

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 спортивного комплексу в Харкові з дослідженням
несучих конструкцій покриття

Виконав(ла): студент(ка) 5 курсу, групи МБмд-61
спеціальності

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Василик Р. Я.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Крамар Г.М.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Кошалко С.А.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2024

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 Василю Роману Ярославовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект спортивного комплексу в Харкові з дослідженням
несучих конструкцій покриття

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н. доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1093

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Місце розташування об'єкту.

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

Архітектурно будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, науково дослідний розділ, охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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	Мешерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Василик Р.Я

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Крамар Г.М.

(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 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.....	9
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	10
1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	11
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей	12
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрацій та іншого впливу.....	13
1.7 Опис рішень щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден	14
1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів - для об'єктів невиробничого призначення.....	14
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ	15
2.1 Кліматичні умови будівництва	15
2.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їхні просторові схеми, прийняті під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	16
2.3 Збір навантажень.....	19
2.4 Результати розрахунку будівлі в ПК Ліра САПР	25

	4
2.5 Конструювання конструкцій покриття	25
2.5.1 Підбір площі канатів	26
2.5.2 Повторний підбір перерізів ниток з урахуванням уточненого значення контактного навантаження	28
2.5.2 Перевірка міцності ванти з урахуванням пружних деформацій...	30
2.6 Розрахунок металеві арки Б	31
2.6.1 Результати розрахунку арки в ПК Ліра САПР.....	31
2.6.2 Розрахунок зовнішньої арки	33
2.7 Проектування фундаментів.....	38
2.7.1 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва	38
2.7.2. Рівень ґрунтових вод, їхній хімічний склад, агресивність ґрунтових вод і ґрунту по відношенню до матеріалів, що використовуються під час будівництва підземної частини об'єкта капітального будівництва	38
2.7.3 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	38
2.7.4 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	39
2.8 Проектування пальового фундаменту під арку	40
2.8.1 Призначення виду палі та її параметра.....	40
2.8.3 Визначення несучої здатності забивної палі.....	40
2.8.4 Визначення числа паль у фундаменті	41
2.8.5 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи	42
2.8.6 Розрахунок плити ростверку на продавлювання опорною частиною	45
2.8.7 Розрахунок плити ростверку на продавлювання кутовою палею	48

2.8.8 Конструювання пальового фундаменту, армування плити ростверку	48
2.8.9 Порівняння фундаменту неглибокого закладення і фундаменту на забивних палях	50
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	51
3.1 Варіант 1.....	51
3.2 Варіант 2.....	54
3.3 Порівняння варіантів	58
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	59
4.1 Охорона праці.....	59
4.1.1 Правила встановлення автомобільного, стрілового крана	60
4.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях	65
4.2.1 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	65
ВИСНОВКИ	69
БІБЛІОГРАФІЯ	70

ВСТУП

Харків - діловий, промисловий і культурний центр. Сьогодні Харків - це сучасне індустріальне місто з унікальною архітектурою.

Об'єктом будівництва в рамках кваліфікаційної роботи є вантовий спортивний комплекс з арковою несучою конструкцією. Будівля в плані складної форми. Розмір будівлі 110х60м. Комплекс має змінну висоту від 14 до 24м.

Вантова конструкція, що складається з несучих прогонових елементів у вигляді сталевих вант і опорних частин, що сприймають їхні реакції. У цій роботі представлено систему вант, яка складається з несучих і стабілізаційних канатів, принцип дії яких полягає у сприйнятті постійних навантажень від покриття і тимчасових навантажень, а також тих, що сприйняття розпору опорного контуру.

Переваги таких конструкцій полягають у великій перекривній здатності, за рахунок того, що в розтягнутих несучих елементах ефективно використовується вся площа перерізу вант і застосовуються високоміцні сталі, що забезпечують малу масу несучої конструкції. Крім того, під час монтажу вантового покриття, як правило, не потрібні риштування і підмостки, що спрощує зведення покриття і знижує трудомісткість. Транспортування вант відбувається в бухтах, що забезпечує хорошу транспортабельність покриття.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. Розробка проєктів спортивних комплексів є важливим завданням сучасного містобудування, особливо в умовах динамічного розвитку інфраструктури великих міст, таких як Харків. Це обумовлено потребою забезпечення населення доступними і сучасними об'єктами для занять спортом та організації культурно-масових заходів. В умовах зростаючого попиту на багатофункціональні спортивні споруди особливе значення набувають технологічні та конструктивні рішення, які забезпечують економічність, довговічність і безпеку таких об'єктів.

Одним із ключових аспектів проєктування є вибір і дослідження несучих конструкцій покриття. Це пов'язано з необхідністю створення великих безопорних просторів, що дозволяють ефективно використовувати внутрішній простір

спортивного комплексу. Інноваційні рішення в цій сфері, такі як використання легких сталевих, залізобетонних чи комбінованих конструкцій, можуть суттєво зменшити витрати на будівництво, підвищити стійкість будівлі до навантажень, а також забезпечити естетичну привабливість споруди.

Харків як одне з провідних міст України з розвиненим спортивним і культурним життям потребує нових сучасних спортивних комплексів, які відповідають міжнародним стандартам. У цьому контексті дослідження несучих конструкцій покриття набуває ще більшої актуальності, оскільки правильний вибір конструктивних рішень є запорукою функціональності та надійності таких об'єктів.

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 спортивного комплексу в Харкові з дослідженням несучих конструкцій покриття.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення спортивного комплексу;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій відповідно до діючих навантажень;
- дослідити основні конструкції покриття;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є великопролітні конструкції покриття.

Предметом дослідження є вплив конструктивних параметрів великопролітних конструкцій покриття на напружено-деформівний стан.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає у визначенні зусиль які

виникають в елементах конструкції покриття.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість виготовлення надійних та оптимальних великопролітних конструкцій покриття для приміщень громадського призначення.

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: металеві конструкції, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

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

Об'єкт капітального будівництва - спортивний комплекс у м. Харків.

Для забезпечення заходів і громадського спортивного дозвілля населення м. Харків. Архітектура будівлі відповідає вимогам, пред'явленим для громадських будівель. Планувальна, просторова і функціональна організація обумовлена специфікою функціонального призначення приміщення.

Покрівля в будівлі не експлуатована з організованим внутрішнім водостоком.

Евакуація з приміщень забезпечується незадимлюваними сходовими клітками типу Н2 з підпором повітря та аварійним джерелом світла. Для маломобільних груп населення (МГН) передбачені безпечні зони, які відокремлюються від інших приміщень протипожежними стінами 2-го типу, перекриттями 3-го типу.

У підвальному поверсі розташовуються електрощитова, комора, водомірний вузол, вент. камера.

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

Прийняті архітектурно-планувальні рішення по об'єкту обумовлені:

- особливостями розташування на генеральному плані;
- функціональним призначенням;
- вимогою технічних регламентів, зокрема такими, що встановлюють вимоги щодо забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд;
- кліматичними особливостями району будівництва;
- номенклатурою індустріальних сертифікованих будівельних виробів і

матеріалів.

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують дотримання протипожежних вимог, що пред'являються до шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів і нормативної відстані до евакуаційних виходів.

Основні показники за проєктом:

- рівень відповідальності будівлі – СС3;
- ступінь вогнестійкості будівлі - III [11];

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

Під час проєктування будівлі застосовано рішення, в яких враховано місцеві умови будівництва: кліматичні, інженерно-геологічні, екологічні.

Панорамне скління торця дає виразність архітектурному вигляду будівлі. Застосовано вітражне скління з двокамерним склопакетом.

Зовнішні стіни - сендвіч-панелі сталеві тришарові з мінераловатним утеплювачем. товщ. 200 мм, алюмінієві вітражі із заповненням стеламітом.

Внутрішні стіни сходових кліток, ліфтових шахт - монолітний залізобетон.

Внутрішні перегородки технічних приміщень - цегла керамічна М 100 завтовшки 120 мм на цементно-піщаному розчині М 100, армована через 5 рядів сіткою кладки Вр 5 мм, марка цегли за ДСТУ Б В.2.7-61:2008 КР-р-по 250×120×65/1НФ/100/2,0/50/ДСТУ 530-2012, перемички типу ПБ згідно з ДСТУ "Перемички залізобетонні для будівель із цегляними стінами. Технічні умови".

Внутрішні перегородки в інших приміщеннях - ГКЛ по металевому каркасу. Комплектні системи KNAUF. Перегородки поелементного складання з гіпсокартонних листів на металевому і дерев'яному каркасах для житлових, громадських і виробничих будівель.

Покрівля: скатна - двошарова покрівля LMR600, утеплювач 200мм, армована цементно-піщана стяжка 50 мм, керамзитовий гравій по ухилу об'ємною вагою 600 кг/м³, утеплювач 180 мм, пароізоляція; експлуатована - з покриттям

тротуарною плиткою. Стінові та покрівельні елементи витримані в пастельній колірній палітрі.

Двері зовнішні - з алюмінієвих профілів із заповнення склопакетом за.

Оздоблення ганку:

- на 0,8 м від входу в будівлю розміщено тактильну плитку;
- металеві поручні та огорожі виконані з нержавіючої сталі та розміщені на висоті 0,9 м;
- облицювання поверхні майданчика біля ганку виконати зі Stroecher Aera T 717 Anthra;
- на прозорих полотнах дверей виконати яскраве контрастне маркування у формі кола діаметром 0,2 м на висоті 0,9 м і 1,3 м.

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

На шляхах евакуації в будівлях клас пожежної небезпеки оздоблювальних матеріалів не більше ніж: для вестибюлів, сходових кліток, для стін і стель клас 31, для покриття підлоги 32; для загальних коридорів, холів і фойє для стін і стель 33, для покриття підлоги 33.

У зальних приміщеннях для будинків місткістю не більше ніж 50 осіб клас пожежної небезпеки оздоблювальних матеріалів приймають не більше ніж: для стін і стель 31; для покриттів підлог 33.

У зальних приміщеннях для будинків СС2 і місткістю більше ніж 50 осіб, але не більше ніж 300 клас пожежної небезпеки оздоблювальних матеріалів приймають не більше ніж: для стін і стель 31; для покриттів підлог 33.

Внутрішнє оздоблення зовнішніх стін виконано з настінних панелей Lamet.

Прийняте оздоблення приміщень:

Вестибюлі, коридори:

- стеля - Armstrong Retail Microlook;
- стіни - фарбування;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Сходові клітки:

- стеля - ґрунт силікатний, фарбування;
- стіни - фарбування;
- підлога - керамічна плитка) з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення кабінетів:

- стеля - Armstrong Retail Microlook;
- стіни - поверхні перегородок із ГКЛ фарбують;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень службового та інженерного призначення:

- стеля - ґрунт силікатний, фарбування;
- стіни - фарбування;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення туалетів, роздягалень, душових:

- стеля - ґрунт силікатний, фарбування;
- стіни - керамічна плитка;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення спортивних залів:

- стеля - Armstrong Retail Microlook;
- стіни - поверхні перегородок із ГКЛ фарбують;
- підлога - спортивне покриття з протиковзкою поверхнею.

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

Природне, штучне освітлення забезпечується згідно з [5] з урахуванням світлового клімату району будівництва.

Природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей відбувається через вікна, розташовані на фасадах будівлі.

Розміщення будівлі та орієнтація приміщень забезпечує нормативну інсоляцію і сонцезахист, що відповідає вимогам [5] та [6].

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

Необхідний нормативний індекс ізоляції повітряного шуму стін, перегородок і перекриттів між приміщеннями та тих, що відокремлюють приміщення від робочих кімнат, становить 45 дБ.

Уся внутрішня порожнина каркаса ГКЛ перегородок заповнена звукопоглинальною мінплитою. Каркас із металу розв'язується зі стелею і підлогою за допомогою віброізоляційної стрічки.

У зовнішніх сендвіч-панелях і конструкціях покрівлі як заповнювач використовується утеплювач мінераловатні плити, які виконують функцію звукоізоляції.

У конструкціях підлоги використовуються звукоізоляційні матеріали.

Підвищення ізоляції повітряного шуму дверима забезпечується за рахунок ущільнювальних прокладок у притворах дверей. Також передбачено запірні пристрої, що забезпечують щільне притискання дверей до коробки.

Для зменшення шуму припливних або витяжних систем, що поширюється від вентиляційних установок повітропроводами, слід передбачати центральні (безпосередньо біля вентилятора) і кінцеві (у повітропроводі перед введенням у приміщення, що обслуговується системою) глушники, також встановлюють гнучкі вставки між вентиляторами та повітропроводами.

Технічні приміщення з венткамерами не розташовувати над, під і суміжно з приміщеннями з постійним прибиванням людей.

1.7 Опис рішень щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

Світлозахист об'єкта, що забезпечує безпеку польоту повітряних суден, необхідно виконати за погодженням із відповідним департаментом Харківської області.

1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів - для об'єктів невиробничого призначення

У внутрішньому оздобленні приміщень застосовуються матеріали, що відповідають протипожежним, санітарно-гігієнічним та естетичним вимогам. Підлоги, стелі та стіни офісних приміщень і конференц-залів виконані в єдиній колірній гамі.

Кольорове рішення внутрішніх поверхонь приміщень створює сприятливу спокійну обстановку. Були враховані функціональні особливості приміщень, якість будівельних матеріалів тощо.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

2.1 Кліматичні умови будівництва

Спортивна споруда цієї кваліфікаційної роботи розташовується в м. Харків.

Цей район будівництва за ДБН "Будівельна кліматологія" характеризується такими природно-кліматичними даними [11]:

- місце будівництва - м. Харків;
- будівельний кліматичний район - I В;
- температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 (-23°C), забезпеченістю 0,98 (-27°C);
- абсолютна мінімальна температура повітря -23°C;
- абсолютна максимальна температура повітря 28°C;
- середньорічна температура із середньодобовою температурою нижче за 0°C - (-10,7)°C; нижче за (+8)°C - (-6,5)°C;
- тривалість періоду із середньодобовою температурою нижче 0°C - 169; нижче (+8) °C - 135;
- середньомісячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця - 72%;
- кількість опадів за листопад-березень - 112 мм;
- максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень - 4,1 м/с.

Переважаючий напрямок вітрів грудень-лютий - південно-західний.

Згідно з [10], розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі дорівнює 1,5 кПа (150 кгс/м²) - III сніговий район.

Нормативний вітровий тиск для Харкова (III район) $W_0 = 0,38$ кН/м².

Сейсмічність району - 6 балів для сейсмічної небезпеки типу "А", "В" і 7 балів для "С" з імовірністю протягом 50 років відповідно.

2.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їхні просторові схеми, прийняті під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

Конструктивну схему спортивної споруди запроєктовано в каркасно-стовбуровому виконанні.

Основна частина будівлі виконана в металевому і залізобетонному монолітному каркасі, що складається з металевих арок, колон і монолітного залізобетонного перекриття. Геометрична незмінність забезпечується жорстким з'єднанням колон.

У покритті будівлі передбачено систему стабілізаційних вант за [10]:

Вертикальні несучі елементи:

- колони - металеві двотаври;
- арки - коробчатого перетину 1700x420 мм;
- ядро жорсткості - монолітний залізобетон 200 мм із бетону класу

C25/30.

Зовнішні огорожувальні стіни - сендвіч панель товщиною 200 мм.

Зовнішні огорожувальні стіни під арками виконані з вітражного скління.

Внутрішні перегородки гіпсокартонні товщиною 120 мм.

Розрахунок каркаса проводиться в ПК Ліра САПР.

Розробляємо арки в AutoCAD, імпортуємо в ПК Ліра САПР. Види арок будівлі представлено на рисунках 2.1, 2.2.

