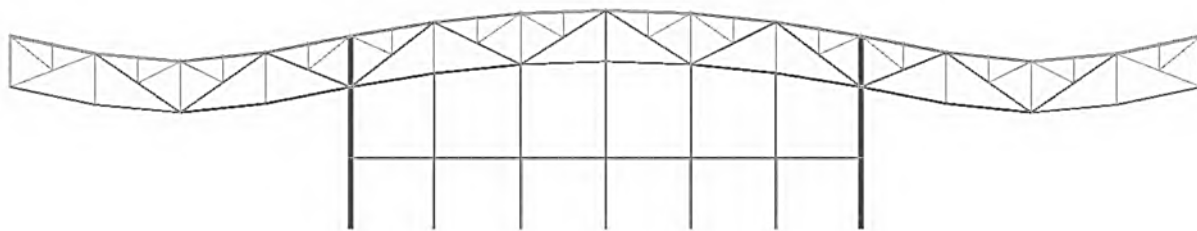


Рисунок 4.1 - Геометрична схема варіанта №1

На рисунку 4.2 представлено максимальні переміщення консольних вильотів від відповідної комбінації.

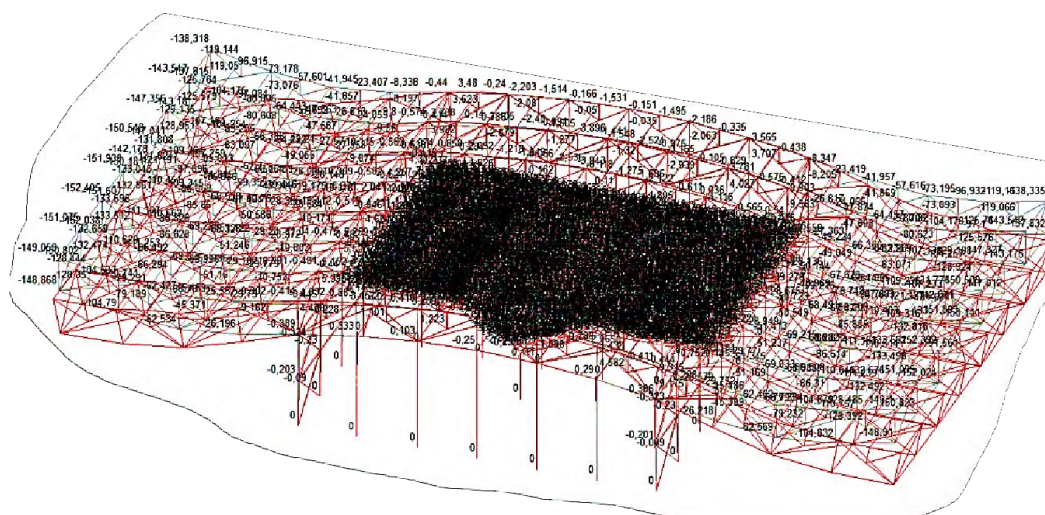


Рисунок 4.2 - Значення переміщень каркаса будівлі по осі Z

У таблиці 4.1 наведено отримані під час розрахунку перерізу варіанта №1 у ПК SCAD.

Таблиця 4.1 - Результати підбору перерізів для варіанта №1 у ПК SCAD

Найменування елемента	Перетини	Сортамент
Основні колони	40К4	Двотаври сталеві гарячекатані зпаралельними гранями полиць
Колони 1-го поверху	20К1	
Головні балки. Другорядні балки	10Б1	
Стійки ферми поруч із колонами. Опорні розкоси ферми. Шпренгельні стійки. Шпренгельні розкоси. Зв'язки по колонах. Розпірки між колонами. Зв'язки по ВП ферм	63х3	Профілі замкнуті зварні квадратні та прямокутні загального призначення
Опорні стійки ферми. Верхній пояс ферми	70х3	
Стійки ферми. Розпірки по НП ферм	80х3	
Розкоси ферми	110х3	
Нижній пояс ферми. Зв'язки по НП ферм	125х4	
Вертикальні зв'язки по фермах	125х8	
Розкоси ферми поруч із колонами	140х4	
Фахверк	140х5	
Верхній пояс ферми над колонами	160х5	
Нижній пояс ферми над колонами	180х5	
Прогони	30П	Швелери сталеві гарячекатані

4.2 Варіант 2

У другому варіанті розглядається влаштування трикутної решітки ферми (рисунок 4.3).

