

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 футбольного стадіону в Рівному з дослідженням арокної
конструкції покриття

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

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Паньків В.О..

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Ігнат'єва В.Б.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясний 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 Паньківу Віктору Олександровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт футбольного стадіону в Рівному з дослідженням арокної конструкції покриття

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна к.т.н., доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1092

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)

Паньков В. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ігнат'єва В. Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	8
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	8
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-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	9
1.4 Опис рішень по оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	10
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	10
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	11
1.7 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів - для об'єктів невиробничого призначення	11
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	12
2.1 Вихідні дані.....	12
2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включно з їхніми просторовими схемами, прийнятими під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	12
2.3 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд об'єкта капітального будівництва загалом, а також їхніх окремих конструктивних елементів, вузлів, деталей у процесі виготовлення, перевезення, будівництва та експлуатації об'єкта капітального будівництва	13

2.4 Розрахунок конструкцій будівлі	14
2.4.1 Збір постійних і корисних навантажень на покриття покрівлі	14
2.4.2 Розрахунок тимчасових кліматичних навантажень	15
2.5 Аналіз результатів розрахунку схеми в ПК SCAD	19
2.6 Підбір перерізів металевих елементів каркаса	19
2.7 Розробка вузлів у рамках кваліфікаційної роботи.....	20
2.7.1 Розрахунок укрупненого монтажного стику головної арки.....	20
2.7.2 Розрахунок нижнього укрупненого стику головної арки	21
РОЗДІЛ 3 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	26
3.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	26
3.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва	27
3.3 Відомості про характеристики міцності та деформації ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва.....	28
3.3 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.....	28
3.4 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	29
3.5 Вихідні дані	29
3.5.1 Аналіз ґрунтових умов	29
3.5.2 Навантаження. Вихідні дані.....	29
3.6 Проектування пальового фундаменту із забивних паль	29
3.6.1 Конструювання ростверку	35
3.6.2 Розрахунок ростверку на продавлювання	36
3.6.3 Розрахунок і проектування армування	37
3.6.4 Проектування стовпчастого фундаменту неглибокого закладення	40

3.6.5 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору	40
3.6.6 Розрахунок усадки	43
3.7 Конструювання стовпчастого фундаменту	44
3.7.1 Розрахунок стовпчастого фундаменту	45
3.7.2 Розрахунок армування плитної частини фундаменту	45
3.7.3 Порівняння фундаменту неглибокого закладення і фундаменту на забивних палях	47
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	49
4.1 Опис і оцінка варіантів конструкції покриття	49
4.2 Лінзоподібна арочна ферма	49
4.3 Арочна ферма з паралельними поясами	51
4.4 Арочна структурна плита покриття	53
4.5 Остаточний вибір варіанту покриття	55
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	57
5.1 Охорона праці	57
5.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	57
5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці	58
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	59
5.2.1 Законодавча база України	59
5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті	59
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	64
БІБЛІОГРАФІЯ	66

ВСТУП

Футбольні стадіони є невід'ємною частиною спортивної інфраструктури сучасних міст, слугуючи не лише місцем проведення спортивних заходів, а й центром суспільного життя, культурних подій та розвитку місцевих громад. Проектування таких об'єктів вимагає інтеграції сучасних інженерних рішень, естетичних підходів та екологічної відповідальності. Одним із ключових аспектів у цьому процесі є вибір та дослідження конструкцій покриття, які забезпечують функціональність, довговічність і безпеку споруди.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи обумовлена кількома факторами. По-перше, зростаюча популярність футболу як наймасовішого виду спорту вимагає створення якісної інфраструктури для тренувань і змагань. По-друге, місто Рівне наразі потребує сучасного стадіону, який зміг би стати не лише спортивним об'єктом, а й важливою архітектурною домінантою, що сприяє розвитку туризму та міської інфраструктури.

Особливу увагу приділено вибору арочної конструкції покриття, яка є однією з найбільш перспективних у сучасному будівництві.

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 проекту футбольного стадіону в Рівному з дослідженням арочної конструкції покриття.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення футбольного стадіону;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій футбольного стадіону відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність, металоємність, трудомісткість арочних конструкцій покриття громадської будівлі;

– розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об’єктом дослідження є арочні металеві конструкції покриття громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність та зниження металоємності металевих арочних конструкцій покриття громадської будівлі.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому що отримала подальший розвиток методика моделювання деформативності арочних конструкцій покриття громадської будівлі.

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

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

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

Ключові слова: арка, металева ферма, переміщення, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

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

Проектований футбольний стадіон розташований у м. Рівне. Об'єкт являє собою футбольний спортивний стадіон, призначений для проведення регіональних спортивних змагань з футболу,

Ядром споруди є футбольне поле 55×90 м із глядацькими трибунами на 5000 місць. Стадіон складається з двох частин: аркового покриття, а також трибунних і підтрибунних конструкцій. Для забезпечення оптимальних умов роботи споруди передбачено розосередження людських потоків відповідно до належних їм функціональних вимог.

Потік, що складається переважно зі спортсменів та їхнього інструкторсько-тренерського складу, розміщується на першому поверсі в блоці, відведеному під навчально-тренувальні заняття. Для блоку характерні наявність вестибюля - входу для спортсменів, роздягалень, а також зон розминки і тренувань, спрямованих на розвиток загальної силової фізичної підготовки. Крім цього передбачено медичний блок для надання першої необхідної допомоги, а також для проведення процедури допінг-контролю.

Основний найчисленніший потік, який слід розосереджувати зі спортивним - глядацький. Для глядачів передбачено вхід у будівлю на рівні першого поверху і виходи на трибуни, розташовані на першому і другому поверхах. Підйом до виходів на трибуни, розташованих на рівні другого поверху, здійснюється за допомогою сходів, а для маломобільних груп населення - за допомогою ліфтів. Організатори та модератори змагань розташовуються в приміщеннях на першому поверсі. Для них передбачені гардеробна, офісні приміщення, конференц-зал. Робочі приміщення для працівників адміністративного блоку розташовані на третьому поверсі.

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

Проектований футбольний стадіон являє собою еліптичний у плані об'єм розміром 145,6×129,6 м заввишки в 3 поверхи. Висота поверхів - 3,7 і 3,6 м.

Прийняті архітектурно-планувальні рішення будівлі обумовлені:

- а) функціональним призначенням (проведення змагань з футболу);
- б) вимогами технічних регламентів, в тому зокрема такими, що встановлюють вимоги щодо забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд;
- в) кліматичними особливостями району будівництва.

Основними вимогами, що висувуються до проектованої будівлі ангара, є функціональність, надійність, безпека та архітектурно-художня виразність.

Загальна площа проектованої будівлі - 19,245 м². Висота будівлі - 35,27 м. Висота до низу несучих конструкцій покриття ангара варіюється від 8,8 до 29,5 м.

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

В основу архітектурного вигляду фасадів закладено їхню симетричність, а з використанням вітражів у фасадів з'являється ритм, який створюється рамним каркасом вітражних елементів.

Велике значення має колірне рішення фасадів. Оскільки саме колірне рішення призначене виставити акцент на тому або іншому архітектурному елементі, здатному підкреслити монументальність і водночас легкість конструкцій будівлі.

Система штукатурного фасаду виконана в теплих тонах зеленого, жовтого та помаранчевого кольорів. Гармонійне поєднання надає будівлі спокою та ґрунтовності, монолітності.

Покрівля виконана з полімерної мембрани білого і жовтого кольорів.

Як матеріали оздоблення фасадів використовували різні матеріали: систему фасадів із тонким штукатурним шаром, систему неексплуатованого даху зі сталевого профільованого настилу з покрівельним килимом із полімерної мембрани та комбінованим утепленням, панорамне скління вітражними системами.

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

Внутрішнє оздоблення приміщень стадіону запроектовано відповідно до функціонального призначення приміщень.

Для приміщень з постійним перебуванням відвідувачів застосовують матеріали з високими декоративними та експлуатаційними характеристиками.

Для оздоблення стін застосовується фарбування поверх декоративної штукатурки.

У приміщеннях допоміжного і технічного призначення штукатурка проста.

У внутрішньому оздобленні приміщень об'єкта використано такі види декоративних покриттів:

- декоративна штукатурка;
- керамічна плитка;
- забарвлення.

У проєкті передбачено влаштування декількох типів підлог.

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

Природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей забезпечується використанням вітражного скління системи як огорожувальних конструкцій.

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

Під час проєктування об'єкта зниження шуму і вібрації на шляху поширення досягається комплексом будівельно-акустичних заходів: архітектурно-планувальних і акустичних.

Архітектурно-планувальні - планування приміщень і конструкцій будівель, за яких джерела шуму максимально віддалені від приміщень із найменшими допустимими рівнями шуму і межують із такими, де менш жорсткі вимоги до допустимих рівнів шуму.

Акустичні заходи - це вібро- і звукоізоляція обладнання, застосування звукопоглинаючих конструкцій у приміщеннях із джерелами шуму, установлення глушників шуму в системах вентиляції, застосування малошумного обладнання та вибір правильного (розрахункового) режиму його роботи тощо.

Для забезпечення необхідної звукоізоляції зовнішньої огорожі обрано теплі вітражні системи з повітряним прошарком, що забезпечує необхідні звукоізоляційні якості.

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

У внутрішньому оздобленні приміщень використовуються матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним і протипожежним вимогам. Стіни і стелі адміністративних приміщень, виконані в єдиній колірній гамі. Інженерні комунікації обшиті гіпсокартонними листами. Стіни санвузлів облицьовані керамічною плиткою.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Вихідні дані

Об'єкт будівництва - футбольний стадіон.

Місце будівництва - м. Рівне Сніговий район - III [8]. Вага снігового покриву (нормативне значення) - 1,5 кПа [8]. Вітровий район -III [8]. Вітровий тиск (нормативне значення) - 0,38 кПа [8]. Сейсмічність району - 6 балів.

2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включно з їхніми просторовими схемами, прийнятими під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

У рамках кваліфікаційної роботи, згідно з індивідуальним завданням, необхідно виконати розрахунок несучих конструкцій металевого каркасу з розробленням таких вузлів:

- опорний вузол головної арки;
- монтажний стик сегментів головної арки;
- вузол примикання ферми до головної арки;
- вузол примикання напіварки до головної арки;
- вузол сходження елементів головної арки.

Конструктивні рішення розроблено, спираючись на об'ємно-планувальне компонування будівлі, а також враховуються рішення, прийняті в Архітектурному розділі цієї пояснювальної записки.