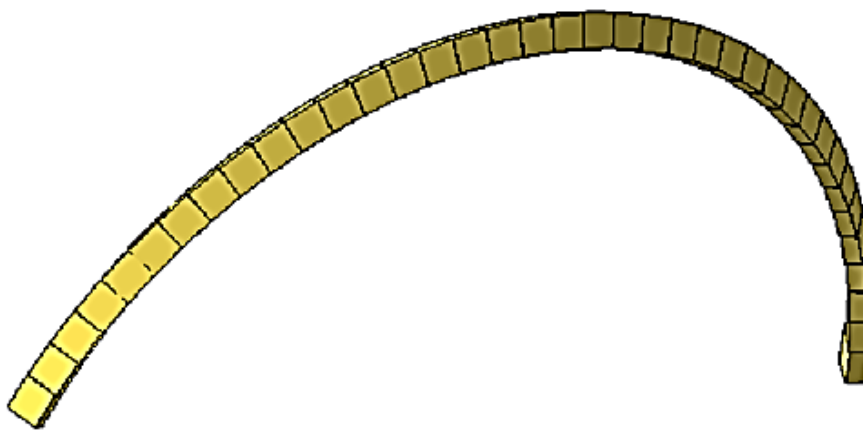


Рисунок 2.1 - Арка велика

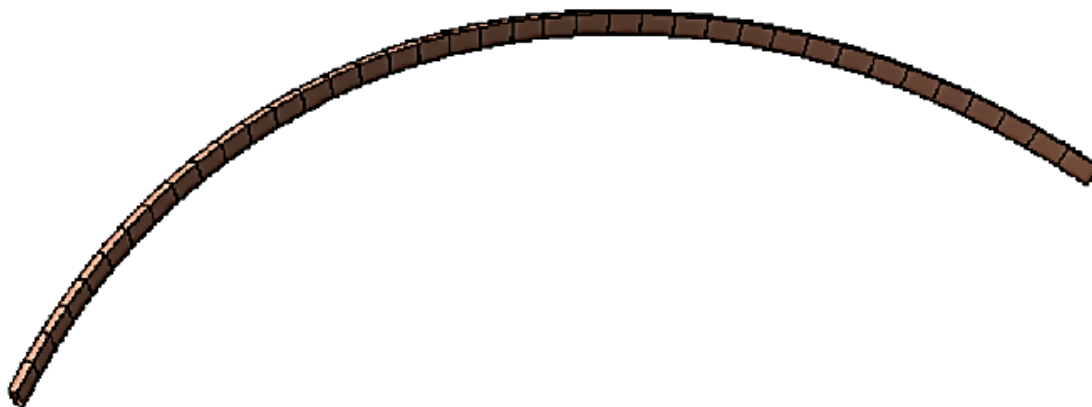


Рисунок 2.2 - Арка мала

Моделюємо ванти скінченним елементом (се) 310, для завдання попереднього напруження се 308, відтяжки, а також нижній каркас (рисунок 2.3).

Плани і види представлені на рисунках 2.4-2.5.

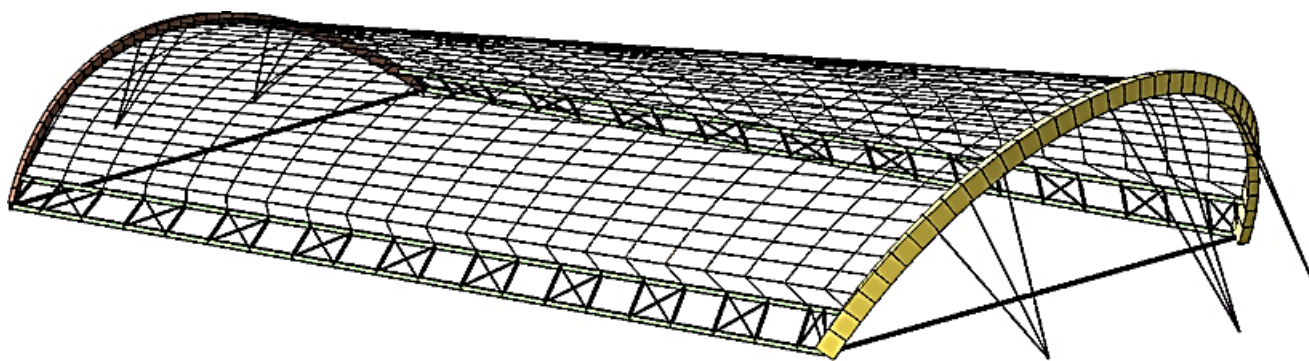


Рисунок 2.3- Просторова схема каркаса будівлі

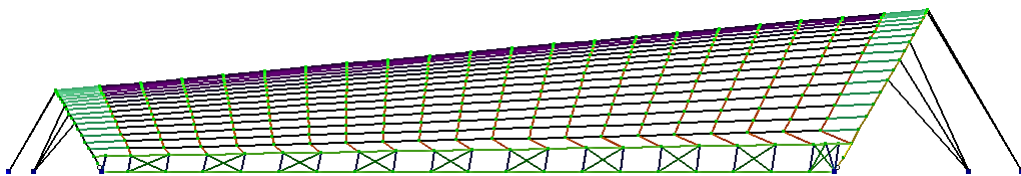


Рисунок 2.4 - Проекція xz

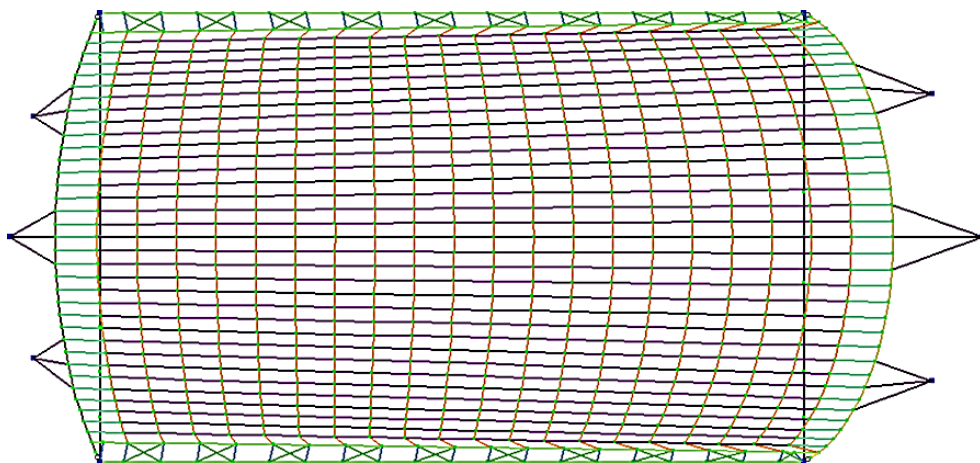


Рисунок 2.5 - Проекція xy

Приймаємо шарнірне з'єднання вант з аркою і фундаментом і жорстке з'єднання елементів арки.

Розробляємо систему зв'язків у нижньому каркасі.

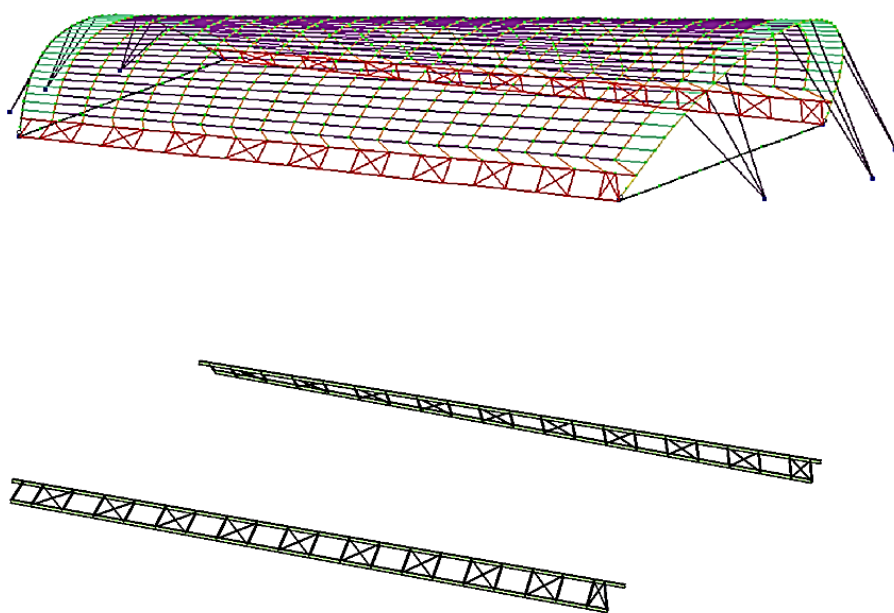


Рисунок 2.6 - Елементи нижнього каркасу

2.3 Збір навантажень

Навантаження на каркас будівлі збираються згідно з вимогами [10].

Згідно з [9] для будівель підвищеного рівня відповідальності призначаємо коефіцієнт надійності за відповідальністю, що дорівнює 1,1. Залежно від тривалості дії навантажень усі вони поділяються на постійні, тимчасові: тривалі, короточасні та особливі.

До постійних навантажень відносимо:

- власна вага металевих конструкцій - автоматично враховується в програмному комплексі Ліра; коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,05;

Навантаження на покриття від покрівельних сендвіч-панелей $t=150$ мм, $m=29,7$ кг/м²=0,3 кН/м², $q_{\text{покрів.пан.}}=0,3*2,5=0,75$ кН/м (на крайні балки 0,375 кН/м). Коефіцієнт надійності за навантаженням = 1,3.

Навантаження від вітражів - див. таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 - Навантаження від вітражів

Показник	Кількість	Од. вим.	Примітка
Товщина скла	3	мм	
Кількість шарів скла	3	шт	
Вага скла	25	кН/м ³	
Вага алюмінієвого профілю	27	кг/м ³	
$q_{\text{скла}}$	0,225	кг/м ²	
$q_{\text{профілів}}$	0,022	кг/м ²	Приймемо 10% від ваги скла
$q_{\text{фурнітури}}$	0,017	кг/м ²	5-10% від ваги скла і профілів
$q_{\text{вітраж}}$	0,265	кг/м ²	
	0,027	кН/м ²	
Ширина скління (крок рами)	15(7,5)	м	
$q_{\text{вітр.}}$	0,405 (0,202)	кН/м	Розподілене навантаження по стіні
E	0,3	м	Ексцентриситет від осі несучої конструкції
$M_{\text{вітраж}}$	0,121 (0,061)	кН*м/м	Розподілений момент по стіні

Навантаження від стінових сендвіч-панелей - див. таблицю 2.2

Навантаження від панелей покриття на ванти - див. таблицю 2.3.

Таблиця 2.2- Навантаження від сталезалізобетонного перекриття

Показник	Кількість	Од. вим	Примітка
t_звукоізоляції	50	мм	Товщина шару звукоізоляції
p_звукоізоляції	1,5	кН/м ³	Вага шару звукоізоляції (щільність)
крок балок	2,5	м	
q_звукоізоляції	0,1875	кН/м	Розподілене навантаження на арку від ваги шару звукоізоляції
t_цпс	50	мм	
p_цпс	18	кН/м ³	Вага цементно-піщаної стяжки (щільність)
крок балок	2,5	м	
q_цпс	2,25	кН/м	Розподілене навантаження на ванти
t_синт.покрит.	12	мм	
p_синт. покрит.	0,01	кН/м ³	
крок балок	2,5	м	
q_синт. покриття.	0,0003	кН/м	розподілене навантаження на ванти від ваги синтетичного покриття
q_настилу	0,1	кН/м ²	
крок балок	12	м	
q_бетону	25	кН/м ³	
t_бетону	50	мм	
q_арматури	1	кН/м ³	
вантажна площа армування	60	м ²	
q_сталеzb.	10,87	кН/м	Розподілене навантаження на ванти від сталезалізобетонного перекриття

Таблиця 2.3 - Навантаження від панелей покриття

Склад покриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження			
Гідроізоляція (одношаровий килим Monoflex 4PY G/F)	0.060	1.3	0.080
Теплоізоляція	0.140	1.2	0.189
Пароізоляція (одношаровий килим Renoflex)	0.014	1.3	0.019
Сталевий профільований настил Н60-782-1	0.133	1.05	0.146
Сталеві канати	0.1	1.05	0.11
Разом	0.447	-	0.545
Снігове навантаження для II снігового району	1.2	1.6	1.92
Разом	1.647	-	2.465

Тимчасові навантаження.

Снігове навантаження

$$S^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,83 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,25 \text{ кПа},$$

де S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, що приймається згідно з [10]: 1,5 кПа для III снігового району;

$c_e = 1$ – коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших чинників;

$c_t = 1$ – термічний коефіцієнт;

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

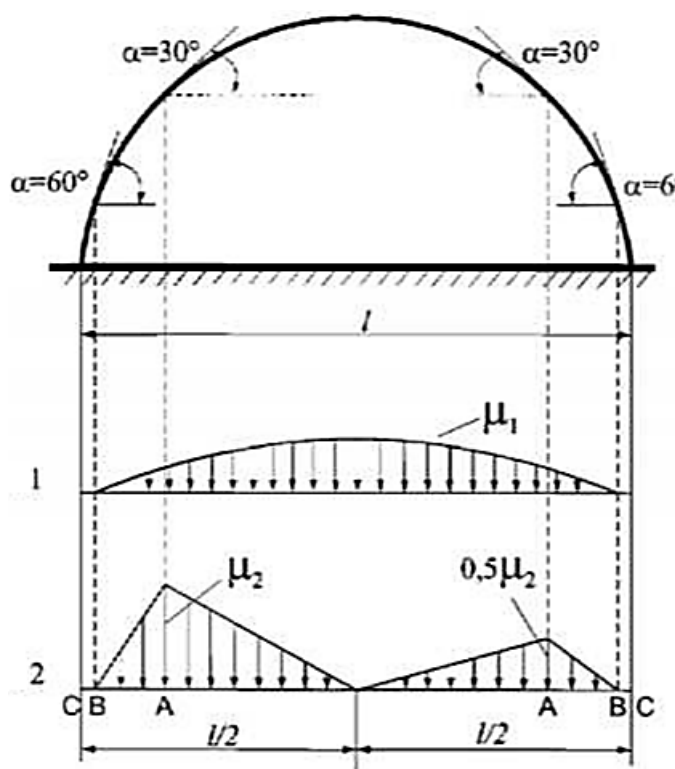


Рисунок 2.7 - Варіанти прикладання навантаження для аркового типу покриття

$$\mu_1 = \cos(1,5 \alpha) = \cos(1,5 \alpha)$$

$$\mu_2 = 2 \sin(3 \alpha)$$

Коефіцієнт μ_1 набуває найбільшого значення у верхній точці покриття за $\alpha=0^\circ$. Коефіцієнт μ_2 набуває найбільшого значення в нижній точці покриття, у нашому випадку - за $\alpha=31^\circ$.

$$\mu_1 = \cos(1,5 \cdot 0) = 1$$

$$\mu_2 = 2\sin(3 \cdot 31) = 1,997$$

$$S_{0_1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 = 2 \text{ кПа}$$

$$S_{0_2} = 1 \cdot 1 \cdot 1,997 \cdot 2 = 3,99 \text{ кПа}$$

Вітрове навантаження

$w_0 = 0,48$ - нормативне значення вітрового тиску, приймається залежно від вітрового району [5];

k -коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e [10].

Коефіцієнт $k(z_e)$ визначається залежно від типу місцевості. Приймаємо тип місцевості В (міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м).

Вітер збоку:

Арка М.

Розподілимо вітрове навантаження по ділянках покрівлі: За $h=z_e = 9,8\text{м}$ (навітряний бік)

$$W_0 = 0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e) = 1,08 \text{ с} = -1,2$$

$$W_m = -0,622 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{За } h=z_e = 14\text{м } W_0 = 0,48 \text{ кН/м}^2 \text{ } k(z_e) = 0,99$$

$$\text{с} = -0,85$$

$$W_m = -0,408 \text{ кН/м}^2$$

За $h=z_e = 9,8\text{м}$ (підвітряний бік)

$$W_0 = 0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e) = 1,08 \text{ с} = -0,4$$

$$W_m = -0,207 \text{ кН/м}^2$$

Арка Б.

Розподілимо вітрове навантаження по ділянках покрівлі: За $h=z_e = 16,8\text{м}$ (навітряний бік).

$$W_0 = 0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e)=0,95 \quad c=-1,2$$

$$W_m=-0,547 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{За } h=z_e=24\text{м } W_0=0,48 \text{ кН/м}^2 \quad k(z_e)=0,89$$

$$c=-0,85$$

$$W_m=-0,363 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{За } h=z_e=16,8\text{м (підвітряний бік)}$$

$$W_0=0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e)=0,95 \quad c=-0,4$$

$$W_m=-0,183 \text{ кН/м}^2$$

Арка М(навітряна)

Розподілимо вітрове навантаження по ділянках покрівлі: За $h=z_e=0\text{м}$ (навітряний бік).

$$W_0=0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e)=1,22 \quad c=0,8$$

$$W_m=0,468 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{За } h=z_e=14\text{м } W_0=0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e)=0,99 \quad c=0,8$$

$$W_m=0,38 \text{ кН/м}^2$$

Арка Б (підвітряна).