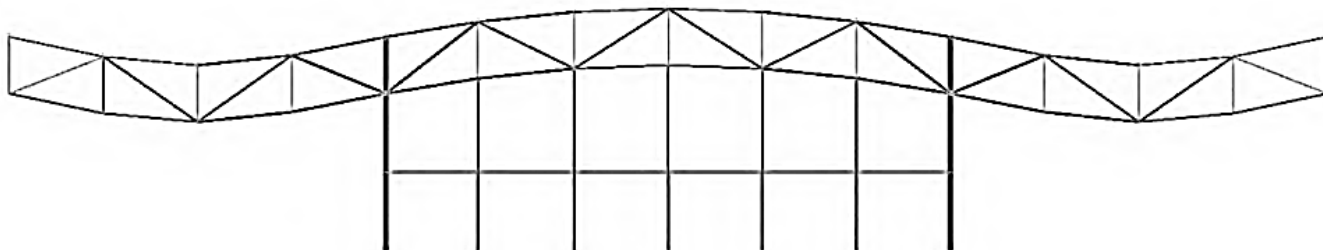


Рисунок 4.3 - Геометрична схема варіанта №2

На рисунку 4.4 представлено максимальні переміщення консольних вильотів від відповідної комбінації.

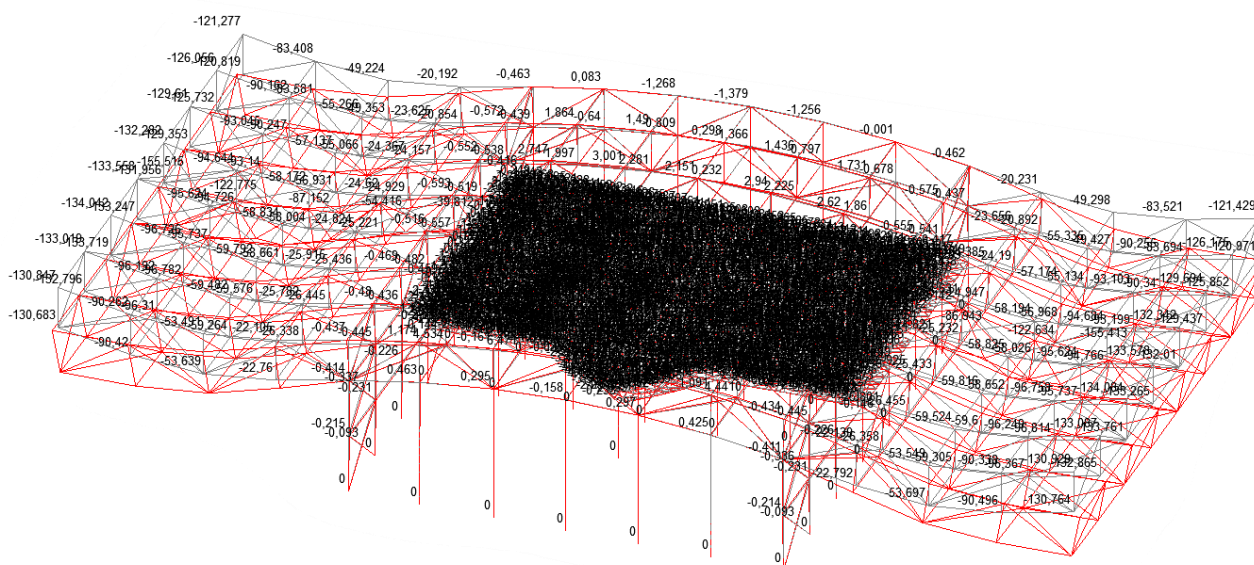


Рисунок 4.4 - Значення переміщень каркаса будівлі по осі Z

У таблиці 4.2 наведено отримані під час розрахунку перерізу варіанта №2 у ПК SCAD.

Таблиця 4.2 - Результати підбору перерізів для варіанта №2 у ПК SCAD

Найменування елемента	Перетини	Сортамент
Основні колони	40К4	Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць
Колони 1-го поверху	20К1	
Головні балки. Другорядні балки	10Б1	
Стійки ферми поруч із колонами. Зв'язки по колонах. Розпірки між колонами.	63х3	Сталь холодногнута. Профілі замкнуті зварні квадратні та прямокутні загального призначення
Опорні розкоси ферми	70х3	
Опорні стійки ферми. Стійки ферми. Розпірки по НП ферм. Зв'язки за ВП ферм	80х3	
Верхній пояс ферми	110х3	
Нижній пояс ферми. Зв'язки по НП ферм	125х4	
Вертикальні зв'язки по фермах	125х8	
Фахверк	140х5	
Розкоси ферми	160х4	
Верхній пояс ферми над колонами	160х5	
Нижній пояс ферми над колонами	180х5	
Розкоси ферми поруч із колонами	200х5	
Прогони	40П	Швелери сталеві гарячекатані

4.3 Варіант 3

У третьому варіанті розглядається влаштування шпренгельної решітки ферми з приставними шарнірами (рисунок 4.5).