Статичний розрахунок будівлі зроблено в програмному комплексі SCAD Office версія 21.1. Модель прийнято зі стрижневих елементів різних перерізів.

На підставі попереднього конструювання геометрія розрахункової моделі точно відповідає конструкціям проектованої будівлі. У розрахунковій моделі враховано фізичні характеристики застосовуваних матеріалів, особливості їхньої роботи під навантаженням і спільність роботи всього комплексу елементів як

статично невизначеної системи.

Розрахунок проводиться від таких типів навантажень:

- власна вага конструкцій;
- власна вага покриття;
- корисне навантаження;
- снігове навантаження;
- вітрове навантаження.

2.3 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд об'єкта капітального будівництва загалом, а також їхніх окремих конструктивних елементів, вузлів, деталей у процесі виготовлення, перевезення, будівництва та експлуатації об'єкта капітального будівництва

Проектований стадіон являє собою будівлю сплюснутої купольної форми розмірами за крайніми несучими елементами в осях 1-15/А-Г, що дорівнюють $145,6 \text{ м} \times 129,6 \text{ м}$. Відмітка верху несучих конструкцій покриття: +35,000 м.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується спільною роботою головних арок і напіварок, а також фермами, які об'єднані між собою прогонами і горизонтальними зв'язками за нижніми і верхніми поясами конструкцій. Купольна система під час спільної роботи її елементів утворює жорстку, геометрично незмінну систему. Несучими елементами є - металеві головні арки, металеві напіварки, металеві ферми.

Фундаменти прийняті пальові з монолітним ростверком. Запроектовані з урахуванням вказівок [12]. Детальний опис несучих конструкцій підземної частини будівлі дивитися в розділі 3 цієї пояснювальної записки.

Покриття виконано зі сталевих оцинкованих профільованих листів. Дах - купольний із зовнішнім неорганізованим водостоком. Покрівельний пиріг - полімерна мембрана, укладена по пирогу утеплювача, що складається з плит товщиною 100 мм і 50 мм. Під утеплювачем укладено пароізоляційну плівку.

2.4 Розрахунок конструкцій будівлі

2.4.1 Збір постійних і корисних навантажень на покриття покрівлі

Для проектування конструкцій купола необхідно провести збір навантажень. Під час збирання розподіленого навантаження на покриття покрівлі, необхідно враховувати постійні та тимчасові навантаження. Тимчасові навантаження містять короточасні навантаження (корисне навантаження на покриття, снігове і вітрове навантаження). До постійних навантажень належить власна вага покриття і власна вага металевих конструкцій. Згідно з таблицею 8.3 [8], повне нормативне значення корисного навантаження на покриття.

Покриття на ділянках для інших випадків - 0,7 кПа. Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для корисних рівномірно розподілених навантажень слід приймати 1,2 за повного нормативного значення, що дорівнює або перевищує 2,0 кПа. Так само коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для конструкцій приймаємо 1,2 для ізоляційних шарів, що виконуються в заводських умовах. Результати розрахунків зведемо в таблицю 2.1.

Значення постійного навантаження приймається згідно з таблицею 2.1.

Таблиця 2.1 - Збір навантажень на 1 м² горизонтальної поверхні покриття

№	Найменування	Нормативне навантаження, кг/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кг/м ²		
1. Постійні навантаження						
1	Власна вага конструкцій	Задається за допомогою ПК SCAD	1,05	Задається за допомогою ПК SCAD		
2. Склад покрівельного пирога						
2.1	Оцинкований проф. лист $\delta = 1.5\text{мм}, \gamma = 21,3\text{кг/м}^2$	21,3	1,05	22,4		
2.2	Паробар'єр $\delta = 1,5\text{мм}, \gamma = 1\text{кг/м}^2$			1,0	1,2	1,2
2.3	$\delta = 50\text{мм}, \gamma = 240\text{кг/м}^3$			12,0	1,2	14,4
2.4	$\delta = 100\text{мм}, \gamma = 100\text{кг/м}^3$			10,0	1,2	12

Продовження таблиці 2.1

№	Найменування	Нормативне навантаження, кг/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кг/м ²
2.5	Полімерна мембрана $\delta = 1,5\text{мм}$, $\gamma = 1\text{кг/м}^2$	1,0	1,2	1,2
Разом				51,2
3. Корисні навантаження				
3.1	Покриття на ділянках для інших випадків	71,4	1,3	92,8
Разом				92,8

2.4.2 Розрахунок тимчасових кліматичних навантажень

Згідно з таблицями 10.1 і 11.1 [8] на ділянці будівництва діє нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі - 1,5 кПа для III снігового району та нормативне значення вітрового тиску на 1 м² вертикальної поверхні 0,38 кПа для III вітрового району.

Розрахунок снігового навантаження виконано за нормами проектування [8]. Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід визначати за формулою 2.1 вище зазначених норм:

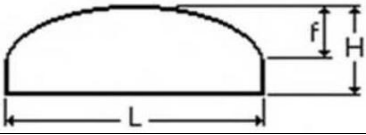
$$S_0 = c_e c_t \mu S_g \quad (2.1)$$

Розрахунок зроблено за допомогою сателіта ПК SCAD. Вихідні дані розрахунку зведено в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2 - Вихідні дані для визначення снігового навантаження.

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Нормативне значення снігового навантаження	0,153	т/м ²
Тип місцевості	В - Міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м	

Продовження таблиці 2.2

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Середня швидкість вітру взимку	3	м/сек
Середня температура січня	-20	°C
Будівля		
		
Висота будівлі Н	33,55	м
Ширина будівлі В	145,6	м
L	129,6	м
f	29,3	м
Неутеплена конструкція з підвищеним тепловіділенням	Ні	
Коефіцієнт надійності за навантаженням	1,4	

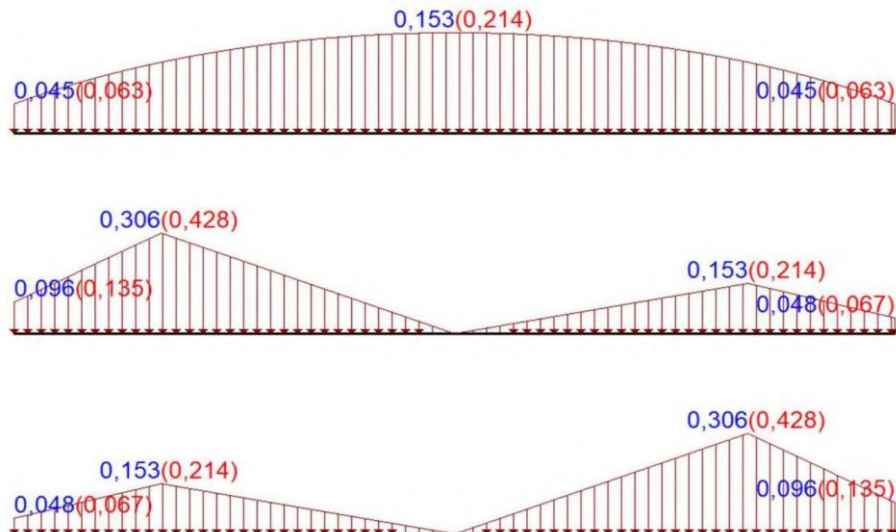


Рисунок 2.1 - Нормативне та розрахункове значення снігового навантаження, $тс/м^2$

Розрахунок вітрового навантаження виконано за нормами проектування [8]. за допомогою сателіта ПК SCAD.

Вихідні для розрахунку зведено в таблицю 2.3. Результати розрахунку зведено в таблиці 2.4 - 2.7.

Таблиця 2.3 - Вихідні дані до розрахунку вітрового навантаження

Вихідні дані			
Нормативне значення вітрового тиску 0,038тс/м²			
Тип місцевості		В - міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м	
Тип споруди		Циліндричні споруди	
Параметри			
Поверхня		Покрівля (сферична)	
Крок сканування		1 м	
Коефіцієнт надійності за навантаженням 1,4			
H	29,3		м
d	145,6		м
f	4,25		м

Вітрове навантаження на покрівлю (навітряний бік)

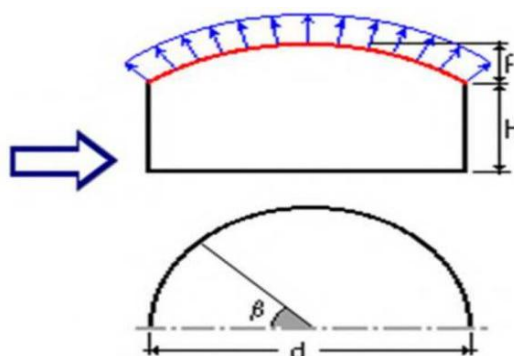


Рисунок 2.2 - Схема прикладання вітрового навантаження на навітряний бік

Таблиця 2.4 - Результати розрахунку вітрового навантаження - навітряний бік

Висота (м)	Нормативне значення (тс/м^2)	Розрахункове значення (тс/м^2)
4,25	0,019	0,027
35,00	0,039	0,054

Вітрове навантаження на покрівлю (підвітряний бік)

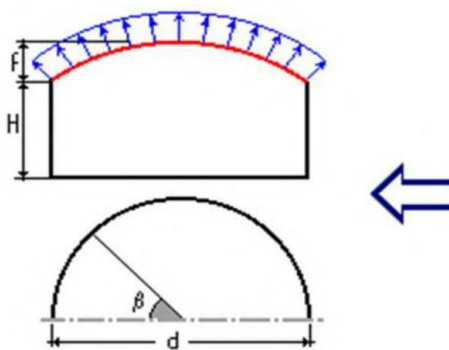


Рисунок 2.3 - Схема прикладання вітрового навантаження на підвітряний бік

Таблиця 2.5 - Результати розрахунку вітрового навантаження - підвітряний бік

Висота (м)	Нормативне значення (тс/м)	Розрахункове значення (тс/м ²)
4,25	-0,006	-0,009
33,55	-0,012	-0,017

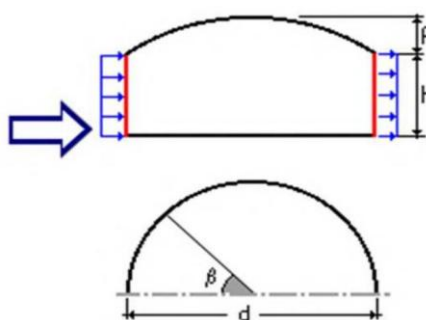


Рисунок 2.4 - Схема прикладання вітрового навантаження на навітряний бік

Таблиця 2.6 - Результати розрахунку вітрового навантаження - навітряний бік

Висота (м)	Нормативне значення (тс/м ²)	Розрахункове значення (тс/м ²)
0	0,019	0,027
4,25	0,019	0,027