Розподілимо вітрове навантаження по ділянках покрівлі: За $h=z_e=16,8\text{м}$ (навітряний бік).

$$W_0=0,48 \text{ кН/м}^2$$

$$k(z_e)=1,22 \quad c=-0,5$$

$$W_m=-0,293 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{За } h=z_e=24\text{м } W_0=0,48 \text{ кН/м}^2 \quad k(z_e)=0,89$$

$$c=-0,5$$

$$W_m=-0,214 \text{ кН/м}^2$$

*помножуємо на крок фахверка 6м.

C-аеродинамічний коефіцієнт [10];

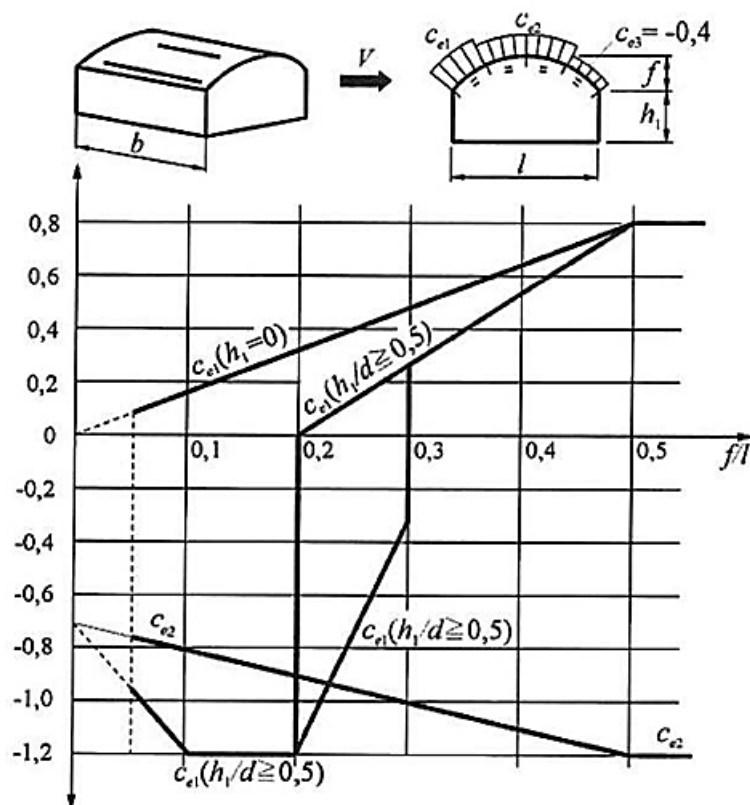


Рисунок 2.8 - Визначення аеродинамічного коефіцієнта

Вітрове навантаження прикладаємо рівномірно-розподіленим залежно від напрямку вітру.

Задаємо сейсмічне навантаження 6 балів, для цього в Ліра у вкладці "Завантаження" вибираємо "Динамічні впливи". У вікні, що з'явилося, обираємо "Сейсмічні впливи", натискаємо "Перетворення статичних навантажень на маси", зі списку навантажень обираємо власну вагу і задаємо коефіцієнт перерахунку, що дорівнює 1, і натискаємо записати. Аналогічно вибираємо всі навантаження і ставимо відповідні їм коефіцієнти. Оскільки навантаження в роботі задавалися в нормативних значеннях, усі коефіцієнти дорівнюватимуть 1 відповідно до [10]. Аналогічно задаємо сейсмічне навантаження 7 балів.

Задаємо попереднє напруження і надалі регулюємо за допомогою нього зусилля, що вийшли в елементах.

Навантаження задаємо крок за кроком.

2.4 Результати розрахунку будівлі в ПК Ліра САПР

Максимальне вертикальне переміщення склало -3,68 м, що менше за граничне вертикальне переміщення, яке визначається згідно з [10] за формулою

$$f_n = (1/20) \ell_n = 5.5 \text{ м}$$

де l - розрахунковий проліт елемента конструкції.

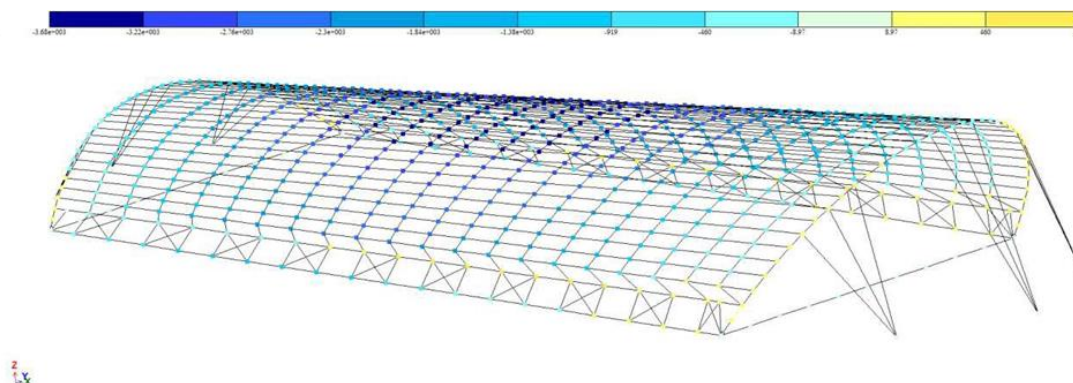


Рисунок 2.9 - Переміщення по осі Z

Після підбору перерізів сталевих конструкцій переходимо до підбору вант.

2.5 Конструювання конструкцій покриття

За допомогою постпроцесора ПК Ліра САПР проводимо нелінійний розрахунок і аналізуємо отримані результати.

Розрахункове постійне навантаження становить 0.545 кН/м^2 . Лінійне постійне навантаження на нитки $g = 0.545 \cdot 2 = 1.09 \text{ кН/м}$. Розрахункове снігове навантаження $s = 3.88 \text{ кН/м}^2$.

Стрілки за першого наближення: несучої нитки $f_n = (1/20) \ell_n = 5.5 \text{ м}$; стабілізуючої $f_s = (1/13) \ell_s = 4.6 \text{ м}$. У першому наближенні коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами $\alpha = 0.25$.

Падіння контактного навантаження при повному завантаженні покриття

постійним і сніговим навантаженнями

$$q = (g + s) \frac{\alpha \cdot f_s}{f_n(\ell_s^2 / \ell_n^2) + \alpha \cdot f_s} \cdot \frac{a_s}{a_n} = (1.09 + 3.98) \frac{0.25 \cdot 4.6}{5.5(60^2 / 110^2) + 0.25 \cdot 4.6} \cdot \frac{3}{2} = 3.142 \text{ кН/м}^2,$$

де:

α - коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами;

g - лінійне постійне навантаження на нитки;

s - розрахункове снігове навантаження;

f_n, f_s - стрілки провисання середніх несучої та стабілізуючої ниток

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої та стабілізуючої ниток

Залишкове контактне навантаження за повного завантаження покриття $\Delta q = 0.3 \cdot q = 0.3 \cdot 3.142 = 0.943 \text{ кН/м}^2$, тоді початкове контактне навантаження дорівнюватиме $q_0 = q + \Delta q = 3.142 + 0.943 = 4.081 \text{ кН/м}^2$.

2.5.1 Підбір площі канатів

Для цього необхідно визначити розпір у несучій і стабілізуючій нитках за формулою:

$$H_n = (g + s + \Delta q) \ell^2 / (8f_n).$$

Необхідна площа каната визначається за формулою:

$$A_n = 1.6 \cdot H_n / k_p \cdot R_{un} \text{ [18].}$$

де g - лінійне постійне навантаження на нитки;

s - розрахункове снігове навантаження;

f_n, f_s - стрілки провисання середніх несучої та стабілізуючої ниток;

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої та стабілізуючої ниток;

Δq - залишкове контактне навантаження при повному завантаженні. Підбір площі несучої нитки

$$H_n = (g + s + \Delta q) \ell^2 / (8f_n) = (1.09 + 3.98 + 0.943) 110^2 / (8 \cdot 5.5) = 1366.5 \text{ кН.}$$

Необхідна площа перерізу спірального каната ЛК-Р за нормативного опору дротів $R_u = 137.2 \text{ кН/см}^2$

$$A_n = 1.6 \cdot H_n / k_p \cdot R_{un} = 1.6 \cdot 1366.5 / (0.81 \cdot 137.2) = 19.66 \text{ см}^2 = 1966 \text{ мм}^2.$$

Цій умові відповідає канат діаметром 68 мм із площею *перерізу*- $A_n = 2059$ мм². Модуль пружності $E = 1.4 \cdot 10^5$ Н/см².

Підбір площі стабілізуючої нитки

$$H_s = q_0 \ell^2 / (8f_s) = 4.081 \cdot 60^2 / (8 \cdot 4.6) = 399.9 \text{ кН.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу спірального каната ЛК-Р при

$$R_u = 137.2 \text{ кН/см}^2.$$

$$A_s = 1.6 \cdot H_s / k_p \cdot R_{un} = 1.6 \cdot 399.9 / (0.81 \cdot 137.2) = 0.96 = 96 \text{ мм}^2.$$

Цій умові відповідає канат діаметром 16 мм із площею перерізу- $A_s = 1219.55$ мм². Модуль пружності $E = 1.4 \cdot 10^5$ Н/см².

Відношення довжин ниток до прольоту

$$m_n = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_n}{\ell_n} \right)^2 = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{5.5}{110} \right)^2 = 1.0067 \quad ; \quad m_s = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_s}{\ell_s} \right)^2 = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{4.6}{60} \right)^2 = 1.0158$$

Коефіцієнт α дорівнює

$$\alpha = \frac{m_n^2}{m_s^2} \frac{E_s A_s}{E_n A_n} \frac{f_s}{f_n} \left(\frac{\ell_n^2}{\ell_s^2} \right) = \frac{1.0067^2}{1.0158^2} \frac{1219}{2059} \frac{4.6}{5.5} \left(\frac{110^2}{60^2} \right) = 2.5$$

Уточнення значення контактних навантажень при $\alpha = 1.5$

$$q = (g + s) \frac{\alpha \cdot f_s}{f_n (\ell_s^2 / \ell_n^2) + \alpha \cdot f_s} \cdot \frac{a_s}{a_n} = (1.09 + 3.98) \frac{1.5 \cdot 4.6}{5.5(60^2 / 110^2) + 1.5 \cdot 4.6} \cdot \frac{3}{2} = 6.147.$$

$$\Delta q = 0.3 \cdot q = 0.3 \cdot 6.15 = 1.84 \text{ кН/м,} \quad q_0 = q + \Delta q = 3.142 + 1.84 = 4.982 \text{ кН/м.}$$

де α - коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами;

Δq - залишкове контактне навантаження при повному завантаженні;

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої та стабілізуючої ниток;

A_n, A_s - площа поперечного перерізу несучої та стабілізуючої ниток;

m_n, m_s - відношення довжин несучої та стабілізуючої ниток до прольоту;

f_n, f_s - стрілки провисання середніх несучої та стабілізуючої ниток;

ℓ_n, ℓ_s - довжини несучої та стабілізуючої ниток;

2.5.2 Повторний підбір перерізів ниток з урахуванням уточненого значення контактної навантаження

Для цього необхідно крім розпору визначити балочну опорну реакцію $V_n = (g+s+\Delta q)\ell / 2$. Найбільше зусилля у ванті дорівнюватиме

$$T_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2}$$

Несуча нитка

$$H_n = (g+s+\Delta q)\ell^2 / (8f_n) = (1,09 + 3,98 + 1,84) 110^2 / (8 \cdot 5,5) = 1390,45 \text{ кН.}$$

$$V_n = (g+s+\Delta q)\ell / 2 = (1,09 + 3,98 + 1,84) 60 / 2 = 187,5 \text{ кН.}$$

$$T_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2} = \sqrt{1390,45^2 + 187,5^2} = 1402,53 \text{ кН.}$$

$$T_n = \frac{T}{0,6} = \frac{1402,53}{0,6} = 2305,55 \text{ кН.}$$

Цій умові відповідає канат діаметром 72 мм із площею перерізу- $A_n = 2316 \text{ мм}^2$. Модуль пружності $E = 1,45 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$, $T_{\text{rupt}} = 2755 \text{ кН}$; $R_{\text{un}} = 160 \text{ кН/см}^2$.

Розрахункове розривне зусилля каната

$$T_{\text{calc,r}} = 0,6 \cdot T_{\text{rupt}} = 0,6 \cdot 2755 = 1653 \text{ кН.}$$

Необхідна площа перерізу в підсумку може бути дещо вищою за отриману під час першого наближення.

Визначення максимально можливого навантаження

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{ql^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{ql}{2}\right)^2} \Rightarrow$$

$$q^{\text{max}} = \frac{N}{\sqrt{\left(\frac{l^2}{8f}\right)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}} \Rightarrow$$

$$q^{\text{max}} = \frac{1653}{\sqrt{\left(\frac{110^2}{8 \cdot 5,5}\right)^2 + \left(\frac{110}{2}\right)^2}} = 20,78 \text{ кН/м}$$

Під час визначення q не враховувалися пружні деформації, що призводить до дещо завищеного значення розпору і йде в запас міцності. При цьому похибка

становить від 2.2 до 7.7 % при $f = 1/20l$ - для несучої нитки і $f = 1/13l$ - для стабілізуючої, або $q_{calc} = q \cdot k$ [26].

$$q_{calc} = 20.78 \cdot 1.07 = 22.23 \text{ кН/м.}$$

Тоді постійне розрахункове навантаження буде

$$g = q_{calc} - s$$

$$g = 22.23 - 3.98 = 18.25 \text{ кН/м.}$$

Стабілізуюча нитка

$$H_s = q_0 \ell^2 / (8f_s) = 1.087 \cdot 60^2 / (8 \cdot 4.6) = 352.9 \text{ кН.}$$

$$V_s = q_0 \ell / 2 = 1.087 \cdot 200 / 2 = 122.4 \text{ кН.}$$

$$T_s = \sqrt{H_s^2 + V_s^2} = \sqrt{352.9^2 + 122.4^2} = 373.53 \text{ кН.}$$

$$T_s = \frac{T}{0.6} = \frac{373.53}{0.6} = 622.55 \text{ кН.}$$

Цій умові відповідає канат діаметром 46.5 мм із площею перерізу $A_n = 988.71 \text{ мм}^2$. Модуль пружності $E = 1.6 \cdot 10^5 \text{ Н/см}^2$. $T_{rupt} = 1050 \text{ кН}$; $R_{un} = 117.6 \text{ кН/см}^2$.

Розрахункове розривне зусилля канату

$$T_{calc,r} = 0.6 \cdot T_{rupt} = 0.6 \cdot 1050 = 630 \text{ кН}$$

$$q^{max} = \frac{630}{\sqrt{\left(\frac{60^2}{8 \cdot 4.6}\right)^2 + \left(\frac{60}{2}\right)^2}} = 14.46 \text{ кН/м}$$

$$q_{calc} = 14.46 \cdot 1.07 = 15.53 \text{ кН/м.}$$

Тоді постійне розрахункове навантаження буде

$$g = 15.53 - 3.98 = 11.55 \text{ кН/м.}$$

Позначення:

α - коефіцієнт пропорційного розподілу навантаження між поясами;

E - модуль пружності сталі;

H_n, H_s - розпір у несучій і стабілізуючій нитках;

A_n, A_s - площа поперечного перерізу несучої та стабілізуючої ниток;

R_u - нормативний опір дротів;

m_n, m_s - відношення довжин несучої та стабілізуючої ниток до прольоту;

V_n, V_s - балкові опорні реакції;

T_n, T_s - найбільше зусилля у ванті;

$T_{calc,r}$ - розрахункове розривне зусилля каната;

M - згинальні моменти;

D - параметр від постійних і тимчасових навантажень;

p_2 - власна вага канатів;

p_1 - власна вага покрівлі та привантажувача;

g - лінійне постійне навантаження на нитки.