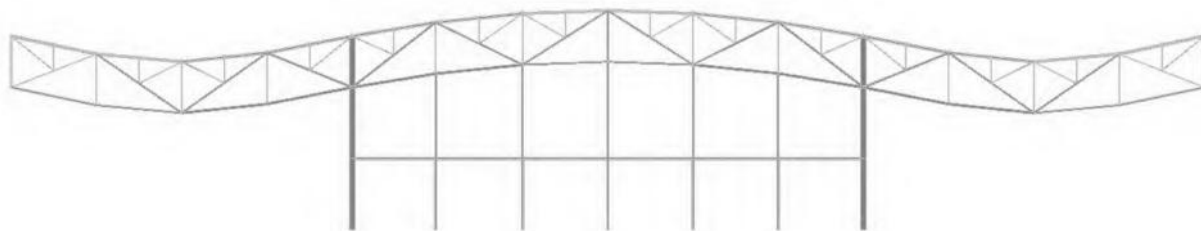


Рисунок 4.5 - Геометрична схема варіанта №3

На рисунку 4.6 представлено максимальні переміщення консольних

вильотів від відповідної комбінації.

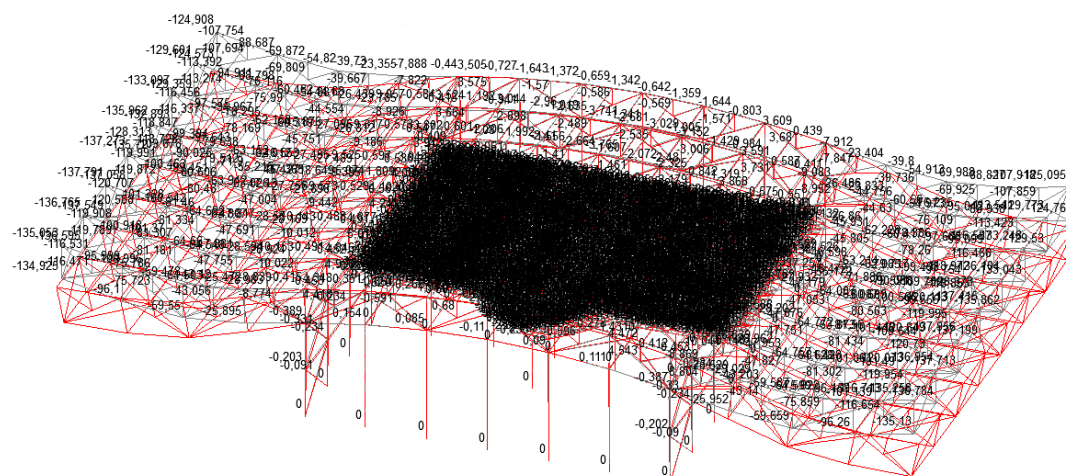


Рисунок 4.6 - Значення переміщень каркаса будівлі по осі Z

У таблиці 4.3 наведено отримані під час розрахунку перерізу варіанта №3 у ПК SCAD.

Таблиця 4.3 - Результати підбору перерізів для варіанта №3 у ПК SCAD

Найменування елемента	Перетини	Сортамент
Основні колони	40K4	Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць
Колони 1-го поверху	20K1	
Головні балки. Другорядні балки	10Б1	
Стійки ферми поруч із колонами. Опорні розкоси ферми. Шпренгельні стійки. Шпренгельні розкоси. Зв'язки по колонах. Розпірки між колонами. Зв'язки по ВП ферм	63x3	Сталь холодногнута. Профілі замкнуті зварні квадратні та прямокутні загального призначення
Опорні стійки ферми	70x3	
Стійки ферми. Розпірки по НП ферм	80x3	
Розкоси ферми. Верхній пояс ферми	110x3	
Нижній пояс ферми. Зв'язки по НП ферм	125x4	
Вертикальні зв'язки по фермах	125x8	
Розкоси ферми поруч із колонами	140x4	
Фахверк	140x5	
Верхній пояс ферми над колонами	160x5	
Нижній пояс ферми над колонами	180x5	
Прогони	30П	Швелери сталеві гарячекатані

4.4 Порівняння варіантів

Порівняння варіантів проводиться на основі максимальних значень переміщень консолей і витрати сталі на основні елементи сталевого каркаса будівлі. Результати наведено в таблиці 4.4.