Вітрове навантаження на стіни (підвітряний бік)

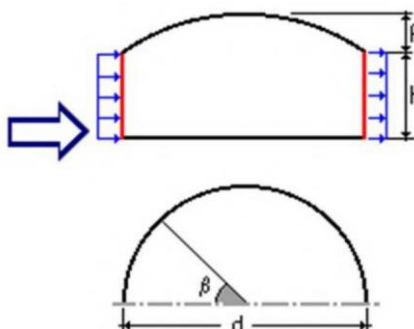


Рисунок 2.5 - Схема прикладання вітрового навантаження на навітряний бік

Таблиця 2.7 - Результати розрахунку вітрового навантаження - навітряний бік

Висота (м)	Нормативне значення (тс/м ²)	Розрахункове значення (тс/м ²)
0	-0,006	-0,009
4,25	-0,006	-0,009

2.5 Аналіз результатів розрахунку схеми в ПК SCAD

Виходячи з видів завантажень у нашому випадку виходить 4 комбінації завантажень:

- 1: L1(1,0)+L2(1,0)+L3(0)+L4(1,0)+L5(0)+L6(0)+L7(0,9)
- 2: 1L(1,0)+L2(1,0)+L3(0)+L4(0)+L5(1,0)+L6(0)+L7(0,9)
- 3: 1L(1,0)+L2(1,0)+L3(0)+L4(0)+L5(0)+L6(1,0)+L7(0,9)
- 4: L1(1,0)+L2(1,0)+L3(1,0)+L4(0)+L5(0)+L6(0)+L7(0,9)

Для навантажень №4-8 виставлено коефіцієнти впливу відповідно до ступеня впливу. Перше за величиною йде снігове навантаження (L4-6) і має коефіцієнт 1. Друге йде вітрове навантаження (L7) і має коефіцієнт 0,9. Усі навантаження, крім першого навантаження, мають коефіцієнт надійності за навантаженням, що дорівнює 1,0, оскільки схема завантажувалася розрахунковими значеннями навантажень. Четверта комбінація виходить з умови, що корисне навантаження не бере участі в поєднанні зі сніговим навантаженням згідно з приміткою 2 табл. 8.3 [8]. Для цієї комбінації перше за ступенем впливу йде корисне навантаження (L3) і має коефіцієнт 1. Друге йде вітрове навантаження і має коефіцієнт 0,9.

Далі ми зробили лінійний розрахунок з урахуванням вищеписаної комбінації завантажень у програмному комплексі SCAD Office.

Після проведення розрахунку було отримано внутрішні зусилля несучого каркаса. Найбільш несприятливою комбінацією виявилася комбінація №1.

2.6 Підбір перерізів металевих елементів каркаса

Зробимо підбір перерізів металопрокату для найбільш напружених елементів арок, напіварок, ферм, прогонів, зв'язків у програмному комплексі

SCAD за допомогою функції "Сталь".

Для розрахунку металевих елементів каркаса було створено 17 видів перерізів металопродукції для експертизи: 1 - Верхній пояс арки; 2 - Нижній пояс арки; 3 - Стійки арки; 4 - Розкоси арки; 5 - Нижній пояс ферми; 6 - Верхній пояс ферми; 7 - Стійки ферми; 8 - Розкоси ферми; 9 - Нижній пояс напіварки; 10 - Верхній пояс напіварки; 11 - Стійки напіварки; 12 - Розкоси напіварки; 13 Зв'язки за поясами ферм; 14 - Прогони ферми; 15 - Нижні прогони ферми; 16 - Прогони напіварки; 17 - Нижній прогін напіварки.

Ці види перерізів були зібрані в 10 груп уніфікації: 1 - Пояси арки; 2 - Стійки арки; 3 - Розкоси арки; 4 - Пояси ферм; 5 - Заповнення ферм; 6 - Пояси напіварок; 7 - Заповнення напіварок; 8 - Зв'язки; 9 - Прогони ферм; 10 - Прогони напіварки.

Після попереднього призначення перерізів елементів каркаса експертиза показала негативні результати, тому було проведено підбір перерізів елементів із повторною експертизою.

Після експертизи була проведена заміна підібраних перетинів у вихідних даних для перерахунку через зміну маси елементів. Підібрані перерізи не задовольнили умовам нової експертизи. У зв'язку з цим було проведено новий підбір перерізів. Після заміни підібраних перерізів у вихідних даних, була запущена остання експертиза, яка показала такі результати:

Висновок: Розрахунок перерізів було зроблено з умови мінімального опору напрузі, достатнього для витримування комбінації завантажень. За результатами підбору і з урахуванням конструктивних вимог приймаємо перерізи сталевих елементів каркаса будівлі.

2.7 Розробка вузлів у рамках кваліфікаційної роботи

2.7.1 Розрахунок укрупненого монтажної стики головної арки

Оскільки верхній пояс ферми під час експлуатації перебуває в стислому стані, то у вузлі з'єднання сила N прагне стиснути пластини відпрацьовувальних

елементів верхнього поясу.

Для сталі класу С345 (за товщини прокату від 10 до 20 мм за [15]) розрахунковий опір прокату зім'яттю торцевої поверхні:

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{47}{1,05} = 44,76 \text{ кН/см}^2$$

де R_{un} - тимчасовий опір прокату і труб, що визначається за [15], кН/см²; $\gamma_m = 1,05$ – коефіцієнт надійності за матеріалом. В укрупненому стику найбільш навантаженого елемента діє стискаюче зусилля $N_p = 5076,99$ кН.

Задамо ширину пластини укрупнювального стику $b_p = 700$ мм, виходячи з мінімальних вимог для встановлення болтів. Тоді товщина пластини дорівнює:

$$t_p = \frac{N_p}{b_{p^2} \cdot R_p} = \frac{5076,99}{70 \cdot 44,76} = 1,62 \text{ см,}$$

Згідно з розрахунком приймаємо товщину пластини $t_p = 2 \text{ см} = 20 \text{ мм}$.

2.7.2 Розрахунок нижнього укрупненого стику головної арки

Оскільки нижній пояс ферми під час експлуатації перебуває в розтягнутому стані, то у вузлі з'єднання зусилля N_b прагне відірвати пластини відправочних елементів нижнього поясу.

Матеріал елементів - сталь С345. Розрахункові характеристики сталі: $R_y = 310 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 10 до 20 мм вкл. $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$, $R_s = 0,58 \cdot R_y = 179,8 \text{ Н/мм}^2$, $R_p = 447,6 \text{ Н/мм}^2$. Для з'єднання укрупнювального стику приймаємо високоміцні болти зі сталі 40Х "Селект";

$$R_{bun} = 1078 \text{ МПа [8],}$$

$$R_{bh} = 755 \text{ МПа [15].}$$

Визначимо кількість болтів, що з'єднують пластини укрупнювальних стиків між собою. В укрупнювальному стику найбільш навантаженого елемента діє розтягувальне зусилля $N_{bt} = 532,09 \text{ кН}$.

Приймаємо болти М24 нормальної точності (клас точності В) з розрахунковою площею поперечного перерізу $A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2$ згідно з [15].

Необхідну кількість болтів визначаємо за формулою:

$$n \geq \frac{N}{0,7 \cdot R_{bun} \cdot A_{bn}}$$

$$n \geq \frac{532,09}{0,7 \cdot 107,8 \cdot 3,53} = 2 \text{ шт.}$$

Виходячи з умови закручування гайок мінімальну відстань від осі болта до зовнішньої поверхні труби приймають такою, що дорівнює $2 \cdot d$;

$$a = 2 \cdot 25 = 50 \text{ мм.}$$

Тоді периметр, на якому слід розмістити болти, дорівнюватиме:

$$l = 2[(b_n + n \cdot a) + (h_n + n \cdot a)];$$

$$l = 2[(500 + 2 \cdot 50) + (500 + 2 \cdot 50)] = 2400 \text{ мм;}$$

Виходячи з вимог щодо розміщення болтів, найбільша відстань між болтами дорівнює:

$$a_{\max} = 8 \cdot d_{\text{отв}};$$

$$d_{\text{отв}} = 25 \text{ мм;}$$

$$a_{\max} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ мм.}$$

Тоді найменша кількість болтів із конструктивних вимог визначається як частка від ділення периметра на найбільшу відстань між болтами:

$$n_{\min} = \frac{l}{a_{\max}}$$

$$n_{\min} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ шт;}$$

Остаточно приймаємо 12 болтів. Оскільки $a = 50 \text{ мм} < l/(2 \cdot n) = 2400/(2 \cdot 12) = 100 \text{ мм}$, то товщина фланця зі сталі С345 визначається за формулою:

$$t \geq \sqrt{\frac{3 \cdot N}{n \cdot R_y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 532,09}{12 \cdot 290 \cdot 10^{-1}}} = 2,14 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину фланця 30 мм. Для прикріплення стикувальної пластини до нижнього поясу відправного елемента застосовуємо

напівавтоматичне зварювання в середовищі вуглекислого газу зварювальним дротом СВ-08Г2С діаметром $d = 2$ мм, для якого за [15] знаходимо, що нормативний опір металу шва:

$$R_{un} = 49 \text{ кН/см}^2, R_{wz} = 0,45 R_{un} = 22,05 \text{ кН/см}^2 \text{ и } R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$$

Для обраного типу зварювання прийемо відповідні коефіцієнти для розрахунку кутового шва, згідно з [15, табл. 39]: $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1$ Розрахунок виконаємо за межею сплавлення, оскільки

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,8 \cdot 21,5}{1 \cdot 22,05} = 0,78 < 1$$

Катети зварних швів, що прикріплюють фланці до труб, приймаємо рівними 10 мм згідно [15, табл. 38]. Міцність зварних швів, що прикріплюють фланець до труб, які з'єднуються, при $k_f = 10$ мм, перевіряється за формулою

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq \frac{R_{wz} \cdot \gamma_c}{\gamma_n};$$

l_w - периметр. $\frac{532,09}{1 \cdot 1 \cdot 20} \leq \frac{0,45 \cdot 490 \cdot 1}{1,2}$; $26,6 \leq 183,75$ МПа; Міцність зварних швів забезпечено.

Розрахунок найбільш навантаженого вузла головної арки.