2.5.2 Перевірка міцності ванти з урахуванням пружних деформацій

Розпір з урахуванням ваги елементів кріплення визначається за формулою[26]:

$$H_0 = \frac{g_0 l^2}{8 f_0} \quad (2.1)$$

Навантаження на нитку з урахуванням опадів снігу нерівномірно розподілене по всій ширині прольоту

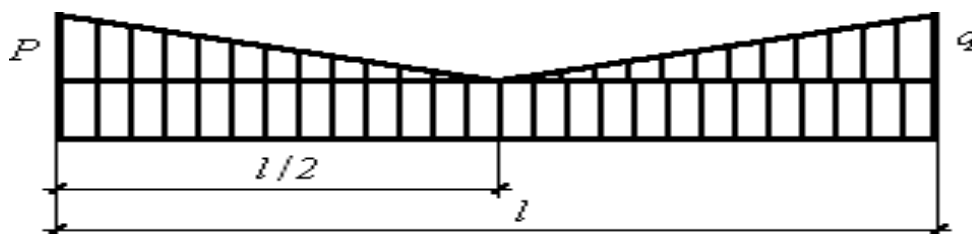


Рисунок 2.10 – Схема дії снігового навантаження

Для прийнятої схеми завантаження гнучкої нитки

$$D_0 = \frac{g^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g \cdot p \cdot l^3}{16} + \frac{p^2 \cdot l^3}{80}$$

$$D = \frac{g_{calc}^2 \cdot l^3}{12} + \frac{g_{calc} \cdot p \cdot l^3}{16} + \frac{p^2 \cdot l^3}{80}$$

Для точного визначення розпору можна скористатися кубічним рівнянням

$$H^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EAD}{2l}$$

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} < T_{calc,r}$$

де ℓ - довжини ниток

H - розпір у нитках;

A - площа поперечного перерізу ниток;

D - параметр від постійних і тимчасових навантажень.

Розрахункове навантаження від каната з урахуванням ваги елементів кріплення 0,15 кН/м.

Розпір у несучій нитці

$$H_{0n} = \frac{0.15 \cdot 110^2}{5.5} = 330 \text{ кН}$$

$$D_0 = \frac{15^2 \cdot 110^3}{12} + \frac{15 \cdot 1.92 \cdot 110^3}{16} + \frac{1.92^2 \cdot 110^3}{80} = 10.4 \cdot 10^6 (\text{кН})^2 \text{ м};$$

$$D = \frac{15.53^2 \cdot 110^3}{12} + \frac{15.53 \cdot 1.92 \cdot 110^3}{16} + \frac{1.92^2 \cdot 110^3}{80} = 12.25 \cdot 10^5 (\text{кН})^2 \text{ м}$$

$$H^3 + \left(\frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 23.16 \cdot 5.4 \cdot 10^6}{2 \cdot 11000 \cdot 300^2} - 330 \right) H^2 = \frac{1.6 \cdot 10^5 \cdot 23.16 \cdot 12.25 \cdot 10^5}{2 \cdot 11000}$$

$$H^3 + 260473.967 \cdot H^2 = 4923 \cdot 10^6 \quad H = 260,5 \text{ кН}$$

$$N = \sqrt{260.5^2 + 187^2} = 320 < 630$$

2.6 Розрахунок металеві арки Б

2.6.1 Результати розрахунку арки в ПК Ліра САПР

Статичний розрахунок арки проводиться на ЕОМ за допомогою програмного продукту Ліра САПР. Арка розраховується як двошарнірна із затяжкою. Як затяжку

використовують два двотаври № 100Ш1 з площею 369 см^2 (за сортаментом).

Перетин арки прийнято коробчастий розміром $3,7 \times 2 \text{ м}$.

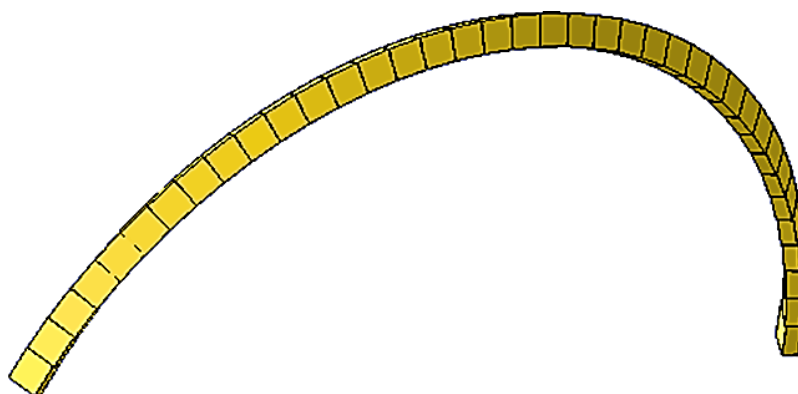


Рисунок 2.11 - Схема арки

Отримані результати: Епюри M , Q , N

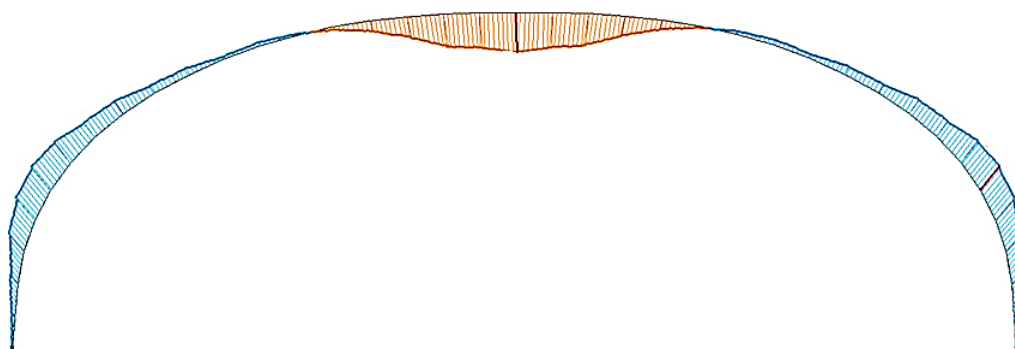


Рисунок 2.12 - Епюра M , кНм

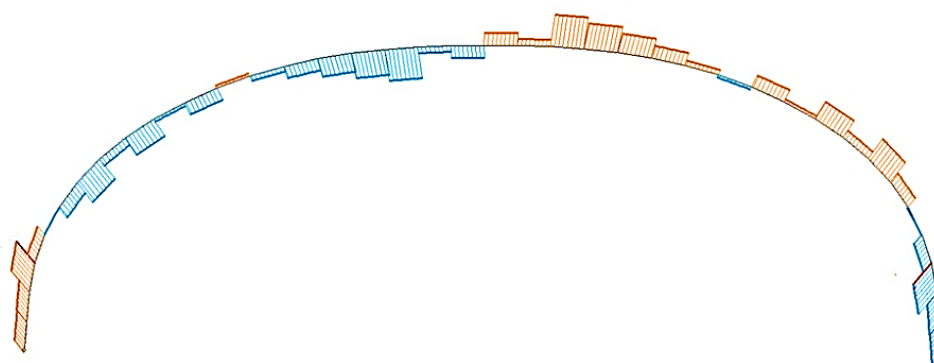


Рисунок 2.13 - Епюра Q , кН

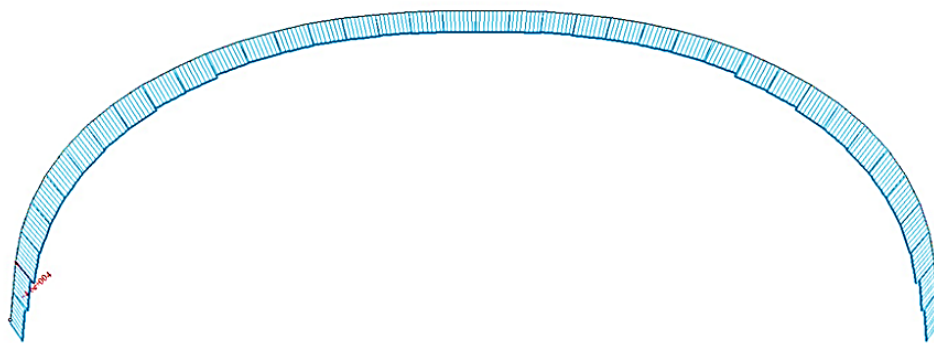


Рисунок 2.14 - Епюра N, кН

Зусилля в затягуванні дорівнює 6300 кН.

Розрахункові зусилля дорівнюють: $M = 78508$ кНм; $Q = 794.1$ кН; $N = 19210$ кН.

2.6.2 Розрахунок зовнішньої арки

Необхідну площу перерізу арки визначають, виходячи з умови міцності для позacentрово стиснутих елементів при пружній роботі сталі.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c,$$

$$A_{cal} \geq \frac{6M + N \cdot h \cdot (2\alpha + 1)}{R_y \gamma_c h \cdot (2\alpha + 1)}$$

де σ - нормальна напружка;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

N - поздовжня сила (за епюрою N);

M - згинальний момент (за епюрою M);

γ_p - розрахунковий опір сталі за межею плинності;

h - висота перерізу.

Як матеріал - сталь С345 з $R_y = 280$ МПа. Коефіцієнт умов роботи γ_c дорівнює одиниці. Висоту арки приблизно можна визначити як h_{opt} для балок, у межах $(1/50 \dots 1/80)L$.

$$h = \sqrt[3]{1.5 \lambda_w \frac{M}{R_y}} = \sqrt[3]{1.5 \cdot 120 \cdot \frac{78508 \cdot 10^3}{280 \cdot 10^6}} \approx 3.7 \text{ м.}$$

За такої висоти перерізу оптимальним буде $\alpha = 0.5$, $\lambda_w = 120$ приймаємо за умовами забезпечення місцевої стійкості.

Тоді необхідна площа перерізу арки дорівнюватиме

$$A_{cal} \geq \frac{6M + N \cdot h \cdot (2\alpha + 1)}{R_y \gamma_c h \cdot (2\alpha + 1)} = \frac{6 \cdot 78508 \cdot 10^3 + 19210 \cdot 10^3 \cdot 3.7 \cdot (2 \cdot 0.5 + 1)}{280 \cdot 10^6 \cdot 3.7 \cdot (2 \cdot 0.5 + 1)} = 0.296 \text{ м}^2.$$

Оскільки ми прийняли $\alpha = 0.5$, то $A_w = A_f = 0.5A$. Виходячи з цього

$$t_w = A_w / 2h_w = 0.148 / (2 \cdot 3.7) = 0.02 \text{ м.}$$

За сортаментом приймаємо $t_w = 22$ мм. З конструктивних міркувань товщину полиці приймаємо $t_f = 40$ мм.

Тоді $b_f = A_f / t_f = 0.148 / (2 \cdot 0.04) = 1.851$ м., приймаємо 2 м. Отриманий переріз має такий вигляд:

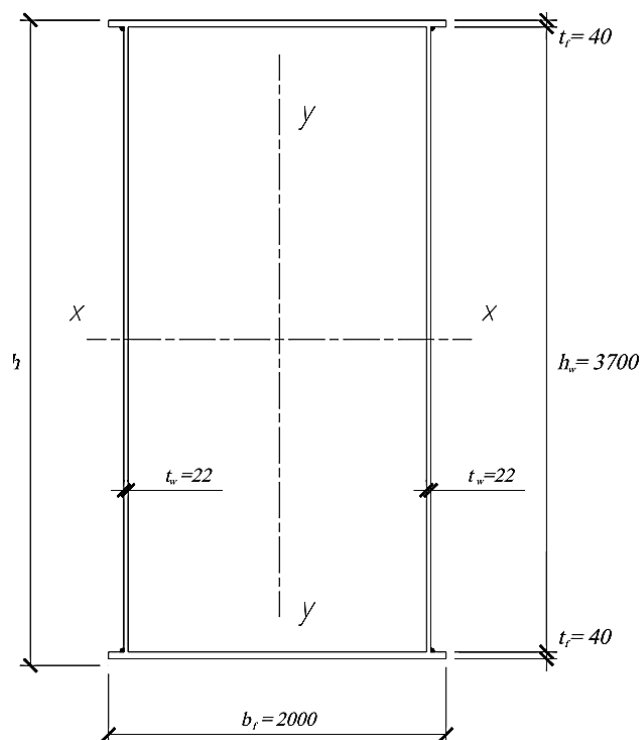


Рисунок 2.15 Перетин Арки Б

$$A = 0.3228 \text{ м}^2; J_x = 0.74523 \text{ м}^4; J_y = 0.1838 \text{ м}^4;$$

$$W_x = J_x / y = 0.74523 / 1.89 = 0.3943 \text{ м}^3.$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.74523}{0.3228}} = 1.52 \text{ м}; \quad i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.1845}{0.3228}} = 0.76 \text{ м}.$$

де W_x - момент опору відн. x ;

J_x, J_y - моменти інерції перерізу;

y - відстань до центру ваги перерізу; i_x - радіус інерції перерізу.

Розрахунок на міцність і стійкість.

Перевірку міцності арки проводять як для позацентрово стиснутих елементів за пружної роботи сталі.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{19210 \cdot 10^3}{0.3228} + \frac{78508 \cdot 10^3}{0.3943} = 258.6 \text{ МПа} \leq R_y = 280 \text{ МПа}$$

В арках, особливо пологих, з розвиненим за висотою перерізом слід враховувати температурні напруження, які можуть бути визначені за формулами, МПа:

(у двошарнірній арці)

$$\sigma_t = \pm 2.36 \cdot \Delta t \cdot h / f$$

$$\sigma_t = 2.36 \cdot (-36.6) \cdot 3.78 / 51 = -6.4 \text{ МПа}$$

$$\sigma_t = 2.36 \cdot 27.2 \cdot 3.78 / 51 = 4.76 \text{ МПа}$$

де σ_t - нормальне напруження, що діє в перерізі;

f - стріла підйому.

Умова міцності виконується.

Крім перевірки на міцність необхідно перевірити стійкість арки з її площини на ділянці між точками, закріпленими в горизонтальному напрямку системою зв'язків.

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих елементів слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{c\phi_y A} \leq R_y \gamma_c \quad (2.2)$$

де c - коефіцієнт, що враховує вплив моменту;

ϕ_y - коеф. поздовжнього вигину, визнач. залежно від гнучкості λ_y . Гнучкості й ексцентриситети:

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{78508 \cdot 10^3}{19210 \cdot 10^3} \cdot \frac{0.3228}{0.3943} = 3.78$$

$$\lambda_y = \ell_{ef} / i_y = 600 \cdot 1.05 / 76 = 8.3; \lambda_c = 3.14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3.14 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 85.2.$$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + (0.55 + 0.05 m_x) m_x} = \frac{1}{1 + (0.55 + 0.05 \cdot 3.78) 3.78} = 0.264.$$

де M_x - згинальний момент за віссю x ;

m_x - відносний ексцентриситет;

R_y - розрахунковий опір за межею плинності;

E - модуль пружності;

$$\frac{N}{c\phi_y A} = \frac{19210 \cdot 10^3}{0.264 \cdot 0.973} = 70.4 \text{ МПа} \leq 280 \text{ МПа}.$$

Стійкість із площини арки забезпечується.

Арка, як криволінійний брус вимагає перевірки стійкості в площині дії моменту. Стійкість арки можна перевірити за таким виразом

$$1.4 \cdot p \leq p_{cr} = k \frac{EJ_x}{\ell^3}$$

де p - навантаження на одиницю довжини арки;

1.4 - коефіцієнт безпеки на стійкість;

p_{cr} - критичне навантаження.

$$1.4 \cdot 229.21 = 321 \text{ кН/м} \leq 80,7 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 0.75 / 60^3 = 579.3 \text{ кН/м}.$$

Стійкість у площині арки забезпечується. Перевірка стійкості стінки арки.

Для забезпечення місцевої стійкості стінок необхідно, щоб дотримувалася умова

$$\frac{h_{ef}}{t} \geq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2.3)$$

Гнучкість елемента в площині дії моменту дорівнює $\lambda_1 = \ell_{ef} / i_y = 60 \cdot 1.05 / 1.39 = 45.32$;

Стійкість стінки не забезпечується, необхідна постановка діафрагм.

Розрахунок жорсткості

$$\lambda_1 = \ell_{ef} / i_y = 60 \cdot 1.05 / 1.39 = 45.32;$$

$$m = e \cdot A / W = (78508 / 19210) \cdot 0.3228 / 0.3943 = 3.34 > 1.$$

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 45.32 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 1.22.$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.31 \bar{\lambda}_1,$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.31 \cdot 1.22 = 1.57 \leq 3.1.$$

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{3.7}{0.022} = 168 \geq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1.22 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 84.$$

Необхідна постановка поперечних ребер, також встановимо в центрі поздовжнє ребро.

Поперечні ребра встановлюємо з кроком понад 6.8 м.

З умов забезпечення стійкості як стінки, так і діафрагми розмір виступаючої частини ребра приймається $b = h/30 + 40$.

Перетин поздовжніх ребер такий: $b = 200$ мм, $t = 12$ мм. Крок ребер приймаємо в прольоті 1 м.

Перевірка стійкості полиці арки Стійкість полиці забезпечується при:

$$m \geq 1 \text{ и } \bar{\lambda} \geq 2 + 0.04m = 2 + 0.04 \cdot 3.34 = 2.13,$$

$$\frac{b_{ef}}{t} \geq (0.4 + 0.3\bar{\lambda})(1 - 0.01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

$$\frac{2}{0.04} = 50 \leq (0.4 + 0.3 \cdot 1.22)(1 - 0.01 \cdot 3.34) \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{280}} = 63.51.$$

Місцева стійкість полиці забезпечується.