Таблиця 4.4 - Порівняння параметрів схем

Найменування показника	Од. вим.	Значення показника		
		Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Максимальне значення переміщення консолі	мм	152,405	155,515	137,956
Витрата сталі на каркас будівлі	т	160,778	157,315	161,884

Для подальшого розроблення прийнято варіант 3 (шпренгельна решітка ферми з приставними шарнірами), тому що витрата сталі на каркас будівлі практично однакова у всіх трьох варіантів, але за цього виду решітки максимальні переміщення консолей мають мінімальні значення.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

5.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

Забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику є одним із ключових завдань під час реалізації проєкту. Для цього необхідно дотримуватися низки заходів, що відповідають нормам законодавства України.

Основні законодавчі та нормативні акти:

- Кодекс законів про працю України (КЗпП) – регламентує основні положення щодо організації праці та охорони праці.
- Закон України "Про охорону праці" – встановлює правові основи реалізації права працівників на безпечні та здорові умови праці.
- ДСТУ EN ISO 45001:2019 – Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці.
- ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві" – основний документ, що регламентує вимоги до охорони праці на будівельних майданчиках.
- Правила безпеки праці у будівництві (НПАОП 45.2-7.02-12).

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 [22] під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглий до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Організація виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам:

- законодавства України про охорону праці;
- природоохоронного законодавства;
- нормативно-правових актів, що містять вимоги з охорони праці;
- державних стандартів системи стандартів безпеки праці (ССБП);
- державних будівельних норм (ДБН);

- правил безпечного зведення та безпечної експлуатації будинків і споруд;
- галузевих правил і типових інструкцій з охорони праці, що затверджені у визначеному порядку;
- гігієнічних нормативів, санітарних правил і норм, затверджених Міністерством охорони здоров'я України.

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку та сигналізації. Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

Відповідальність за дотримання вимог безпеки під час експлуатації машин, електро- та пневмоінструменту, а також технологічного оснащення покладається:

- за технічний стан машин, інструменту, технологічного оснащення включно із засобами захисту – на організацію (особу), на балансі (у власності) якої вони знаходяться, а у разі їх передачі у тимчасове користування (оренду) – на організацію (особу), визначену договором;
- за безпечне виконання робіт – на організації, які виконують роботи.

Перед початком виконання робіт у місцях, де діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори, не пов'язані з характером виконуваної роботи, відповідальний виконавець робіт повинен видати наряд-допуск на виконання робіт підвищеної небезпеки. Наряд-допуск видається на строк, необхідний для виконання запланованого обсягу робіт. У разі виникнення в процесі виконання робіт небезпечних або шкідливих виробничих факторів, не передбачених нарядом-допуском, роботи необхідно припинити, наряд-допуск анулювати і поновити роботи тільки після видачі нового наряду-допуску. У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підймання і

переміщення важких речей жінками (наказ МОЗ України від 10.12.1993 № 241) і Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці жінок (наказ МОЗ України від 29.12.1993 № 256).

У разі залучення до трудового процесу підлітків необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей неповнолітніми (наказ МОЗ України від 22.03.1996 № 59) і вимог Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці неповнолітніх (наказ МОЗ України від 31.03.1994 №46). Допуск на будівельний майданчик сторонніх осіб або працівників, що не зайняті на роботах на даній території, а також осіб, що перебувають у стані алкогольного, токсичного або наркотичного сп'яніння – забороняється. Особи, що перебувають на території будівельного майданчика, у виробничих приміщеннях, на робочих місцях і ділянках робіт, зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку даної організації.

5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці

Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є:

- робота будівельних машин і механізмів, їхня спільна робота;
- робота на висоті;
- робота з електроінструментом і поблизу електричних мереж;
- роботи з транспортування та складування будівельних вантажів;
- небезпека виникнення пожежі;
- шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

Наказами по організації мають бути призначені особи, відповідальні за

забезпечення охорони праці в межах доручених їм діляниць робіт, а також особа, відповідальна за безпечне виконання робіт краном.

В організації та на будівельному майданчику має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці на різних рівнях.

Територія будівельного майданчика огорожується постійною огорожею, а ділянки виконання робіт - тимчасовими огорожами.

Під час виконання робіт на будівельному майданчику виключається присутність сторонніх осіб. Будівельний майданчик обладнується необхідними знаками безпеки та наочною агітацією.

На огорожах у темний час доби мають бути виставлені світлові сигнали.

До початку робіт виконроб повинен ознайомити всіх робітників з найнебезпечнішими моментами робіт і зобов'язаний вжити всіх запобіжних заходів для запобігання нещасним випадкам.