У разі одностороннього примикання до поясу двох елементів решітки або більше із зусиллями різних знаків, а також одного елемента в опорних вузлах при $d/D = \frac{300}{500} = 0,6 \leq 0,9$ і $z/b = \frac{0}{582} = 0 \leq 0,25$ несучу здатність поясу на продавлювання (виривання) слід перевіряти для кожного примикаючого елемента за формулою:

$$N + \frac{1,5M}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + c + \sqrt{2Df})}{\left(0,4 + \frac{1,8c}{d}\right) f \sin \alpha}$$

$$N + \frac{1,5M}{d_b} = 574,16 + \frac{1,5 \cdot 3,34}{300 \cdot 10^{-3}} = 590,86 \text{ кН}$$

$$\frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + c + \sqrt{2Df})}{\left(0,4 + \frac{1,8c}{d}\right) f \sin \alpha} = \frac{1 \cdot 1,20 \cdot 0,83 \cdot 310 \cdot 169 \cdot (522,65 + 0 + 316,23)}{(0,4 + 0) \cdot 100 \cdot 0,574}$$

$$= 1906,5 \text{ кН}$$

$$590,86 \leq 1906,5$$

Умова виконується.

де N - зусилля в примикаючому елементі; M - згинальний момент від основного впливу в примикаючому елементі в площині вузла в перерізі, що збігається з примикаючою полицею поясу (момент від жорсткості вузлів допускається не враховувати);

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

γ_d - коефіцієнт впливу знака зусилля в елементі, що примикає, який приймається рівним 1,2 у разі розтягування і 1,0 - в інших випадках; γ_D - коефіцієнт впливу поздовжньої сили в поясі, що визначається при стисненні в поясі, при $\frac{F}{(AR_y)} = \frac{5090,2}{(245,99 \cdot 31)} = 0,67 > 0,5$, за формулою $\gamma_D = 1,5 - \frac{F}{(AR_y)} = 1,5 - \frac{5090,2}{(245,99 \cdot 31)} = 0,83$, в інших випадках $\gamma_D = 1$; F - поздовжня сила в поясі з боку розтягнутого елемента решітки; A - площа поперечного перерізу поясу; R_y - розрахунковий опір сталі поясу; t - товщина стінки поясу; b - довжина ділянки лінії перетину елемента, що примикає до поясу, з поясом у напрямку осі поясу, що дорівнює $\frac{d_b}{s_i} = \frac{300}{0,574} = 522,65 \text{ мм}$;

c - половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів решітки або поперечною стінкою розкошу й опорним ребром;

$$f = \frac{D - d}{2} = \frac{500 - 3}{2} = 100 \text{ мм}$$

α - кут примикання елемента решітки до поясу. 2) Несучу здатність елемента решітки в зоні примикання до поясу слід перевіряти за формулою

$$N + \frac{0,5M}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{\left(1,4 + \frac{0,018D}{t}\right) \sin \alpha}$$

де k - коефіцієнт, що приймається залежно від тонкості поясу $\frac{d_b}{t_d} = 50$ і розрахункового опору, сталі $R_y = 310 \text{ МПа}$ за формулами, що відповідають трьом областям, наведеним на рисунку 2.6.

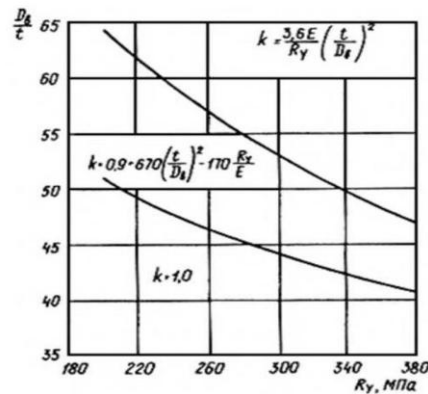


Рисунок 2.6 - Графік для визначення значень коефіцієнта k залежно від тонкостінності поясу

$$k = 0,9 + 670 \cdot \left(\frac{t_d}{d_b}\right)^2 - 170 \cdot R_y / E = 0,9 + 670 \cdot \left(\frac{6}{300}\right)^2 - 170 \cdot \frac{330}{(210 \cdot 10^3)} = 0,9 R_y = 330 \text{ МПа} -$$

розрахунковий опір сталі елемента решітки; A_d - площа поперечного перерізу елемента решітки; $t_d = 6,0$ мм - товщина стінки елемента решітки.

$$N + \frac{0,5M}{d_b} = 574,16 + \frac{0,5 \cdot 3,34}{300 \cdot 10^{-3}} = 579,73 \text{ кН}$$

$$\frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{\left(1,4 + \frac{0,018D}{t}\right) \sin \alpha} = \frac{1 \cdot 1,20 \cdot 0,9 \cdot 330 \cdot 69,63 \cdot 10^2}{\left(1,4 + 0,018 \cdot \frac{500}{13}\right) \cdot 0,574} = 2066,32 \text{ кН} \quad 579,73 \text{ кН} < 2066,32 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Несучу здатність зварних швів, що прикріплюють елементи решітки до поясу, слід перевіряти за формулою:

$$\left(N + \frac{0,5M}{d_b}\right) \cdot \frac{\left(1,06 + \frac{0,014D}{t}\right) \sin \alpha}{\beta_f k_f (2d_b / \sin \alpha + d)} \leq \gamma_c R_{wf}$$

$$\left(N + \frac{0,5M}{d_b}\right) \cdot \frac{\left(1,06 + \frac{0,014D}{t}\right) \sin \alpha}{\beta_f k_f (2d_b / \sin \alpha + d)} = 579,73 \cdot \frac{\left(1,06 + \frac{0,014 \cdot 500}{13}\right) \cdot 0,574}{0,9 \cdot 6 \cdot \left(2 \cdot \frac{300}{0,574} + 300\right)}$$

$$= 0,0732 \frac{\text{кН}}{\text{мм}^2} = 73,2 \text{ МПа}$$

$$\gamma_c R_{wf} = 1 \cdot 215 \cdot 1 = 215 \text{ МПа}$$

$$73,2 \text{ МПа} < 215 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

де β_f , k_f , R_{wf} слід приймати згідно з вказівками розд. 11[15].

РОЗДІЛ 3

ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

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

Рельєф ділянки вишукувань відносно рівний, штучно спланований насипними ґрунтами. Висотні позначки по гирлах свердловин змінюються від 165,7 до 165,8 м. Температура повітря. Середня річна температура повітря позитивна і становить $0,5^{\circ} - 0,6^{\circ}\text{C}$. Найхолоднішим місяцем у році є січень - мінус 17°C , найспекотнішим є липень - плюс $18,4^{\circ}\text{C}$. Абсолютний мінімум мінус 53°C , абсолютний максимум плюс 36°C . Найбільші добові коливання температури повітря спостерігаються в червні-липні. $8,3 - 8,1^{\circ}\text{C}$ найменші в листопаді ($2,2^{\circ}\text{C}$) і грудні ($1,6^{\circ}\text{C}$). Перехід температури повітря через 0°C восени відбувається на початку останньої декади жовтня, навесні в першій декаді квітня. Тривалість безморозного періоду 118 днів. Тепловий режим ґрунту визначається радіаційним і тепловим балансом його поверхні та залежить від температури повітря, механічного складу ґрунту, його вологості, наявності рослинного і снігового покриву. Річний перебіг температури ґрунту аналогічний річному перебігу температури повітря. Негативні температури на поверхні ґрунту відзначаються з листопада по березень, позитивні - з квітня по жовтень.

Температури нижче 0°C відзначаються на глибині 20 см з листопада, на глибині 40 і 80 см - з грудня по квітень, а на глибині 160 см - з лютого по травень. Середня глибина проникнення температури 0°C у суглинкових ґрунтах коливається від 66 см у листопаді до 276 см у березні. На глибині 320 см середні місячні температури позитивні протягом усього року. Нормативна глибина сезонного промерзання для глинистих ґрунтів становить 250 см.

Відносна вологість повітря є показником насичення повітря водяною парою. Найнижча відносна вологість (53-62 %) спостерігається у квітні-червні, найвища відносна вологість (72 – 76%) спостерігається в серпні та листопаді-

грудні. Відносна вологість повітря 80% і більше слугує характеристикою вологих днів, 30% і менш посушливих. Найбільший дефіцит вологості відзначається в червні-липні. За ступенем вологості розглянута територія належить до сухої зони. У сумі за рік з поверхні ґрунту і снігу може випаруватися 362 мм води, а за необмеженого її запасу максимально можливе випаровування дорівнює 639 мм. Сніговий покрив дуже рідко встановлюється відразу. Середня дата появи снігового покриву 16 жовтня, найраніша 4 вересня, найпізніша 9 листопада. Середня багаторічна дата утворення стійкого снігового покриву 4 листопада. Висота снігового покриву в різні роки коливається, найбільша становить 69 см. Середня дата сходження снігового покриву припадає на 4 квітня, найпізніша на 20 травня, дата сходження снігового покриву 1 травня.

Вітер і режим вітру безпосередньо пов'язані з розподілом атмосферного тиску та його сезонними змінами. Характерна однорідність режиму вітру протягом усього року. Переважний напрям вітру південно-західний і західний, збігається з напрямком долини р. Єнісей. Повторюваність південно-західних вітрів велика протягом усього року (30 – 53%). На ці ж напрямки припадають і найбільші середні швидкості. Мінімальних значень швидкості вітру досягає в липні й серпні (2,5 – 2,7 м/с). Найбільші середні значення швидкості (4-5 м/с) припадають на квітень, травень, жовтень і листопад. У період проходження циклонів швидкість вітру досягає 8-11 м/с, окремі пориви бувають до 30 м/с. Сильні вітри зі швидкістю 15 м/с і більше спостерігаються протягом усього року. Середньорічна швидкість вітру по метеостанції м. Рівне дослідне поле 2,8 м/с, вітровий район - III.

3.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва

Радіаційних аномалій у районі робіт не виявлено, радіаційну обстановку на місці будівництва можна охарактеризувати як сприятливу.

Інтенсивність сейсмічних впливів у балах (сейсмічність) для майданчика слід приймати на основі комплектів карт ОСР-97. Згідно з картою А - для об'єктів масового будівництва інтенсивність сейсмічного впливу для цього району становить 6 балів.

3.3 Відомості про характеристики міцності та деформації 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.

3.3 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 15м не зустрінуті водоносні горизонти.

3.4 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 виконано з бетону класу В25, марка за водонепроникністю W4, за морозостійкістю F150.