2.7 Проектування фундаментів

2.7.1 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва

Згідно з інженерно-геологічним розрізом, виконаним до глибини 15 м, ділянка робіт складна такими видами ґрунтів:

ІГЕ 1 - Суглинок твердий. Ґрунт залягає до глибини 2,5 м. Потужність шару 2,5 м.

ІГЕ 2 - Суглинок твердий. Ґрунт залягає з глибини 2,5 м і до глибини 6,7 м. Потужність шару 4,2 м.

ІГЕ 3 - Суглинок м'якопластичний. Ґрунт залягає з глибини 6,7 м і до глибини 9,6 м. Потужність шару 2,9 м.

ІГЕ 4 - Пісок гравелистий. Ґрунт залягає з глибини 9,6 м і до глибини 12,2 м. Потужність шару 2,6 м.

ІГЕ 5 - Пісок середньої крупності. Ґрунт залягає з глибини 12,2 м і до глибини 13 м. Потужність шару 0,8 м.

ІГЕ 6 - Пісок дрібний середньої щільності, малого ступеня водонасичення. Ґрунт залягає з глибини 12,2 м і до глибини 17 м. Потужність шару 4,0 м.

2.7.2. Рівень ґрунтових вод, їхній хімічний склад, агресивність ґрунтових вод і ґрунту по відношенню до матеріалів, що використовуються під час будівництва підземної частини об'єкта капітального будівництва

У результаті проведених вишукувань, у товщі ґрунтів до розвіданої глибини 15 м не зустрінуті водоносні горизонти.

2.7.3 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

Фундамент будівлі являє собою фундамент стовпчастий неглибокого

закладення. Висота фундаменту 1500 мм. Фундамент має щабель висотою 750 мм.

Фундамент виконаний з бетону класу C20/25, марка за водонепроникністю W4, за морозостійкістю F150.

Під ростверком передбачено підготовку з бетону класу B7,5 $\delta=100$ мм.

Ростверк армований арматурою класу А 500С.

2.7.4 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Проектування фундаментів починається з оцінки ґрунтових умов майданчика будівництва, знаходження розрахункових характеристик. Інженерно-геологічна колонка показана на рисунку 2.16. За відносну відмітку 0.000 прийнято планувальну відмітку землі котловану.

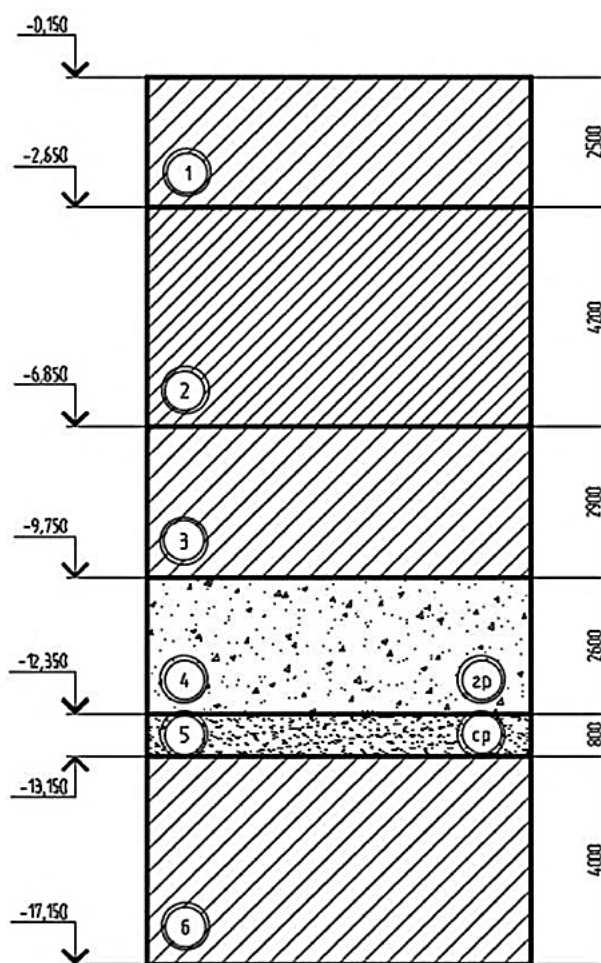


Рисунок 2.16 - Інженерно-геологічна колонка

2.8 Проектування пальового фундаменту під арку

2.8.1 Призначення виду палі та її параметра

Довжина палі залежить від інженерно-геологічних умов і глибини закладення підосви ростверку.

Мінімальне закладення нижнього кінця палі в нескельні ґрунти не менше 1,0 м.

Глибину закладення підосви ростверку приймаємо $d_p = 1,8$, виходячи тільки з конструктивних вимог. Верх ростверку проектуємо на позначці -0,15 м, а висоту приймаємо 1,5 м.

За заданих умов приймаємо висячі палі, що спираються на стисливі ґрунти, що передають навантаження вістрям і бічною поверхнею.

Приймаємо палі суцільного квадратного перерізу 300x300 мм і довжиною 10 м.

2.8.3 Визначення несучої здатності забивної палі

Несучу здатність (кН) висячої забивної палі по ґрунту основи визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum_i^h \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (2.4)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають рівним 1;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі;

u - периметр палі;

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

h_i - товщина i -го шару ґрунту біля бічної поверхні палі;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні, що приймається

рівним 1;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймається рівним 1.

Тоді несуча здатність складе

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 10752 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 496,76) = 1563,79 \text{ кН.}$$

З досвіду будівництва межі навантаження для непросадочних напівтвердих суглинків становить 600 кН.

Приймаємо допустиме навантаження на одну палю 600 кН.

2.8.4 Визначення числа паль у фундаменті

Число паль у фундаменті встановлюють виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності

$$n = \frac{N_{0I}}{F_d / \gamma_k - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}}, \quad (2.5)$$

де N_{0I} - максимальна сума розрахункових вертикальних навантажень, що діють на обріз ростверку (приймаємо $N_{0I} = 3818,45 \text{ кН}$);

A - площа ростверку, що припадає на одну палю (приймаємо $A = 1 \text{ м}^2$);

γ_{mt} - середнє значення питомої ваги ґрунту і бетону, що дорівнює $20 \text{ кН} \cdot \text{м}^3$;

d_p - глибина закладення ростверку, м.

$$n = \frac{13210}{600 - 1 \cdot 2 \cdot 20} = 23,17 \approx 24 \text{ шт.}$$

Приймаємо 24 палі з умови конструювання симетричного ростверку для рівномірного розподілу зусиль в обох площинах сприйняття навантаження. Відстань між осями висячих висячих забивних і вдавлених паль має бути не менше $3 \cdot d = 3 \cdot 300 \cdot 3 \cdot 300 = 900 \text{ мм}$.

Розміри ростверку в плані складуть, враховуючи звиси його за зовнішні грані

палі 300 мм - 3600х5400 мм.

2.8.5 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи

Збір навантажень:

Розрахунок ведеться за I граничним станом. Орієнтовно вага ростверка обчислюється за формулою

$$G_p = b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}, \quad (2.6)$$

де b_p, l_p - розміри ростверку в плані, м;

d_p - висота ростверку, м;

γ_{mt} - середнє значення його питомої ваги і ґрунту, що приймається 22 кН/м³.

На рисунку 2.17 наведено схему розташування паль

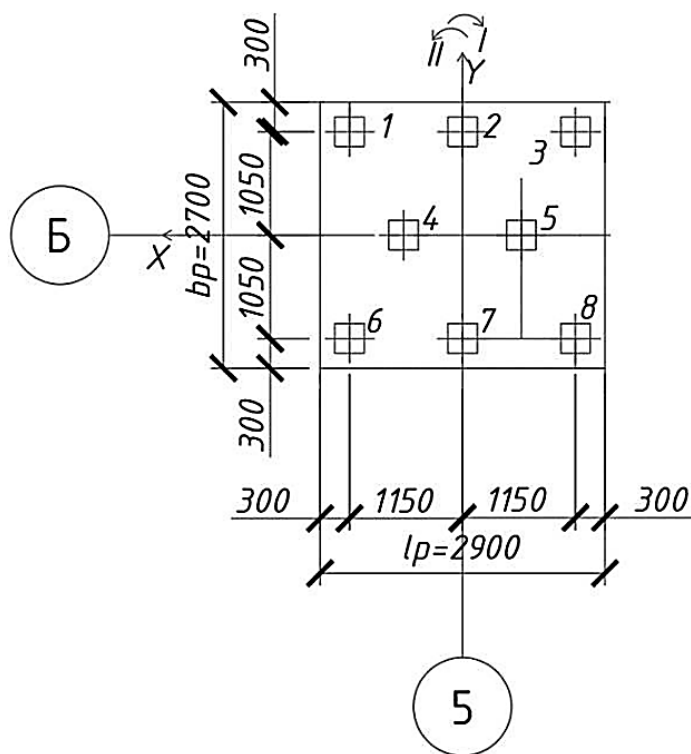


Рисунок 2.17 - Схема розташування паль

$$G_p = 3, 6 \cdot 5, 4 \cdot 1, 5 \cdot 22 \cdot 1, 1 = 705, 67 \text{ кН.}$$

Далі наводимо навантаження до підосви ростверку за двома комбінаціями завантажень.

I комбінація:

$$N' = N_{\text{max}} + G = 13210 + 707, 67 = 13915, 679 \text{ кН;}$$

$$M' = M_{\text{відпов}} + Q \cdot (d - 0,15) = 2890,12 + 987,12 \cdot (1,8 - 0,15) = 4518,89 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

II комбінація:

$$N'' = N_{\text{відпов}} + G = 11487,9 + 705,67 = 12192,67 \text{ кН;}$$

$$M'' = -M_{\text{max}} - Q \cdot (d - 0,15) = 3987,97 + 987,12 \cdot (1,8 - 0,15) = 5616,72 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Розрахункове навантаження на палю під час дії моментів в одній площині визначається за формулою

$$N_{ci} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M' \cdot x}{\sum x_i^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot m \quad (2.7)$$

де N' і M' - відповідно розрахункове зусилля в несприятливих поєднаннях і комбінаціях, за яких розрахункове зусилля в палі найбільше, під час визначення вертикального зусилля до розрахункового навантаження додають вагу паль із коефіцієнтом надійності 1,1;

n - число паль у фундаменті;

x - відстані в площині дії моменту від головної осі до палі, зусилля в якій визначається, м;

$m_{пл}$ - маса палі;

x_i - відстані від головної осі до кожної з паль, м.

Дані розрахунку зведено в таблицю 2.4.

Таблиця 2.4 - Зусилля в палях

Номер палі	х, м	$\sum x_i^2$	Зусилля в палях, кН	
			Комбінація	
			I	II
1	2	3	4	5
1-6	1.5	33.48	807.028	281.133
7-12	0.6		685.553	432.12
13-18	0.6		533.109	537.24
19-24	1.5		404.028	643.825

Перевіряємо умову міцності крайньої палі

$$N_c^{1,13} < 1,2 \cdot F_d / \gamma_k = 1,2 \cdot 600 = 720 \text{ кН};$$

807,028кН < 660кН - умова не виконується. Збільшуємо відстань між палями.

Таблиця 2.5 - Зусилля в палях

Номер палі	х, м	$\sum x_i^2$	Зусилля в палях, кН	
			Комбінація	
			I	II
1	2	3	4	5
1-6	1.8	53.46	756.72	343.663
7-12	0.9		680.645	438.22
13-18	0.9		556.695	534.03
19-24	1.8		457.84	612.689

Перевіряємо умову міцності крайньої палі

756,72кН < 660кН - умова не виконується. Збільшуємо кількість паль.

Таблиця 2.6 - Зусилля в палях

Номер палі	х, м	$\sum x_i^2$	Зусилля в палях, кН	
			Комбінація	
			I	II
1	2	3	4	5
1-6	1.8	53.46	646.637	247.938
7-12	0.9		570.562	342.495
13-18	0		494.486	437.053
19-24	0.9		418.411	531.611
25-30	1.8		342.336	626.168

807,028кН < 660кН - умова не виконується.

2.8.6 Розрахунок плити ростверку на продавлювання опорною частиною

Під час цього розрахунку враховують, що піраміда продавлювання утворюється площинами, проведеними від опорної плити під кутом 45° до центру робочої арматури плити (на 50 мм вище за підосхву ростверку). Якщо в межах піраміди продавлювання опиняються палі, то площини проводяться до граней паль, тобто під кутом більшим ніж 45° .

Суть перевірки на продавлювання полягає в тому, щоб сила, що продавлює, не перевищувала міцність на розтягнення по гранях піраміди. Розрахунок ведемо за формулою

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{0p}}{\alpha} \cdot \left[\frac{h_{0p}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{0p}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right] \quad (2.8)$$

де R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню (1,3 МПа для С30/35);

F - продавлювальна сила, що дорівнює подвоєній сумі зусиль у палях, розташованих з одного найбільш навантаженого боку від осі колони, що перебувають за межами нижньої основи піраміди продавлювання; зусилля в палях визначають від навантаження, прикладеного до обрізу ростверку;

$\alpha = 1 - (0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c) / N_{\max}$ - коефіцієнт, але не менше 0,85;

h_{0p} - робоча висота перерізу ростверка (приймаємо $h_{0p} = 1,5 - 0,05 = 1,45$ м);

c_1, c_2 - відстань від грані колони відповідно з розмірами b_c і l_c до внутрішньої грані найближчого ряду паль, розташованих за межами піраміди продавлювання (не більше ніж h_{0p} і не менше ніж $0,4h_{0p} = 0,4 \cdot 1,45 = 0,5$), м ($c_1 = 0,5$ м, $c_2 = 0,5$ м).

На рисунку 2.18 представлено схему роботи ростверку на продавлювання колоною.

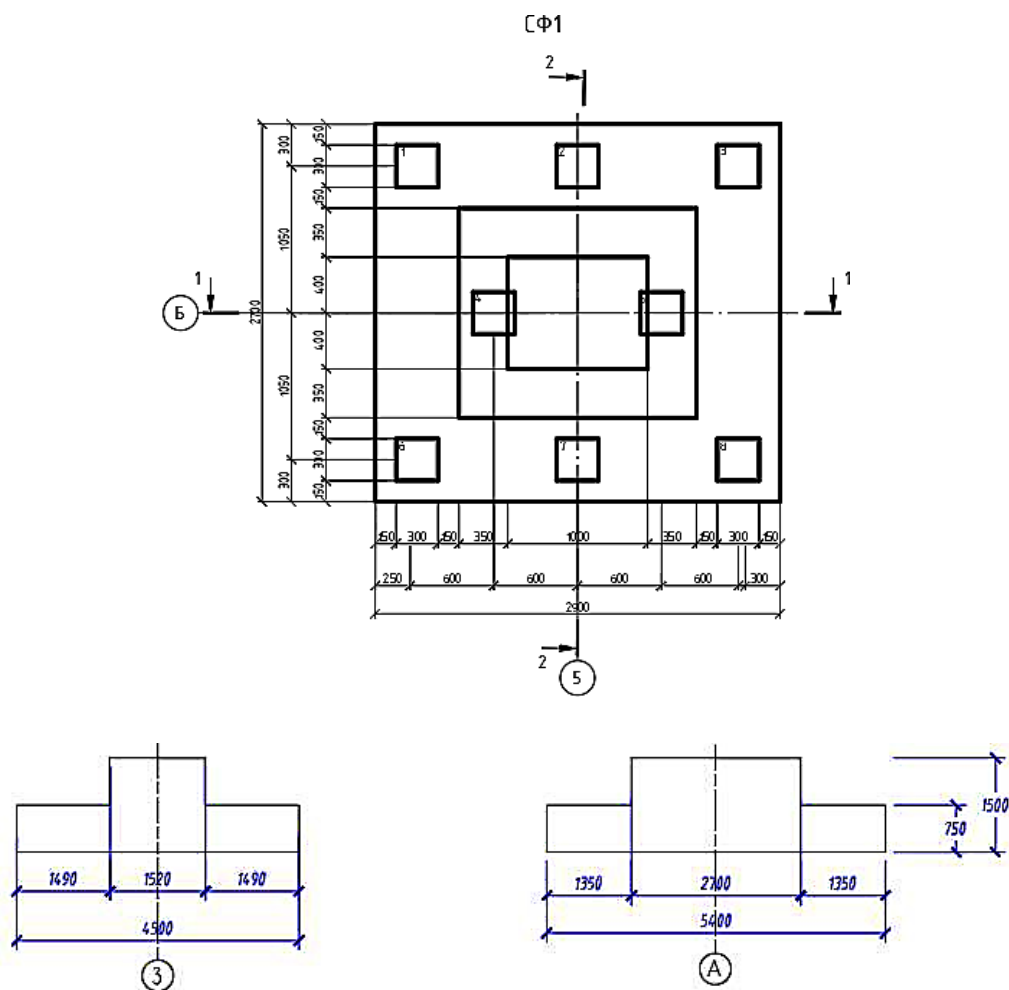


Рисунок 2.18 - Схема роботи ростверку на продавлювання аркою

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot 1300 \cdot (0,7 \cdot 2,7 \cdot 2 + 0,7 \cdot 1,52 \cdot 2)}{13210} = 0,76$$

приймаємо $\alpha = 0,85$.