Під час робіт на висоті забороняється виконання робіт за вітру силою 6 балів (швидкість 12 м/сек) і більше, а також під час дощу і грози.

Під час роботи крана необхідно дотримуватися вимог, що стосуються вимог до експлуатації кранів і безпеки виконання вантажно-розвантажувальних робіт. Щоб уникнути доступу сторонніх осіб, небезпечні зони роботи крана повинні бути огорожені сигнальною огорожею.

Будівельний майданчик має бути обладнаний комплексом первинних засобів пожежогасіння - пісок, лопати, багри, вогнегасники. Під час робіт наявна система трубопроводів пожежогасіння повинна бути в справному стані.

З метою дотримання протипожежної безпеки посадові особи (майстер, виконроб) зобов'язані:

- провести інструктаж усіх осіб, які беруть участь у будівництві, з реєстрацією в спеціальному журналі;
- знати і точно виконувати протипожежні заходи, передбачені проєктом;
- знати і точно виконувати правила пожежної безпеки, здійснювати контроль за дотриманням їх усіма працюючими на будівництві;

- забезпечити наявність, справне утримання та готовність до застосування засобів пожежогасіння;
- забезпечити відключення після закінчення робочої зміни всієї системи електропостачання будівельного майданчика, крім чергового освітлення, освітлення місць проходів, проїздів території будівельного майданчика;
- регулярно, не рідше одного разу на зміну, перевіряти протипожежний стан;
- обов'язково знати пожежну небезпеку застосовуваних у будівництві матеріалів і конструкцій;
- встановити перелік професій, працівники яких повинні проходити навчання за програмою пожежно-технічного мінімуму;
- установити наказом або розпорядженням посадових осіб, які відповідають за протипожежне виконання будівельно-монтажних робіт, з організацією добровільних пожежних дружин.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 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.

5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [27].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;
- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направлення основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.
- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦО з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю

несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стале горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема

для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ВИСНОВКИ

В архітектурно-будівельному розділі розроблено об'ємно-просторову та функціональну організацію виставкового павільйону, що відповідає сучасним вимогам. Забезпечено гармонійне поєднання архітектурно-художніх рішень із функціональністю та дотримано екологічних і нормативних стандартів для таких об'єктів.

В розрахунково-конструктивному розділі виконано аналіз навантажень і розрахунки для забезпечення міцності й стійкості металевого каркасу павільйону. Результати показали відповідність обраних конструкцій нормативним вимогам, а також підтвердили надійність несучих елементів у складних умовах експлуатації.

В розділі 4 на основі інженерно-геологічних досліджень визначено оптимальний тип фундаменту для забезпечення стійкості будівлі. Виконано розрахунки пальових фундаментів, які враховують особливості геологічних умов Чернівців.

В науково-дослідному розділі проведено порівняння кількох варіантів металевого каркасу. Оптимальний варіант був обраний на основі аналізу деформативності, міцності та металоємності, що дозволило знизити витрати матеріалів без втрати експлуатаційних характеристик.

В розділі 5 розроблено комплекс заходів із забезпечення безпеки праці на будівельному майданчику та в умовах експлуатації павільйону. Зокрема, враховано протипожежні вимоги та заходи з мінімізації ризиків 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. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 "Захисні споруди цивільного захисту" зі Зміною №1 [Чинний від 10.08.2023]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 112 с.
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1996. 46 с.
5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
11. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди.

Основні положення.

12. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.

14. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.

15. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"

16. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “ (2022): 93-94.

17. Ясній, В. П.; Будз, В. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій, 2023, 1.36: 105-114.

18. Kovalchuk, Yaroslav, Natalya Shynhera, and Yaroslav Shved. "Formation of input information arrays for computer simulation of welded trusses behavior under thermal force effects." Вісник Тернопільського національного технічного університету 110.2 (2023): 118-124.

19. Shved, Yaroslav. "Strength and deformation analysis of a welded truss under load in fire and emergency temperature conditions." Вісник Тернопільського національного технічного університету 112.4 (2023): 73-81.

20. Швед, Ярослав Леонідович, and Оксана Іванівна Мішук. "Комп'ютерне моделювання поведінки зварних ферм при дії циклічних навантажень." Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “ 1 (2020): 34-34.

21. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.
22. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.
23. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
24. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"
25. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
30. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.
31. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.
32. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.
33. Yasniy, P., Pyndus, Y., & Hud, M. (2020). Experimental study of forced oscillations affinity-shaped reinforced thin-walled cylinder model. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 4(100), 127-134.