Під ростверком передбачено підготовку з бетону класу В7,5 $\delta = 100$ мм. Ростверк армований арматурою класу А 500С.

3.5 Вихідні дані

3.5.1 Аналіз ґрунтових умов

Підземних вод не виявлено. Ґрунти не пучинисті. Розрахункова глибина сезонного промерзання в м. Рівне дорівнює: $d_f = d_{f,n} \cdot k_h = 1,74 \cdot 0,7 = 1,22$ м, де $d_{f,n}$ – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту: для м. Рівне - 1,74 м для суглинку, $k_h = 0,7$ – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

3.5.2 Навантаження. Вихідні дані

Навантаження на верхній обріз фундаменту від головної арки візьмемо з розрахункової схеми в програмі SCAD.

$$N=5689,8\text{кН}, Q=6255,5\text{кН}.$$

3.6 Проектування пальового фундаменту із забивних паль

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо мінімальною з конструктивних вимог. Відмітка підлоги першого поверху 0,000 . Висоту ростверка приймаємо $h_p = 1,2$ м. Відмітка підшви фундаменту $d_p = -1,500$ м.

Відмітку голови палі приймаємо - 1,200 м. Відмітка голови після розбивки -1,450 м. Закладення палі в ростверк відбувається на 300 мм.

Як несучий шар приймаємо ґрунт: пісок гравелистий. Заглиблення паль у пісок має бути не менше 1,0 м, тому довжину паль приймаємо 10 м. С100.30. Відмітка нижнього кінця палі -11,200 м. Перетин палі приймаємо 300 × 300 мм.

3.7 Визначення несучої здатності паль

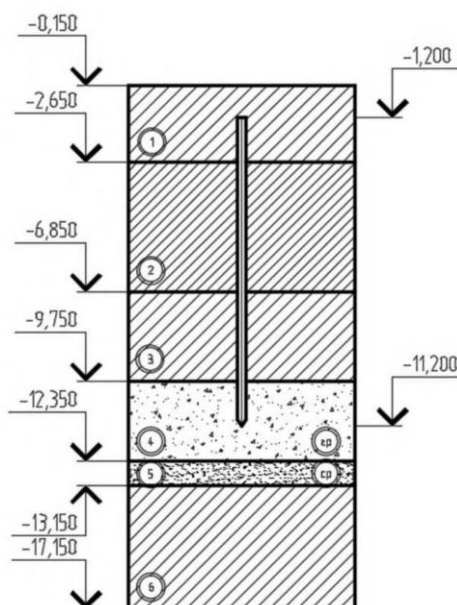


Рисунок 3.1 - Схема розташування забивної палі в ґрунті

Оскільки паля спирається на стисливий ґрунт, вона є висячою палею, що працює завдяки опору ґрунту під нижнім кінцем і завдяки опору ґрунту на бічній поверхні.

Несуча здатність висячих паль визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cfi} h_i \right) \quad (3.1)$$

де γ_c - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1,0;
 R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається 10752кПа, згідно з табл.7.2 [12]; $A = 0,09\text{м}^2$ - площа поперечного перерізу палі;

γ_{cR} - коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається для паль, занурених забиванням, рівний 1,0 ; $u = 1,2$ м- периметр поперечного перерізу палі; γ_{cf} - коефіцієнт умови роботи по бічній поверхні палі, що приймається для паль, занурених забиванням, що дорівнює 1,0 ; f_i - розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі в межах і-го шару ґрунту, кПа, що приймається за табл.7.3 [12]; h_i - товщина і-го шару ґрунту, м.

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 10752 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot \Sigma 1,0 \cdot 496,76) = 1563,8 \text{ кН}$$

Дані для розрахунку несучої здатності паль наведено в табл.3.1.

Таблиця 3.1 - Визначення несучої здатності паль

-0,150									
-1,200								f_i , кПа	$f_i h_i$, кН
-2,650	1	0,45	1,275	36,925	16,62				
		1,0	1,775	40,425	40,425				
		0,6	2,075	42,45	25,47				
		0,6	2,375	44,25	26,55				
		1,0	2,875	47,25	47,25				
-6,850	2	1,0	3,375	49,875	49,875				
		1,0	3,875	52,375	52,375				
		0,9	4,325	53,975	48,58				
-9,750	3	1,0	4,825	55,475	55,475				
		1,0	5,325	56,65	56,65				
-11,200		0,45	5,55	57,1	25,7				
-12,350	4	1,0	6,05	51,8	51,8				
						$R=10752$ кПа			$\Sigma=496,76$ кН

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком становитиме

$$F_d / \gamma_k = 1563,8 / 1,4 = 1116,9 \text{ кН},$$

де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності палі за навантаженням. Обмежимо значення допустимого навантаження до 600 кН.

Кількість паль у куці визначаємо за формулою: $n = \frac{\Sigma N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} =$

$$\frac{5689,8}{600 - 0,9 \cdot 1,5 \cdot 20} = 9,93 \approx 12 \text{ паль, де } \Sigma N = N_{\max} = 5689,8 \text{ кН} - \text{ розрахункове}$$

навантаження; F_d/γ_k - допустиме навантаження на палю; $0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю, μ^2 ; 0,9 - площа ростверку, що припадає на одну палю, μ^2 ; $d_p = 1,5$ м - глибина закладення ростверку; $\gamma_{cp} = 20$ кН/м - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

Розстановку паль у куці приймаємо виходячи з умови рис. 3.2.

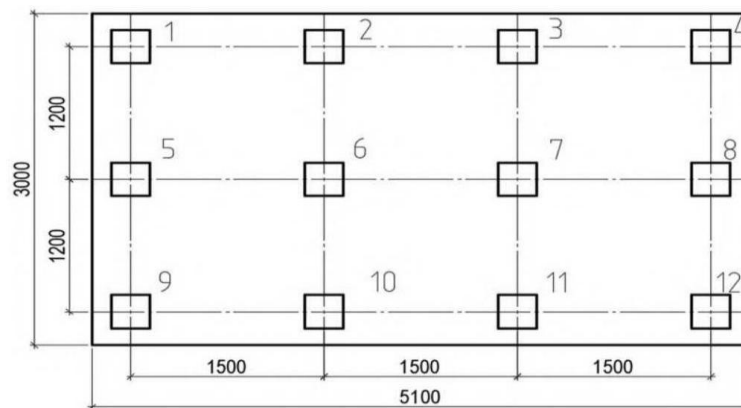


Рисунок 3.2 - Схема розміщення паль

Розміри ростверку з урахуванням звису його за зовнішні грані паль 5100х3000 мм.

Приведення навантажень до підшви ростверку

$$N'_I = N_{\max} + N_p = N_{\max} + b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_n = 5689,8 + 5,1 \cdot 3,0 \cdot 1,2 \cdot$$

$$M'_I = M_{\text{відпов}} + Q_{\text{відпов}} \cdot h_p = 6255,5 \cdot 1,2 = 7506,6 \text{ кН};$$

$$Q'_I = Q_{\text{відпов}} = 6255,5 \text{ кН}.$$

Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності паль

Перевіримо виконання умов:

$$\begin{cases} N_{\text{пл}} \leq F_d/\gamma_k \\ N^{\text{п}}/I_p \leq 1,2 \\ F_d/N_k^{\text{ппр}} \geq 0 \end{cases}$$

де $N^{\text{плр}}$ - навантаження на палю крайнього

де n - кількість паль у куці; y - відстань від осі пальового куца до осі палі, в якій визначається зусилля, м; y_i - відстань від осі куца до кожної палі, м.

$$\Sigma(y_i^2) = y_1^2 + y_5^2 + y_9^2 + y_2^2 + y_6^2 + y_{10}^2 + y_3^2 + y_7^2 + y_{11}^2 + y_4^2 + y_8^2 + y_{12}^2 = 33,75 \text{ м}^2$$

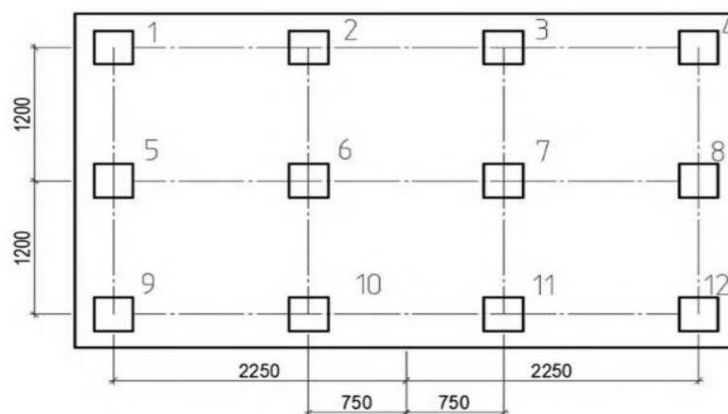


Рисунок 3.3 - Схема відстаней від осі куца до кожної з паль

Для наочності зведемо отримані дані в табл.3.2.

Таблиця 3.2 - Навантаження на палі

№ палі	I комбінація	$F_d/\gamma_k(1,2F_d/\gamma_k)$, кН
	$N_{пл}$, кН	
1,5,9	1112,6	(840)
2,6,10	745,1	(840)
3,7,11	377,5	(840)
4,8,12	10,1	(840)

З таблиці видно, що несуча здатність паль не забезпечена. Збільшимо відстань між палями.

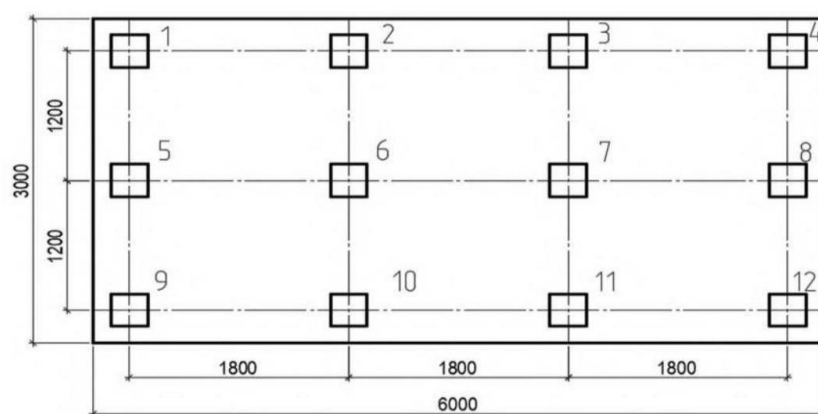


Рисунок 3.4 - Схема розміщення паль

Розміри ростверку з урахуванням звису його за зовнішні грані паль 6000x3000 мм.