Обчислимо зусилля в палях від навантажень на обрізі фундаменту за формулою

$$N_{ci} = \frac{N_{\max}}{n} \pm \frac{M}{\sum x_i^2} \cdot x + 1,1 \cdot 10 \cdot m \quad (2.9)$$

де n - число паль у фундаменті;

x - відстані в площині дії моменту від головної осі до палі, зусилля в якій визначається, м;

$m_{пл}$ - маса палі;

x_0 - відстані від головної осі до кожної з паль, м.

Дані розрахунку зведено в таблицю 2.7.

Таблиця 2.7 - Зусилля в палях

Номер палі	х, м	$\sum x_i^2$	Зусилля в палях, кН	
			Комбінація	
			I	II
1	2	3	4	5
1,6	1,15	6,57	502,764	483,121
4	0,8		504,156	485,676
2,7	0		507,336	491,518
5	0,8		510,517	497,359
3,8	1,15		511,908	499,914

Приймаємо для розрахунку продавлювальну силу за I комбінацією як найбільшу

$$F = 2 \cdot (N_{1-6} + N_{7-12} + N_{13-18}) = 2 \cdot (646,637 + 570,562 + 494,486) = 3423,37 \text{ кН.}$$

Таблиця 2.8 - Зусилля в палях

Номер палі	х, м	$\sum x_i^2$	Зусилля в палях, кН	
			Комбінація	
			I	II
1	2	3	4	5
1-6	1.8	53.46	646.637	247.938
7-12	0.9		570.562	342.495
13-18	0		494.486	437.053
19-24	0.9		418.411	531.611
25-30	1.8		342.336	626.168

$$3423,37 \text{ кН} \leq \frac{2 \cdot 1300 \cdot 1,45 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{0,85} \cdot \left[\frac{1,45}{0,5} \cdot (1,52 + 0,5) + \frac{1,45}{0,5} \cdot (2,7 + 0,5) \right];$$

$$3423,37 \text{ кН} \leq 67141,3 \text{ кН. Умова задовольняється.}$$

2.8.7 Розрахунок плити ростверку на продавлювання кутовою палею

Розрахунок ведеться за формулою

$$N_c \leq R_{bt} \cdot h_{01} \cdot [\beta_1 \cdot (b_{02} + 0,5 \cdot c_{02}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + 0,5 \cdot c_{01})], \quad (2.10)$$

де N_c - зусилля в кутовій палі, підраховане від розрахункових навантажень, що діє по підшві ростверку;

h_{01} - висота сходинок над палею;

b_{01}, b_{02} - відстань від внутрішніх граней кутової палі до зовнішніх граней плити ростверку;

$$b_{01} = b_{02} = 0,3;$$

c_{01}, c_{02} - відстань від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней опорної частини арки плити ростверку, але не більше ніж h_{01} і не менше ніж $0,4 h_{01}$, м ($c_{02} = 0,3$, $c_{01} = 0,3$, оскільки $0,4 \cdot h_{01} = 0,4 \cdot 0,75 = 0,3$ м приймаємо $c_{01} = c_{02} = 0,3$;

β_1, β_2 - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються залежно від $h_{01}/c = 0,75/0,3 = 2,5$, але не менше 0,6 і не більше 1, приймаємо $\beta_1 = \beta_2 = 1$;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню (1,3 МПа для С30/35).

$$646,637 \leq 1300 \cdot 0,75[1 \cdot (0,3 + 0,5 \cdot 0,3) + 1 \cdot (0,3 + 0,5 \cdot 0,3)];$$

$$646,637 \text{ кН} \leq 675,675 \text{ кН. Умова виконується.}$$

2.8.8 Конструювання пальового фундаменту, армування плити ростверку

Розрахунок плити ростверку на вигин і визначення перерізу арматури проводимо аналогічно стовпчастому фундаменту з тією різницею, що до плити ростверку прикладають не розподілене, а зосереджене навантаження в місцях обпирання на палі. Моменти в перерізах ростверку

$$M_x = \sum N_{пл} \cdot x_i, \quad (2.11)$$

$$M_y = \sum N_{пл} \cdot y_i, \quad (2.12)$$

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

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

Результати розрахунку арматури плитної частини фундаменту занесені в таблицю 2.9.

Таблиця 2.9 - Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Перетин	M, кНм	a	α_m	h_{0i}	b_i	A, см ²
1-1	924.31	0.188	0.895	0.6	1.19	50.62
2-2	1312.29	0.032	0.983	1.45	1.69	27.08
1-1	912.90	0.210	0.879	0.6	1.05	50.91
2-2	1806.78	0.048	0.977	1.45	1.55	37.51

Під час розрахунку знаходимо коефіцієнт α_m .

За величиною моментів у кожному перерізі визначається площа перерізу робочої арматури.

За більшим значенням A_s як уздовж сторони фундаменту l, так і вздовж b підберемо необхідне число стрижнів і діаметр арматури:

По стороні $b = 4,5\text{м}$:

$$n = \frac{b - 0,05 \cdot 2}{S} + 1 = \frac{4,5 - 0,1}{0,2} + 1 = 23 \text{шт},$$

де S - крок арматури, що дорівнює 200 мм.

Необхідна площа стрижня

$$A_{sk} = \frac{A_s}{n} = \frac{50,62}{23} = 2,21 \text{см}^2.$$

Приймаємо $\varnothing 18\text{A}400$ $A = 2,545 \text{см}^2$, $23 \varnothing 18\text{A}400$ $A = 2,454 \cdot 23 = 56,442 \text{см}^2$.

По стороні $l = 6,0\text{м}$ обчислюємо за формулою

$$n = \frac{l - 0,075 \cdot 2 - 0,05}{S} + 1 = \frac{6,0 - 0,2}{0,2} + 1 = 31шт,$$

Необхідну площу стрижня обчислюємо за формулою

$$A_{sk} = \frac{A_s}{n} = 30 = 1,697см^2.$$

Приймаємо Ø16A400 $A = 2,011см^2$, $31Ø16A400 A = 2,022 \cdot 30 = 60,33см^2$.

Опорну частину під арку армуємо трьома поздовжніми стрижнями Ø20A500 і поперечною арматурою Ø8A240 з кроком 200 мм.

2.8.9 Порівняння фундаменту неглибокого закладення і фундаменту на забивних палях

Таблиця 2.10 - ТЕП фундаментів

Показник	Фундамент неглибокого закладення	Пальовий фундамент на забивних палях
Трудомісткість люд-годин	124,51	206,02

У результаті порівняння влаштування фундаменту на забивних палях і фундаменту неглибокого закладення найбільш вигідним і менш трудомістким є фундамент неглибокого закладення.

Приймаємо стовпчастий фундамент неглибокого закладення. Розміри підосви основи 6000x5100 мм. Висота 1500 мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На цьому етапі необхідно дослідження кількох конструктивних варіантів конструкцій покриття, за результатами розрахунку зробити аналіз і вибрати найбільш раціональний варіант.

Як варіанти будуть розглядатися два варіанти перекриття великого прольоту: система канатів і ферма.

Основна частина буде виконана з металу.

Усі варіанти каркасів розраховували в ПК Ліра САПР на дію основного поєднання навантажень у вигляді власної ваги (задається автоматично в Ліра САПР), снігового, вітрового навантаження, ваги огорожувальних конструкцій, підлоги.

3.1 Варіант 1

У першому варіанті передбачається порівняти будівлю з несучими конструкціями покриття у вигляді вант.

Після завдання навантажень і попереднього призначення жорсткісних характеристик конструкцій, здійснюється розрахунок і підбір перерізів елементів.

Для цього призначаються групи конструктивних елементів. Групи сталевих елементів представлено на рисунках 3.1, 3.2.

Спочатку були задані такі перерізи елементів:

- ванти несучі - 72 (мм);
- ванти стабілізаційні - 68 (мм);
- відтяжки - 32 (мм);
- каркас (балки) - складений двотавр 450х20-пояс, 450х20 стінка;
- каркас (стійки) - складений двотавр 240х6-пояс, 240х6 стінка;
- каркас (зв'язки) - хрестові куточки 110х70х6,5;
- затяжка - 30Б2;

- арка Б - короб складений 1000х12 - полиця, 2000х18 – стінка;
- арка М - короб складений 500х20 - полиця, 1000х20 – стінка.

Результати підбору подано в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Результати підбору перерізів

Найменування групи елементів	Підібраний перетин
1	2
Ванти несучі	68 (мм)
Ванти стабілізаційні	46,5 (мм)
Каркас (балки)	Складовий двотавр 450х20-пояс, 1100х20 стінка
Каркас (стійки)	Каркас (стійки) - Складений двотавр 200х5-пояс, 340х2.5 стінка
Каркас (зв'язки)	Хрестові куточки 60х50х8
Затягування	Короб складений 2-200х2,5-200х2,5
Відтяжки	46 (мм)
Арка Б	Короб складений 2-560х20-1700х36
Арка М	Короб складений 2-450х20,2-1700х50

Схему покриття показано на рисунку 3.1. Розрахункову схему показано на рисунку 3.2. На рисунках 3.3 - 3.4 показано результати розрахунку каркаса варіанта №1.