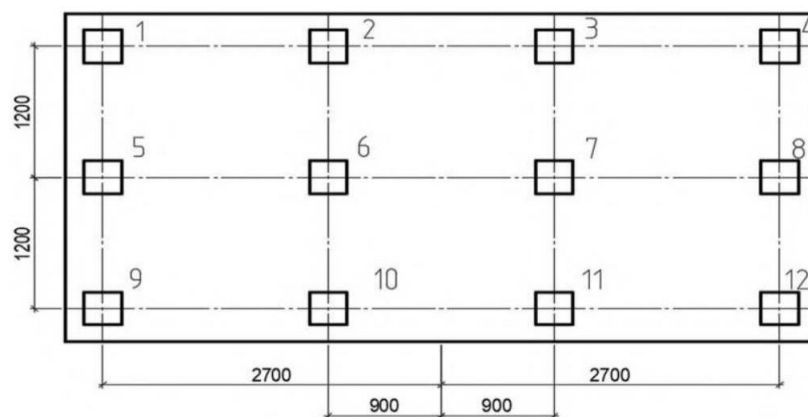


Рисунок 3.5 - Схема відстаней від осі куца до кожної з палів

$$\Sigma(y_i^2) = y_1^2 + y_5^2 + y_9^2 + y_2^2 + y_6^2 + y_{10}^2 + y_3^2 + y_7^2 + y_{11}^2 + y_4^2 + y_8^2 + y_{12}^2 = 48,6 \text{ м}^2.$$

Таблиця 3.3 Навантаження на палі

№ палі	I комбінація	$F_d/\gamma_k(1,2F_d/\gamma_k)$, кН
	$N_{пл}$, кН	
1,5,9	1112,6	(840)
2,6,10	745,1	(840)
3,7,11	377,5	(840)
4,8,12	10,1	(840)

З таблиці видно, що несуча здатність палів не забезпечена. Збільшимо кількість палів.

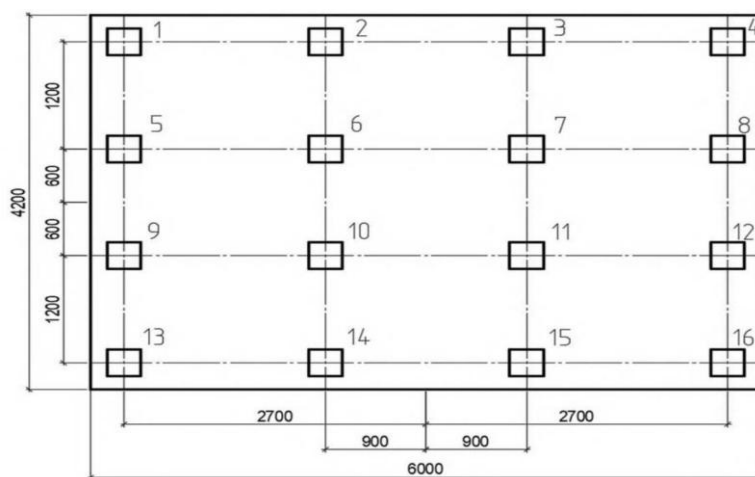


Рисунок 3.6 - Схема розміщення палів

Розміри ростверку з урахуванням звису його за зовнішні грані паль 6000х4200 мм.

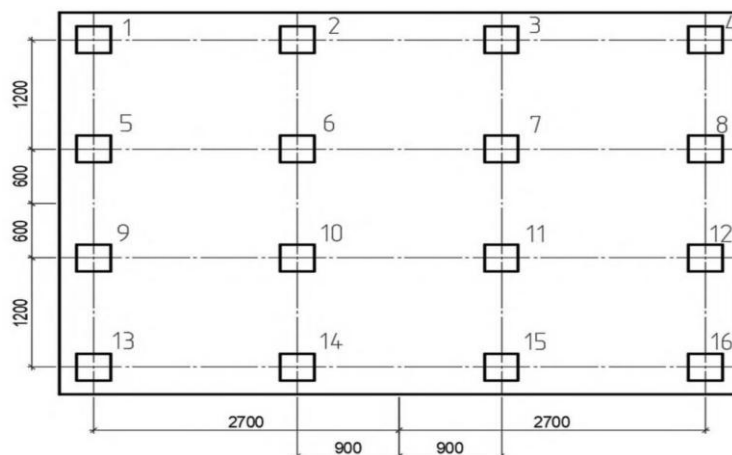


Рисунок 3.7 - Схема відстаней від осі куца до кожної з паль

$$\Sigma(y_i^2) = y_1^2 + y_2^2 + y_3^2 + y_4^2 + y_5^2 + y_6^2 + y_7^2 + y_8^2 + y_9^2 + y_{10}^2 + y_{11}^2 + y_{12}^2 + y_{13}^2 + y_{14}^2 + y_{15}^2 + y_{16}^2 = 64,8 \text{ м}^2.$$

Таблиця 3.4 Навантаження на палі

№ палі	I комбінація	$F_d/\gamma_k(1,2F_d/\gamma_k), \text{кН}$
	$N_{пл}, \text{кН}$	
1,5,9,13	765,6	(840)
2,6,10,14	535,8	(840)
3,7,11,15	306,2	(840)
4,8,12,16	76,4	

З таблиці видно, що несуча здатність паль забезпечена. Залишаємо кількість паль 16.

3.6.1 Конструювання ростверку

Фундамент для спирання арочної конструкції. Майданчик спирання 1400х3160 мм. Розміри ростверку 6000х4200 мм. Зв'язок із ростверком відбувається через анкерні болти діаметром 72 мм. Висота ростверку 1200 мм.

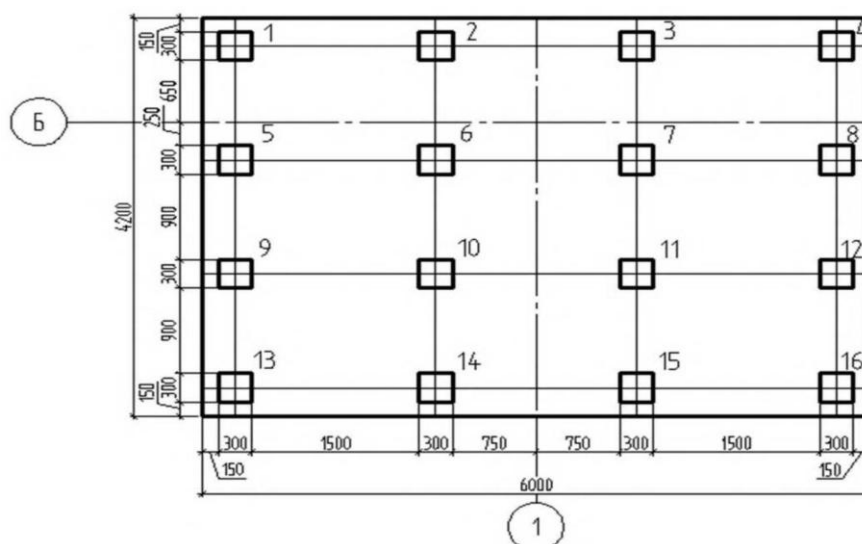


Рисунок 3.8 - Схема ростверку з позначенням розмірів

3.6.2 Розрахунок ростверку на продавлювання

Суть перевірки полягає в тому, щоб сила, що продавлює, не перевищила міцності бетону на розтягнення по гранях піраміди продавлювання.

Перевірка проводиться з умови:

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_k + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_k + c_1) \right], \quad (3.2)$$

де $F = 2(N_{пл1} + N_{пл5} + N_{пл9} + N_{пл13}) = 6124,8 \text{ кН}$ — розрахункова продавлювальна сила;

$R_{bt} = 1190 \text{ кПа}$ - розрахунковий опір бетону розтягуванню для класу бетону В25;

h_{op} - робоча висота ростверку;

α — коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки склянки, що визначається за формулою:

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_K} = 1 - \frac{0,4 \cdot 1030 \cdot 2(0,3 + 0,3)0,85}{6124,8} = 0,93 > 0,85.$$

Приймаємо $\alpha = 0,93$. b_k, l_k - розміри перерізу колони,, ; c_1, c_2 - відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання, м, приймаються не

більше $h_{op} = 1,2 - 0,05 = 1,15\text{м}$ і не менше $0,4h_{op} = 0,46\text{м}$. Приймаємо $c_1 = 0,55\text{м}$, $c_2 = 0,46\text{м}$.

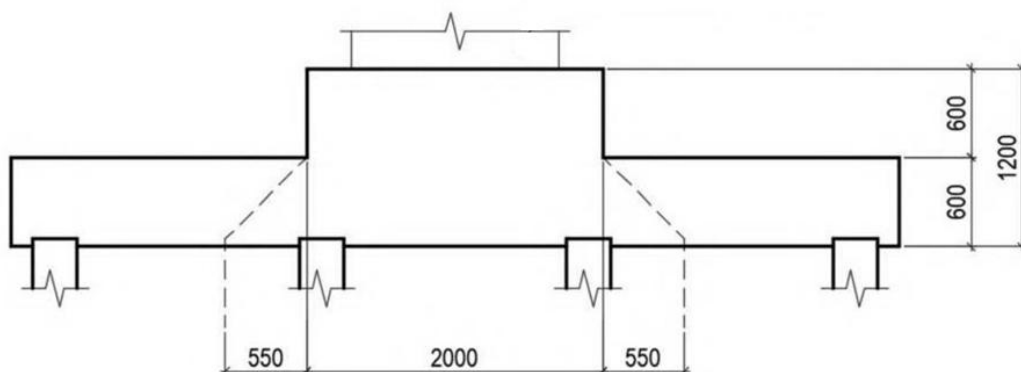


Рисунок 3.9 - Схема піраміди продавлювання

$$F = 6124,8\text{кН} \leq \frac{2 \cdot 1030 \cdot 1,15}{0,93} \left[\frac{1,15}{0,55} (1,4 + 0,46) + \frac{1,15}{0,46} (3,16 + 0,55) \right] = 11623,2 \text{ Н.}$$

Умова виконується. Залишаємо клас бетону В25.

3.6.3 Розрахунок і проектування армування

Розрахуємо і запроектуємо арматуру плитної частини фундаменту. Під тиском відсічі ґрунту фундамент згинається, у перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи ступені такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$M_{xi} = N_{плі} x_i,$$

$$M_{yi} = N_{плі} y_i$$

де $N_{плі}$ — розрахункове навантаження на палю, кН;

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

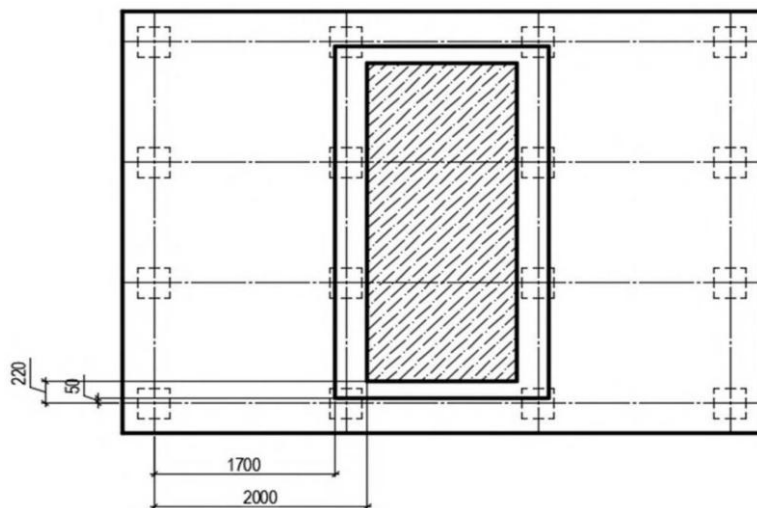


Рисунок 3.10 - Схема для розрахунку армування ростверку

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R'_s} \quad (3.3)$$

де h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури:

для перетину 1-1: $h_{o1} = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м; для перерізу 2-2: $h_{o2} = h - 0,05 = 1,2 - 0,05 = 1,15$ м; для перерізу 1' - 1': $h_{o1}' = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для перерізу 2' - 2': $h_{o2}' = h - 0,05 = 1,2 - 0,05 = 1,15$ м; R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-III - $R_s = 365$ МПа; ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини: $\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}$, b_i - ширина стиснутої зони перерізу. R_b - розрахунковий опір на осьове стиснення, для бетону В25 - $R_b = 14,2$ МПа.

Моменти в перерізах визначаємо за формулами:

$$M_{xi}=N_{cx} \cdot u \cdot M_{cx}=N_{cx} \cdot \text{тоді}$$

$$M1-1=(765,6 \cdot 4) \cdot 1,7=5206,08 \text{ кН} \cdot \text{М}$$

$$M2-2=(765,6 \cdot 4) \cdot 2=6124,8 \text{ кН} \cdot \text{М}$$

$$M1-1=(765,6+535,8+306,2+76,4) \cdot 0,05=84,2 \text{ кН} \cdot \text{М}$$

$$M2-2=(765,6+535,8+306,2+76,4) \cdot 0,22=370,48 \text{ кН} \cdot \text{М}$$

Таблиця 3.5 Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту

Перетин	M, кН · М	α_m	ξ	h_{oi} , М	A_s , см ²
1 – 1	5206,08	0,356	0,77	0,55	294,7
2 – 2	6124,8	0,095	0,95	1,15	150,4
1' – 1'	84,2	0,005	0,995	0,55	40,3
2' – 2'	370,48	0,005	0,995	1,15	80,9

З конструктивних міркувань для сітки С-1 приймаємо крок арматури в обох напрямках 200 мм, отже, сітка С -1 має в напрямку l 31Ø36 А – III с $A_s = 315,58 \text{ см}^2$, у напрямку b – 22Ø22 А-III с $A_s = 83,6 \text{ см}^2$ Довжини стрижнів приймаємо відповідно 4100 мм і 5900 мм.

Для компенсації деформацій у поперечному напрямку, що виникають від тиску опорної бази колони, влаштовуємо сітку С-3 у верхній частині фундаменту. Крок арматури приймаємо в обох напрямках 200 мм. Довжини стрижнів приймаємо 3400 мм і 1900 мм і діаметром 14 мм.

Таблиця 3.6 - Вартість і трудомісткість зведення пальового фундаменту на забивних палях

Найменування робіт і витрат		Е	Вартість, грн.		Трудомісткість, люд. год.	
			Одиниці	Усього	Одиниці	Усього
Вартість палі	м ³	14,56	1809,2	26341,9	-	-
Забивання паль у ґрунт	м ³	14,56	573,1	8344,3	4	58,24
Зрубвання голів паль	паля	16	115,5	1848	1,4	22,4
Влаштування підготовки з бетону В7,5	100м	0,21	6429,8	1350,2	180	37,8
Влаштування монолітного ростверку	100м ³	0,03	15135	454,05	610,6	18,3
Арматура ростверку	т	1,7	10927	18575,9	-	-
			Разом:	56914,5	-	136,8

3.6.4 Проектування стовпчастого фундаменту неглибокого закладення

Фундамент розробляється під металеві опори аркової конструкції.

У ґрунтах у суглинках при показнику плинності $I_L < 0,25$ глибина закладення фундаменту, а також при розташуванні рівня підземних вод $d_w > d_f + 2$, повинна бути не меншою за d_f . Висота фундаменту має бути кратна 300 мм і заглиблення фундаменту в несучі шари ґрунту має бути не менше ніж 0,3 м. Вибираємо глибину заглиблення фундаменту $d = 1,8$ м. Відмітка підшови фундаменту $-1,800$, відмітка верху фундаменту $-(-0,300)$.

3.6.5 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору

Визначимо суму вертикальних навантажень на обрізі фундаменту в комбінації з N_{kmax} :

$$\Sigma N_{II} = \frac{N_{max}}{1,15} = \frac{5689,9}{1,15} = 4947,7 \text{ kN}, \quad (3.4)$$

де N_{kmax} - максимальне навантаження на арку. 2. У першому наближенні попередньо площу підшови стовпчастого фундаменту визначаємо за формулою:

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_o - d \cdot \gamma_{ср}} = \frac{4947,7}{260 - 1,8 \cdot 20} = 22,1 \text{ м}^2, \quad (3.5)$$

де A - площа підшови фундаменту; $\gamma_{ср} = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах; $d = 1,8$ м - глибина закладення фундаменту; $R_o = 260 \text{ кПа}$ — умовно прийнятий розрахунковий опір у першому наближенні.

Розміри підшови визначають, вважаючи, що фундамент має квадратну або прямокутну форми. Співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = l/b$

рекомендується обмежувати значенням $\eta \leq 1,65$; розміри сторін його підосви визначають за співвідношеннями:

Приймаємо $\eta = 1,2$

$$b = \sqrt{A/\eta} = \sqrt{\frac{22,1}{1,2}} = 4,3 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 4,5 \text{ м.}$, $l = 5,4 \text{ м.}$ Тоді середній розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (3.6)$$

де $\gamma_{c1} = 1,3$ та $\gamma_{c2} = 1,0$ – коефіцієнти умови роботи; $k = 1,1$ – коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик з і φ ; $M_y = 0,69$, $M_g = 3,65$, $M_c = 6,24$ – коефіцієнти, що залежать від φ , прийняті за табл. 4 [3]; k_z – коефіцієнт, що приймається рівним 1,0 за ширини фундаменту $b < 10 \text{ м}$; $\gamma_{II} = 20,4 \text{ кН/м}^3$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 ; $\gamma'_{II} = 20,4 \text{ кН/м}^3$ – те саме, що залягають вище підосви, кН/м^3 ; $c_{II} = 25 \text{ кПа}$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підосвою фундаменту.

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1,1} [0,69 \cdot 1,1 \cdot 4,5 \cdot 20,4 + 3,65 \cdot 1,65 \cdot 20,4 + 6,24 \cdot 25] = 411,9$$

кПа;

$$R = 411,9 \text{ кПа} > R_0 = 260 \text{ кПа.}$$

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_0 - d \cdot \gamma_{\text{сер}}} = \frac{4947,7}{411,9 - 1,8 \cdot 20} = 13,2 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $b = 3,6 \text{ м.}$, $l = 4,5 \text{ м.}$

Приведення навантажень до підосви фундаменту

$$N'_I = \frac{N_k}{1,15} + N_{\Phi} = \frac{N_k}{1,15} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{сер}} = \frac{5689,8}{1,15} + 3,6 \cdot 4,5 \cdot 1,8 \cdot 20 = 5530,9 \text{ кН;}$$

$$M'_I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k h_\Phi}{1,15} = \frac{6255,5 \cdot 1,5}{1,15} = 8159,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'_I = \frac{Q_k}{1,15} = \frac{6255,5}{1,15} = 5439,6 \text{ кН}.$$

Визначення тисків на ґрунт і уточнення розмірів фундаменту

Перевіримо виконання умов при $R = 411,9 \text{ кПа}$:

$$\begin{cases} P_{cp} < R \\ P_{max} < 1,2R \\ P_{min} > 0 \end{cases} \quad (3.7)$$

$$A = b \cdot l = 3,6 \cdot 4,5 = 16,2 \text{ м}^2$$

$$W = (b \cdot l^2) / 6 = (3,6 \cdot 4,5^2) / 6 = 12,15 \text{ м}^3;$$

$$P_{cp} = \frac{N'}{A} = \frac{5530,9}{16,2} = 341,4 \text{ кПа};$$

$$P_{max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{5530,9}{16,2} + \frac{8159,3}{12,15} = 1013,0 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = \frac{5530,9}{16,2} - \frac{8159,3}{12,15} = -330,1 \text{ кПа}.$$

$$341,4 \text{ кПа} \leq 411,9 \text{ кПа}.$$

$$1013,0 \text{ кПа} > 494,28 \text{ кПа}.$$

$$-330,1 \text{ кПа} \geq 0$$

Умови не виконуються. Збільшимо розміри підшви фундаменту.

Прийmemo $b = 5,1 \text{ м}$, $l = 6,3 \text{ м}$.

$$N'_I = \frac{N_k}{1,15} + N_\Phi = \frac{N_k}{1,15} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp} = \frac{5689,8}{1,15} + 5,1 \cdot 6,3 \cdot 1,8 \cdot 20 = 6104,3 \text{ кН};$$

$$M'_I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k h_\Phi}{1,15} = \frac{6255,5 \cdot 1,5}{1,15} = 8159,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'_I = \frac{Q_k}{1,15} = \frac{6255,5}{1,15} = 5439,6 \text{ кН}.$$

$$P_{cp} = \frac{N'}{A} = \frac{6104,3}{32,13} = 190,0 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{6104,3}{32,13} + \frac{8159,3}{43,74} = 376,5 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = \frac{6104,3}{32,13} - \frac{8159,3}{43,74} = 3,4 \text{ кПа}.$$

$$190,0 \text{ кПа} \leq 411,9 \text{ кПа}. \quad 376,5 \text{ кПа} \leq 494,28 \text{ кПа}. \quad 3,4 \text{ кПа} \geq 0.$$

Умови виконуються. Залишаємо $b = 5,1$ м, $l = 6,3$ м.