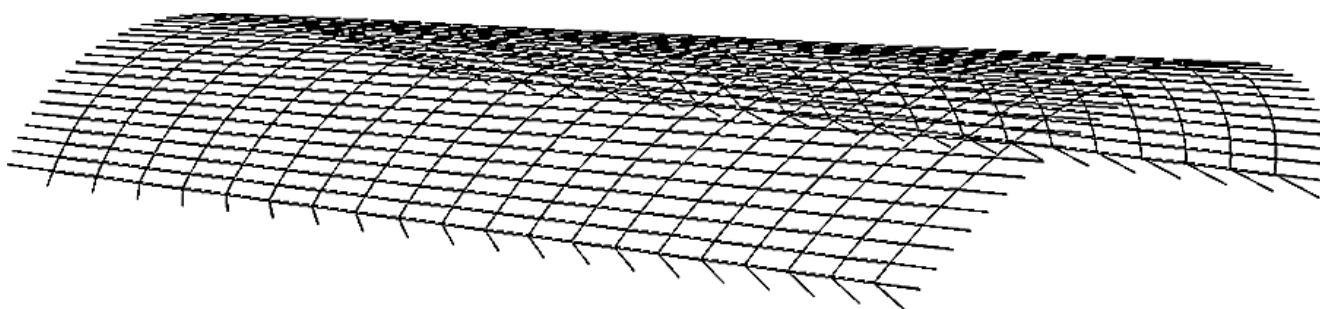


Рисунок 3.1 - Схема покриття першого варіанта

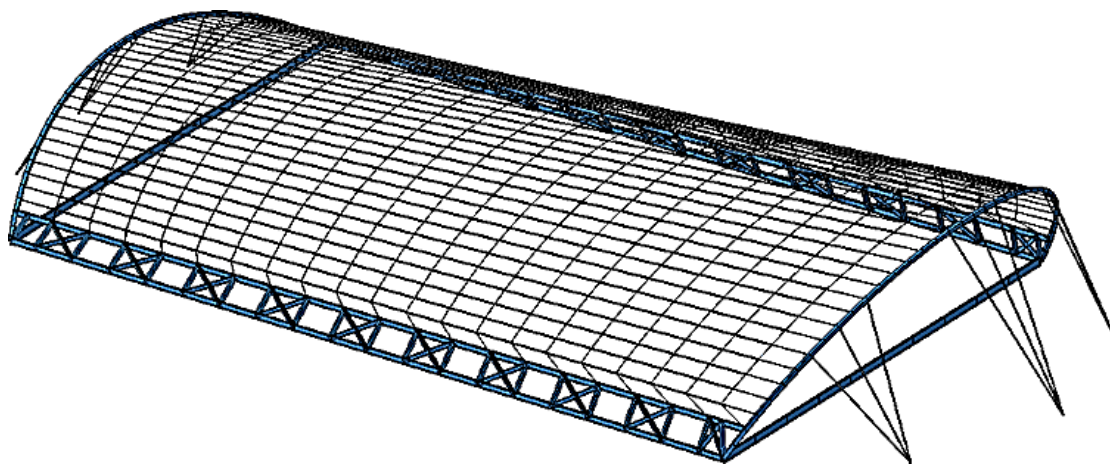


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема будівлі

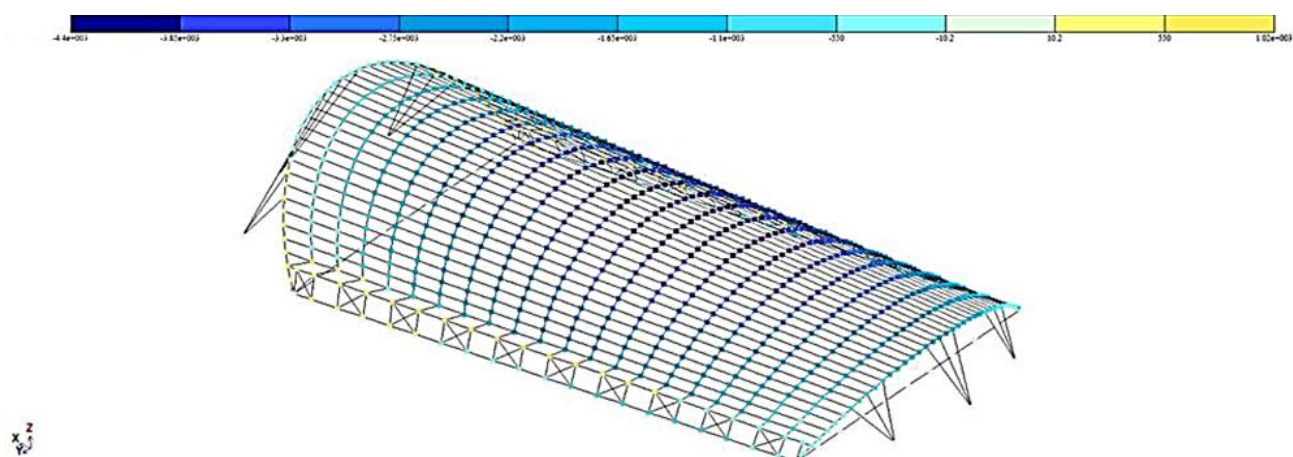


Рисунок 3.3 - Переміщення по осі Z, мм

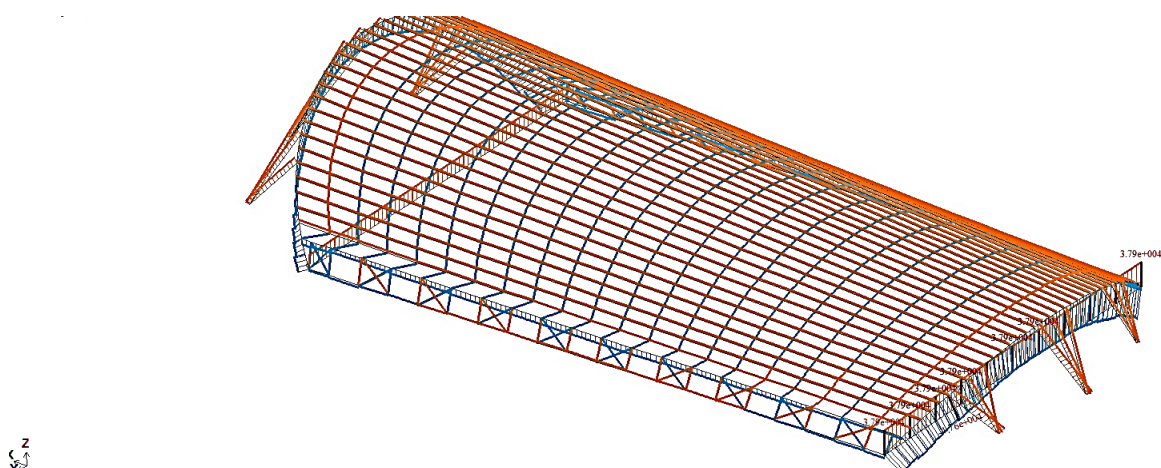


Рисунок 3.4 - Зусилля N, кН

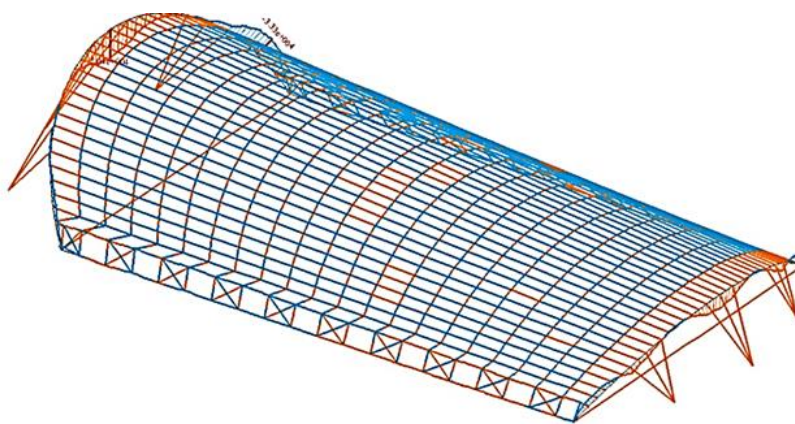


Рисунок 3.5 - Згинальні моменти M_y , $\text{кН} \cdot \text{м}$

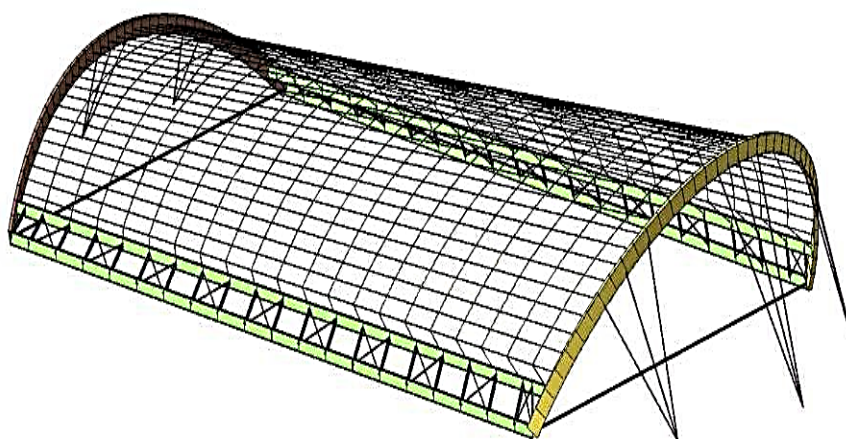


Рисунок 3.6 - 3-D схема будівлі з підібраними перерізами

3.2 Варіант 2

У другому варіанті передбачається порівняти будівлю з несучими конструкціями покриття у вигляді прогонів зі зв'язками.

Після завдання навантажень і попереднього призначення жорсткісних характеристик конструкцій, здійснюється розрахунок і підбір перерізів елементів.

Для цього призначаються групи конструктивних елементів.

Верхній пояс (ферма) - двотавр балковий (Б) 40 Б2;

Нижній пояс (ферма) - двотавр балковий (Б) 50Б2;

Підкоси (ферма) - куточки паралельно полицям 250x25;

Стійки (ферма) - швелер гнутий рівнополочний 160x70x4;

Верхні зв'язки по фермах - куточки паралельно полицям 250х250х20;
 Нижні зв'язки по фермах - куточки паралельно полицям 45х3;
 Каркас (балки) - складений двотавр 450х20-пояс, 450х20 стінка;
 Каркас (стійки) - складовий двотавр 530х4-пояс, 280х14 стінка;
 Каркас (зв'язки) - хрестові куточки 60х60х10;
 Затяжка - 80Ш1 за СТО АСМЧ 20-93;
 Арка Б - короб складений 450х20 - полиця і стінка (мм);
 Арка М - короб складений 450х20 - полиця і стінка (мм);
 Результати підбору представлені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Результати підбору перерізів

Найменування групи елементів	Підібраний перетин
1	2
Верхній пояс (ферма)	Двотавр балковий (Б) 50Б2
Нижній пояс (ферма)	Двотавр балковий (Б) 60Б3
Підкоси (ферма)	Куточки паралельно полицям 250х30
Стійки (ферма)	Швелер гнутий рівнополочний 90х54х5
Верхні зв'язки по фермах	Куточки паралельно полицям 200х200х25
Нижні зв'язки по фермах	Куточки паралельно полицям 160х16
Каркас (балки)	Складовий двотавр 450х20-пояс, 1100х20 стінка
Каркас (стійки)	Каркас (стійки) - Складений двотавр 200х5-пояс, 340х2.5 стінка
Каркас (зв'язки)	Хрестові куточки 60х60х5
Затягування	Двотавр балочний 50Ш3
Арка Б	Короб складений 2-1500х25,2-1500х25
Арка М	Короб складений 2-1100х20,2-700х20

Схему покриття показано на рисунку 3.7. Розрахункову схему показано на рисунку 3.8. На рисунках 3.9 – 3.10 показано результати розрахунку каркасу варіанта №2.

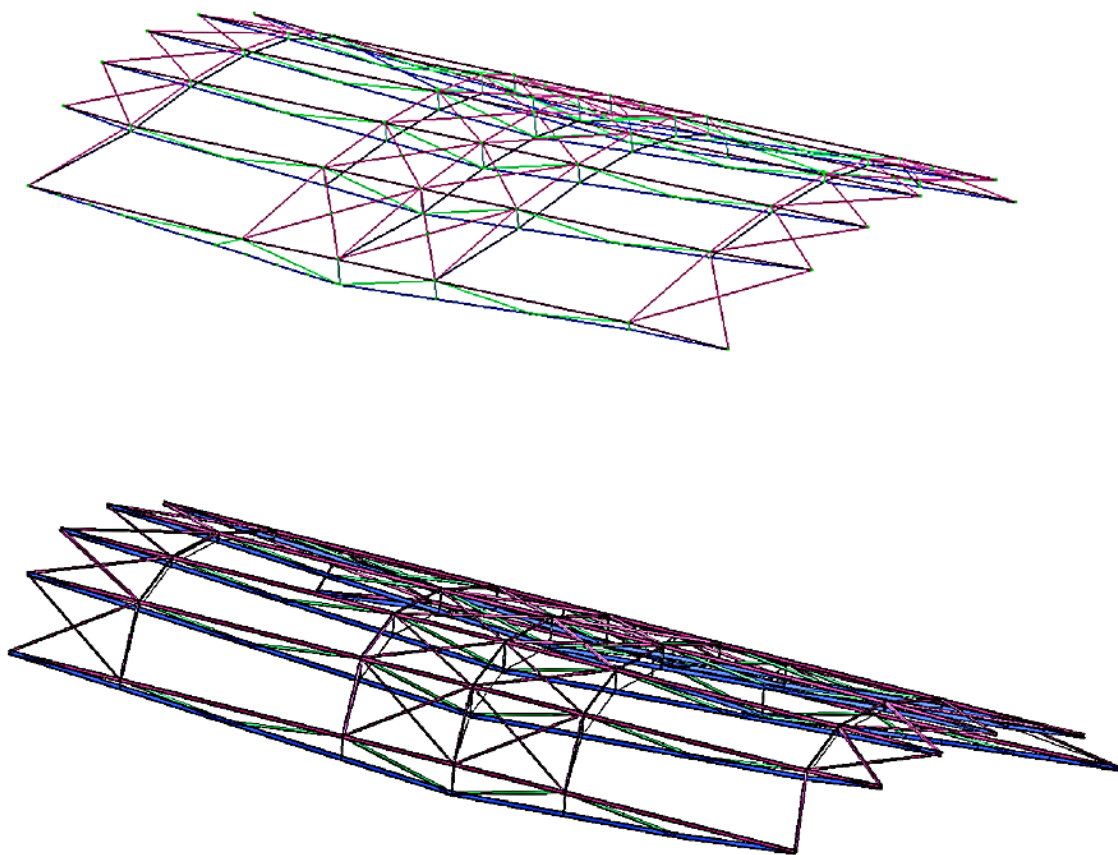


Рисунок 3.7 - Схема покриття другого варіанта

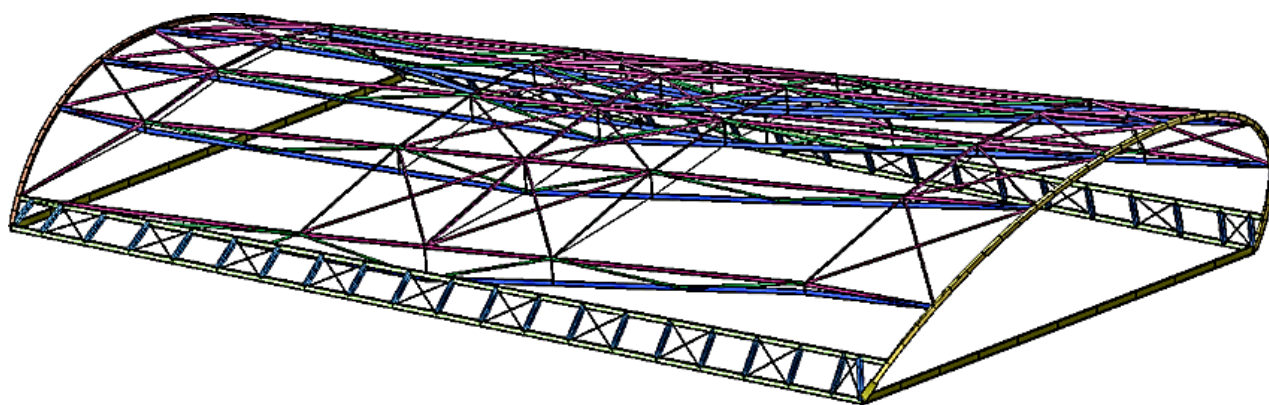


Рисунок 3.8 - Розрахункова схема будівлі

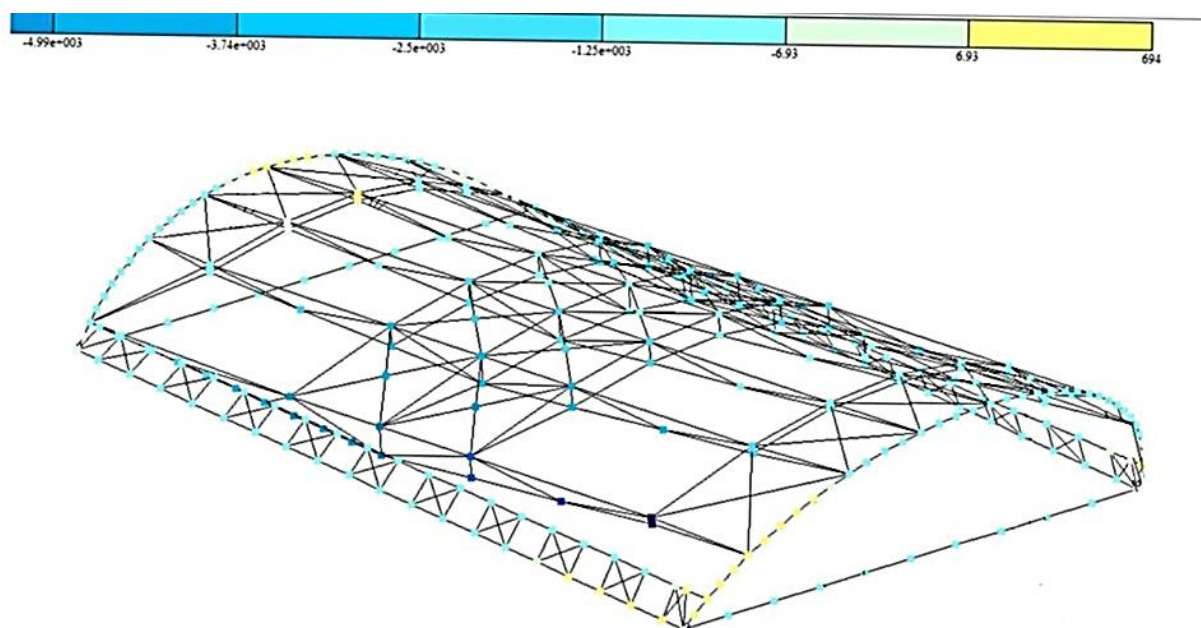


Рисунок 3.9 - Переміщення по осі Z, мм

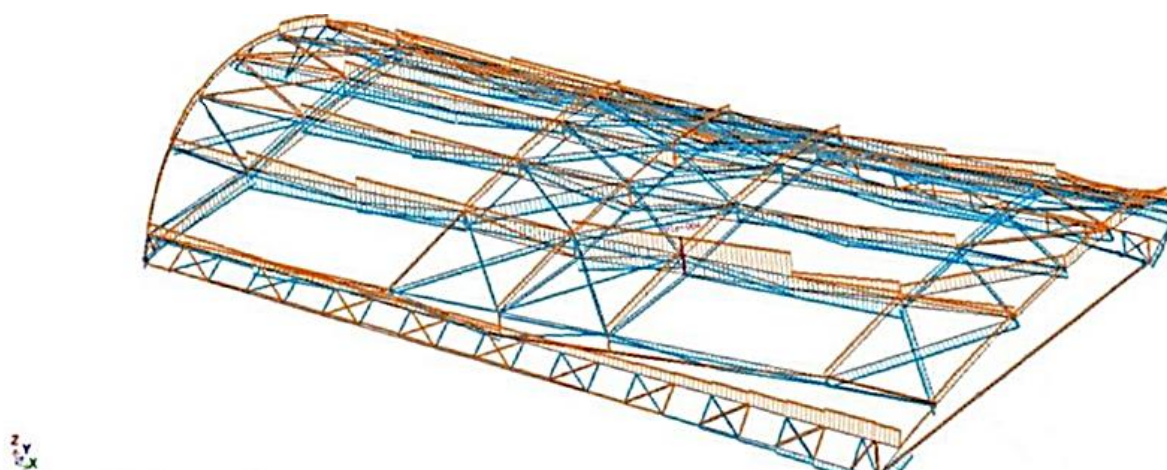


Рисунок 3.10 - Зусилля N , кН

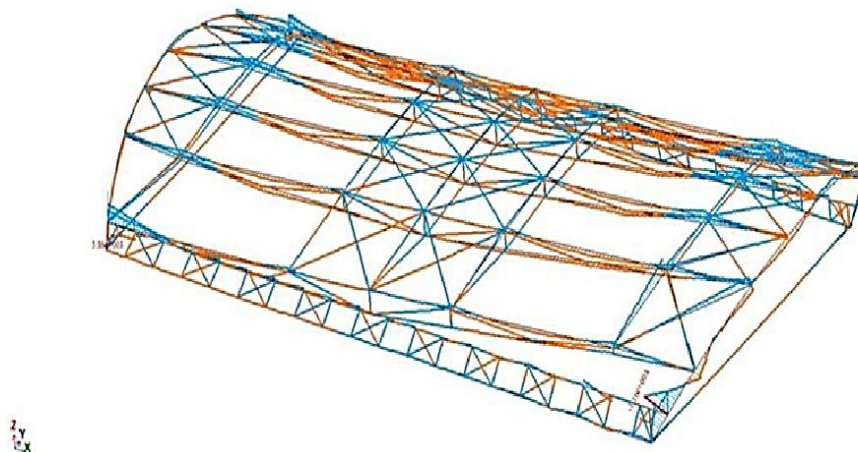


Рисунок 3.11 - Згинальні моменти M_y , кН · м

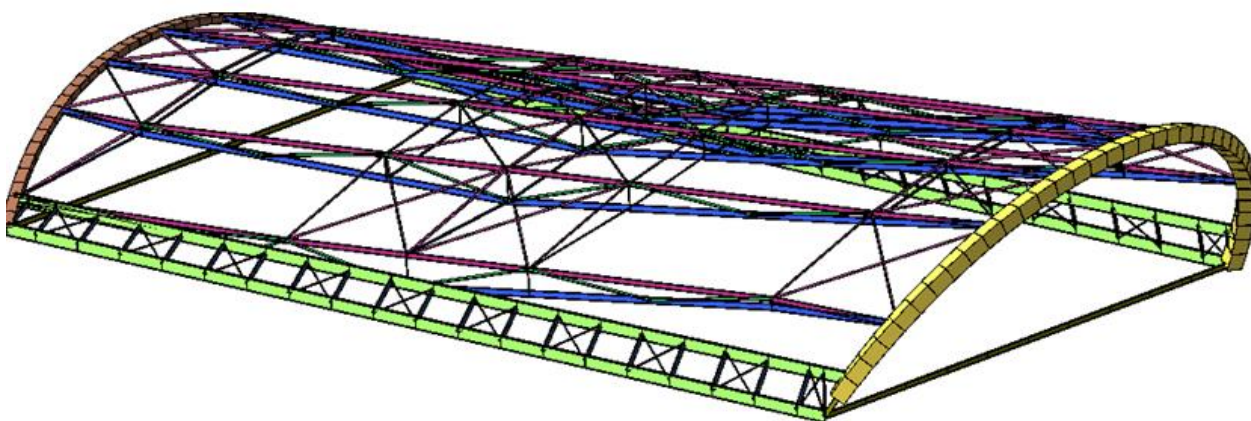


Рисунок 3.12 - 3-D схема будівлі з підібраними перерізами

3.3 Порівняння варіантів

У таблиці 3.3 зведено дані результатів порівняльного аналізу за двома варіантами.

Таблиця 3.3 - Результати порівняльного аналізу

Показники	Максимальні значення переміщення за віссю Z, мм	Максимальні зусилля N у покритті, кН	Максимальні зусилля N в арці, кН	Максимальний згинальний момент M_y в арці, $кН \cdot м$	Витрата сталі на металевий каркас покриття, т	Витрата металу на основну частину будівлі, т
1 варіант	-110,00	5043,31	-19210,8	78 508,00	1 451,74	1 809,4
2 варіант	-359,80	12 963,34 (-10 202)	-22606,6	17,61	1885,51	2268,6

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

Під час виконання робіт дотримуватися вимог[20-27]

Перед початком робіт необхідно забезпечити робітників усіма необхідними засобами індивідуального захисту (спец. одяг, спец. взуття, каски). Робітникам мають бути створені необхідні умови праці, харчування та відпочинку.

Порядок виконання монтажу конструкцій, визначений проектом виконання робіт, має бути таким, щоб попередня операція повністю виключала можливість небезпеки під час виконання наступних.

Монтаж конструкцій повинні проводити монтажники, які пройшли спеціальне навчання та ознайомлені зі специфікою монтажу дерев'яних конструкцій.

Роботи з монтажу дерев'яних конструкцій дозволяється проводити тільки справним інструментом, при дотриманні умов його експлуатації.

Монтажникам, які виконують роботи на висоті, виконувати роботи при страховці монтажними поясами, прикріпленими до місць, зазначених виконавцем робіт. Монтажний пояс повинен бути випробуваний і мати бирку. Перед допуском до роботи з монтажу дерев'яних керівники організацій зобов'язані забезпечити навчання і проведення інструктажу з техніки безпеки на робочому місці. Відповідальність за правильну організацію безпечного ведення робіт на об'єкті покладається на виконавця робіт і майстра.

На будівельному майданчику мають бути позначені знаками безпеки та огорожені небезпечні зони, що виникають під час роботи вантажопідіймальних кранів.

Будівельний майданчик повинен мати огороження, робочі ділянки (місця) повинні бути позначені знаками безпеки і написами встановленої форми відповідно до вимог [21]. Робітники мають бути забезпечені запобіжними поясами і канатами страхувальними за [23].

Будівельний майданчик, ділянки робіт, робочі місця, проїзди і підходи до них у темну пору доби мають бути освітлені відповідно до вимог [23].

4.1.1 Правила встановлення автомобільного, стрілового крана

Від того, як встановлено автокран на будівельному майданчику, залежить його стійкість, свобода руху стріли та вантажопідйомність. При правильному розташуванні техніки її експлуатація буде безпечною.

Встановлюючи автомобільний кран на майданчику, необхідно враховувати ухил майданчика, наявність і вид його покриття. Майданчик для навантажувальних і розвантажувальних робіт має бути спланована і мати ухил не більше ніж 5° , а її розміри та покриття - відповідати проєкту виконання робіт.

У відповідних місцях необхідно встановити написи: "Вїзд", "Виїзд", "Розворот" тощо. Спуски і підйоми в зимовий час повинні очищатися від льоду і снігу та посипатися піском або шлаком.

Відповідальний від БМУ за безпечне виконання робіт вантажопідіймальними механізмами повинен прийняти під'їзні шляхи і дороги до навантажувального майданчика, а також основу майданчика для роботи автомобільного крана. Майданчик для складування вантажів готується заздалегідь, він повинен мати рівну горизонтальну і тверду поверхню. Покриття може бути бетонним або асфальтобетонним. Дозволяється складувати вантажі на земляному покритті, якщо воно вирівняне і добре утрамбоване. Під час приймання основи майданчика для встановлення крана особа, відповідальна за виконання робіт, повинна упевнитися, що основа майданчика здатна витримувати навантаження до 0,4-0,5 МПа. Міцність основи майданчика слід перевіряти будь-яким сучасним методом. У разі свіжонасипаного, не утрамбованого ґрунту він має бути ущільнений; основа майданчика стійка до впливу місцевих кліматичних чинників (не втрачає несучої здатності під час рясних опадів, зберігає свою придатність під час сильних морозів або спеки тощо); має водовідведення; поперечний і поздовжній ухили майданчика не повинні перевищувати значень, зазначених у паспорті крана і не повинні

перевищувати 5° ; для під'їзних шляхів поздовжній ухил не повинен перевищувати 0,09 ‰. Ширина проїжджої частини під'їзних шляхів має бути не менше 4,0 м, ширина узбіч - не менше 0,75 м. Під'їзні шляхи облаштовані дорожніми знаками "в'їзд", "виїзд", "розворот", "обмеження швидкості" тощо; поверхня майданчика і під'їзних шляхів має бути рівною, без западин, хвиль і горбів. Просвіт під рейкою завдовжки 3,0 м у поздовжньому і поперечному напрямках не повинен перевищувати 30-50 мм; навантажувальний майданчик, ділянки робіт, робочі місця, проїзди і підходи до них повинні мати освітленість, що характеризується такими нормами: найменша освітленість - 10 лк; висота підвіски лампи - 5,0 м; потужність світильників зовнішнього освітлення типу "Н" - 2 лампи по 300 Вт.

Це приймання слід проводити за Актом здачі основи майданчика і під'їзних шляхів до нього. Відповідальність за правильну установку крана покладається на особу, відповідальну за безпечне виконання робіт з переміщення вантажів кранами. Якщо під час приймання майданчика встановлено відповідність його основи вищевказаним вимогам, то визначати міцність ґрунту і проводити інші заходи з підготовки основи перед кожним встановленням крана необов'язкові.

За несприятливих погодних умов напередодні або під час роботи крана (зливові дощі, сильний снігопад тощо), які можуть призвести до зниження міцності основи майданчика, слід провести заходи з підготовки основи та насамперед упевнитися в достатності її міцності для встановлення крана.

Для цього необхідно вибірково визначити міцність ґрунту основи майданчика. За недостатньої міцності ґрунтової основи ґрунт необхідно ущільнити або застосовувати підстилаючі пристрої. У разі використання як підстильних пристроїв дерев'яних щитів останні повинні мати наскрізні болтові з'єднання, що з'єднують колоди в єдине ціле.

Деформовані конструкції слід виправити способом холодної або гарячої правки. Забороняється скидати конструкції з транспортних засобів або волочити їх по будь-якій поверхні. Під час навантаження слід застосовувати стропи з м'якого матеріалу.

На центральному складі підрядника конструкції зберігають на відкритих,

спланованих майданчиках із покриттям із щебеню або піску ($H = 5...10$ см) у штабелях із прокладками в тому самому положенні, у якому вони перебували під час перевезення.

Прокладки між конструкціями укладаються одна над одною строго по вертикалі. Перетин прокладок і підкладок зазвичай квадратний, зі сторонами не менше 25 см. Розміри підбирають з таким розрахунком, щоб вищерозміщені конструкції не спиралися на виступаючі частини нижчих конструкцій.

Зони складування поділяють наскрізними проходами завширшки не менше ніж 1,0 м через кожні два штабелі в поздовжньому напрямі і через 25,0 м у поперечному. Для проходу до торців виробів між штабелями влаштовують розриви, що дорівнюють 0,7 м. Між окремими штабелями залишають зазор завширшки не менше ніж 0,2 м, щоб уникнути пошкоджень елементів під час вантажно-розвантажувальних операцій. Монтажні петлі конструкцій мають бути звернені вгору, а монтажні маркування - у бік проходу.

Під час підготовки арок до монтажу на них наносять такі ризики: подовжньої осі арок покриття, на рівні спирання. Потім облаштовують монтажними сходами і риштуваннями, необхідними для монтажу наступних конструкцій.

Монтаж металевих конструкцій здійснювати відповідно до вимог нормативної документації, робочого проєкту та інструкцій заводів-виробників.

Заміна передбачених проєктом конструкцій і матеріалів допускається тільки за погодженням із проєктною організацією та замовником.

Під час виконання робіт на межах небезпечної зони встановити попереджувальні знаки.

Головні арки будівлі А1 складаються і з відправочних сегментів, і зі сполучних елементів. Для стропування відправних сегментів арок застосовують траверси просторові з напівавтоматичними захопленнями, що забезпечують дистанційне розстропування. Стропують відправочні сегменти арки за чотири точки. Монтаж арок виконує ланка робітників-монтажників із семи осіб. До роботи також залучають електрозварника.

Під час підйому відправного сегмента арки положення в просторі регулюють,

утримуючи сегмент від розгойдування, за допомогою канатів-відтяжок двоє монтажників. Після підйому в зону установки сегмент розгортають за допомогою розчалок впоперек прольоту два монтажники.

На висоті близько 0,6 м над місцем обпирання сегмент приймають двоє інших монтажників (що знаходяться на монтажних майданчиках, прикріплених до колон). Наводять її, поєднуючи rischi, що фіксують геометричні осі арки, з рисками осей змонтованого сегмента у верхньому перерізі, і встановлюють у проектне положення. У поперечному напрямку сегмент за необхідності зміщують ломом без її підйому, а для зміщення сегмента в поздовжньому напрямку її попередньо піднімають.

Після монтажу чергового відправочного сегмента арки монтують тросові тимчасові кріплення, що складаються зі сталевих тросів, стяжок і якорів, які потрібні для забезпечення стійкості та її розстроповки. Усі сталеві конструкції надходять на будівельний майданчик у зібраному вигляді, і готові для монтажу. Сегменти під час транспортування і зберігання мають бути укладені на дерев'яні або з іншого матеріалу прокладки однакової товщини не менше ніж 50 мм, шириною не менше ніж 150 мм і завдовжки більшою за габаритний розмір пакета не менше ніж на 100 мм, розташовані не рідше ніж через 3 м. Під час транспортування і зберігання сегменти мають бути розміщені в один ярус.

Зварювання проводиться - ручне дугове, покритими електродами типів Е-42А, Е-50А і Е-55А. Розміри швів і кромки - згідно з робочими кресленнями на зварювальні з'єднання. Слід зачищати місця зварювання: кромки деталей, що зварюються, в місцях розташування швів і прилеглі до них поверхні завширшки не менше ніж 20 мм необхідно зачищати з видаленням іржі, жирів, фарби, бруду і вологи. Зварювання проводять за стійкого режиму: відхилення від заданих значень зварювального струму і напруги на дузі не повинні перевищувати 5 % - 7 %.

Електроди піддають сушінню (прожарюванню) в сушильних печах. Число прожарених електродів на робочому місці зварювальника не повинно перевищувати три-, чотиригодинної потреби. Електроди слід оберігати від зволоження - зберігати в герметичних пеналах.

Шви з'єднань деталей товщиною понад 20 мм виконують способами, що забезпечують зменшення швидкості охолодження зварного з'єднання: секційним зворотноступінчастим, секційним подвійним шаром, каскадом, секційним каскадом.

Під час двостороннього зварювання стикових, таврових і кутових з'єднань із повним проплавленням необхідно перед виконанням шва зі зворотного боку видалити його корінь до чистого металу.

Застосування початкових і вивідних планок слід передбачати за робочими кресленнями зварних з'єднань. Не допускається збуджувати дугу і виводити кратер на основний метал за межі шва.

Кожен наступний шар багат шарового шва слід виконувати після очищення попереднього шару від шлаку і бризок металу. Ділянку шва з тріщинами слід виправляти до накладення наступного шару.

Поверхні зварних швів після закінчення зварювання очищають від шлаку, бризок, напливів і натікань металу.

Приварені монтажні пристосування видаляють (газовим різанням із припуском) без ушкодження основного металу та ударних впливів. Місця їхнього приварювання зачищають механічним способом урівень з основним металом.

Зварювальні роботи за цим проектом проводять за температури зовнішнього повітря не нижче - 20 °С. Силу зварювального струму необхідно при цьому підвищувати пропорційно зниженню температури: у разі зниження від 0 °С до -10 °С - на 10 %, у разі зниження від -10 °С до - 20 °С - ще на 10 %.

Роботи з демонтажу тимчасових опор і закріплень арки проводити тільки після монтажу інших конструкцій покриття (ферм, прогонів, зв'язок), для запобігання обвалення конструкції.

Після завершення основних робіт очистити будівельний майданчик від будівельного сміття, зняти огорожі та попереджувальні знаки небезпечних зон. Прибрати з території технологічне обладнання, оснащення та інструменти.

Передати підряднику виконавчу і технічну документацію на виконані роботи.

4.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 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 (РiНР) 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 – стає 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 розділі 1 обґрунтовано архітектурно-просторові та функціональні рішення, що забезпечують зручність використання спортивного комплексу та відповідність сучасним нормам містобудування. Використання сучасних будівельних матеріалів та конструктивних елементів забезпечує естетичну привабливість і відповідність вимогам енергоефективності. Розроблено заходи з природного освітлення, звукоізоляції та протипожежного захисту, які підвищують комфорт і безпеку перебування в приміщенні.

В розділі 2 «Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення» запропоновано конструктивну схему з використанням вантових і аркових конструкцій, що забезпечує надійність і довговічність покриття. Проведено розрахунок навантажень і підбір несучих конструкцій, який довів їхню відповідність нормативним вимогам. Запроектовано фундамент з урахуванням геологічних умов будівельного майданчика, що гарантує стійкість споруди.

В науково-дослідному розділі виконано порівняння двох варіантів конструктивних рішень несучих елементів, що дозволило обрати оптимальне рішення з точки зору економічності та функціональності. Проведено моделювання напружено-деформованого стану конструкцій, що підтвердило їх надійність.

В розділі 4 розроблено заходи для безпечної експлуатації споруди, включаючи правила роботи будівельної техніки. Запропоновано стратегії реагування на можливі надзвичайні ситуації, що мінімізують ризики для персоналу і користувачів комплексу.

Проект спортивного комплексу відповідає сучасним вимогам функціональності, естетики, енергоефективності та безпеки.

Дослідження несучих конструкцій підтвердило їхню відповідність нормативам, що забезпечує довговічність і економічність будівництва.

Розроблені рекомендації можуть бути використані для проектування подібних споруд в інших регіонах з урахуванням місцевих особливостей.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
3. 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.
4. 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.
5. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
6. 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.
7. 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.
8. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
9. 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.
10. 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.
11. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.

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. Данильченко, Світлана Михайлівна, and Наталія Юріївна Чорномаз. "Загальні принципи діагностування пошкоджуваності будівельних конструкцій." *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): 246-247.
14. 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.
15. Romaniuk, Volodymyr, et al. "Features of the work of continuous perforated beams near intermediate supports." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 471-478.
16. Hud, Mykhailo, Nataliya Chornomaz, and Svitlana Danylchenko. "Modelling of the stress-strain state of a wooden frame under dynamic loads with local stiffening elements." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 687-691.
17. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання: навч. посіб. / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2019. – 500 с.
18. 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.
19. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.
20. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
21. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
22. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
23. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних

майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

24. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

25. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

26. Стручок, Володимир Сергійович. "Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання." (2022).

27. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.

28. Лисий, І., Лиса, А., Крамар, Г. М., & Гудь, М. І. (2022). Моделювання роботи пошкодженої залізобетонної колони з використання ПК «ЛІРА». *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 “*, 58-59.

29. Йолтухівський, С., & Гудь, М. І. (2022). Варіантне проектування висотних будівель. *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 “*, 155-157.

30. Мельникова, К. М., Щавурський, В. І., & Гудь, М. І. (2023). Конструктивне влаштування перекриття громадських будівель. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 102-102.