3.6.6 Розрахунок усадки

Розрахунок усадки наведено в таблиці 3.10. Розрахунок виконується методом пошарового підсумовування.

Поділяємо ґрунт під підшоною фундаменту на шари.

Визначаємо природний тиск на рівні підшоки фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d = 20,4 \cdot 1,8 = 33,66 \text{ кПа}, \quad (3.8)$$

де $\gamma' = 20,4 \text{ кН/м}^3$ - питома вага ґрунту вище підшоки фундаменту, d - глибина закладення – 1,8 м.

Визначаємо природний тиск на межі шарів:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum \gamma_i h_i \quad (3.9)$$

де γ_i и h_i - відповідно питома вага і потужність для кожного шару. 4. Визначимо додатковий тиск під підшоною фундаменту: $P_o = P_{cp} - \sigma_{zg,0} = 325,6 - 33,66 = 291,94 \text{ кН}$, де P_{cp} - більший із двох комбінацій середній тиск від фундаменту.

Визначимо напруження на межі шарів:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot P_o \quad (3.10)$$

де α_i - коефіцієнт розсіювання, що приймається за табл. 5 [3], залежно від відношення $l/b = 6,3/5,1 = 1,24$ и $2z_i/b$ (z_i - глибина розташування і-го шару нижче підшоки фундаменту).

Побудуємо епюри напружень σ_{zp} з правого боку осі фундаменту та епюру

природних тисків σ_{zg} зліва.

Визначимо умовну межу стисливої товщі ВСТ, до якої слід враховувати додаткові напруження і опади, що виникають при цьому. Вона знаходиться там, де задовольняється умова:

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i} \quad (3.11)$$

або $\sigma_{zp,i} \leq 0,1\sigma_{zg,i}$, якщо в межах стискуваної товщі міститься слабкий ґрунт із модулем деформації $E \leq 10$ МПа. 8. Для кожного шару в межах стисливої товщі визначаємо середній тиск: $\sigma_{zp,i}^{cp} = (\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1})/2$, 9. Визначимо осадку кожного шару за формулою: $S_i = \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \cdot h_i}{E_i} \beta$, де E_i - модуль деформації i -го шару кПа;

β - коефіцієнт, що приймається рівним 0,8.

Підсумовуємо усадку шарів в межах стисливої товщі і порівнюємо отриманий результат із гранично допустимим:

$$\Sigma S_i \leq S_u,$$

де $S_u = 15$ см - граничне осідання фундаменту для споруд із металевим каркасом.

Таким чином, $\Sigma S_i = 9,35$ см $< S_u = 10$ см, отже, осад не перевищує гранично допустимого значення.

3.7 Конструювання стовпчастого фундаменту

Глибина закладення ростверку $d_p = 1,8$ м, висота ростверку $h_p = 1,5$ м. Розміри ростверка в плані 5100×6300 мм.

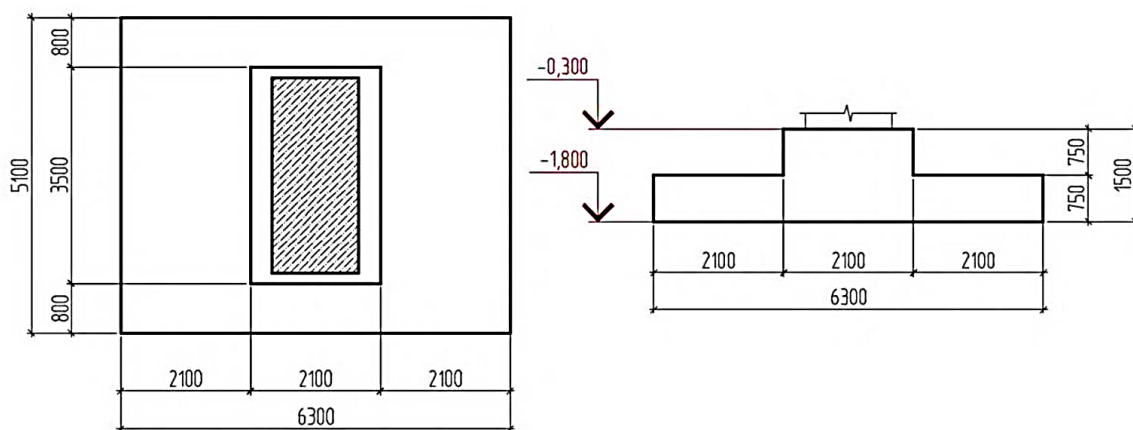


Рисунок 3.11 - Схема фундаменту з позначенням розмірів

3.7.1 Розрахунок стовпчастого фундаменту

Виконаємо розрахунок на продавлювання від арки: $F \leq b_m \cdot R_{bt} \cdot h_{op}$ де F - сила продавлювання; R_{bt} - розрахунковий опір, для бетону класу B25 $R_{bt} = 1030$ кПа, h_{op} - робоча висота піраміди продавлювання.

Сила продавлювання дорівнює:

$$F = A_o \cdot p_{\max} = 7,61 \cdot 445,5 = 3390,3 \text{ кН}$$

$$\begin{aligned} \text{де } A_o &= 0,5 \cdot b \cdot (L - L_p - 2h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_p - 2h_{op})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 5,1(6,3 - 2,1 - 2 \cdot 0,6) - 0,25 \cdot (5,1 - 3,5 - 2 \cdot 0,6)^2 = 7,61 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

Геометричні параметри:

$$b_m = 0,75 \text{ м.}$$

$$h_{op} = 0,75 - 0,05 = 0,7 \text{ м.}$$

Таким чином,

$$F = 3390,3 < b_m h_{op} R_{bt} = 4,7 \cdot 0,7 \cdot 1030 = 3454,5 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

3.7.2 Розрахунок армування плитної частини фундаменту

Розрахуємо і запроектуємо арматуру плитної частини фундаменту.

Під тиском відсічі ґрунту фундамент згинається, у перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи ступені такими, що працюють як консоль,

затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$M_{xi} = \frac{Nc_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2} \right), \quad (3.12)$$

де $N = N_k = 5689,8 \text{ кН}$ – розрахункове навантаження на основу без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах.

Згинальні моменти в перерізах, що діють у площині, паралельній меншій стороні фундаменту b :

$$M_{yi} = \frac{Nc_{ci}^2}{2b} \quad (3.13)$$

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{Si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R'_s} \quad (3.14)$$

де h_{oi} – робоча висота кожного перерізу, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури:

для перерізу 1 – 1: $h_{o3} = h - 0,05 = 0,75 - 0,05 = 0,7 \text{ м}$; для перерізу 2 – 2: $h_{o3} = h - 0,05 = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ м}$;
для перерізу 1' – 1': $h_{o3} = h - 0,05 = 0,75 - 0,05 = 0,7 \text{ м}$; для перерізу 2' – 2': $h_{o3} = h - 0,05 = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ м}$; R_s – розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-III - $R_s = 365 \text{ МПа}$; ξ – коефіцієнт, що визначається залежно від величини:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R'_b} \quad (3.15)$$

де b_i – ширина стиснутої зони перерізу:
у напрямку x :

для перерізу 1-1: $b_{x1} = b = 6,3$ м; для перерізу 2-2: $b_{x1} = b = 2,1$ м;

в напрямку у:

для перерізу 1' – 1': $b_{y1} = l = 5,1$ м; для перерізу 2' – 2': $b_{y1} = l = 3,5$ м;

R_b - розрахунковий опір на осьове стиснення, для бетону В25 – $R_b = 14,2$ МПа;

Результати розрахунку наведено в табл. 3.16.

Таблиця 3.16 - Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт, c_i , М	М, кН · М	α_m	ξ	h_{oi} , М	A_s , см ²
1 – 1	2,1	2216,52	0,062	0,965	0,7	89,90
2 – 2	2,45	9050,77	0,178	0,905	1,45	188,96
1' – 1'	0,8	397,36	0,014	0,993	0,7	15,66
2' – 2'	0,97	851,23	0,010	0,995	1,45	16,16

Конструюємо сітку С – 1. Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, таким чином сітка С -1 має в напрямку 1 - 33Ø28 АІІ з $A_s = 203,2$ см², у напрямку b – 26Ø22 А-ІІІ с $A_s = 98,8$ см². Довжини стрижнів приймаємо відповідно 5000 мм і 6200 мм.

Для компенсації деформацій у поперечному напрямку, що виникають від тиску опорної бази колони, влаштовуємо сітку С-4 у верхній частині фундаменту. Крок арматури приймаємо в обох напрямках 200 мм. Довжини стрижнів приймаємо 3450 мм і 2050 мм і діаметром 14 мм.

3.7.3 Порівняння фундаменту неглибокого закладення і фундаменту на забивних палях

Таблиця 3.7 - ТЕП фундаментів

Показник	Фундамент неглибокого закладення	Пальовий фундамент на забивних палях
Вартість об. од.	18500,8	56914,5
Трудомісткість люд-година	61,36	136,8

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 підшви основи 6300х5100 мм. Висота 1500 мм.

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

4.1 Опис і оцінка варіантів конструкції покриття

У межах виконання розділу кваліфікаційної роботи розглянемо варіанти конструкції покриття над полем футбольного стадіону.

Простір над полем має розміри 36x120 метрів.

При виборі конструкції покриття в даному проєкті, метою було домогтися:

- органічної єдності конструкції та архітектурної форми;
- виразного архітектурного рішення внутрішнього простору і споруди загалом;
- істотного полегшення маси покриття, підвищення за рахунок цього ефективності роботи конструкції на корисні навантаження;
- за рахунок багаторазової повторюваності уніфікованих елементів і вузлових деталей, забезпечення можливості потокового виготовлення їх на заводах.

4.2 Лінзоподібна арочна ферма

Покриття над ігровим полем являє собою лінзоподібні ферми прольотом 36 м і кроком 10 м, шарнірно сполучені з вузлами головних арок. Просторова жорсткість такої системи забезпечується введенням зв'язкових блоків і поздовжніх розпірок. Перетин лінзоподібної ферми ґратчастий, пояси, стійки і розкоси виконані з профільних труб квадратного перетину. Висота перетину ферми збільшується від 1500 мм біля опор до 3500 мм у центрі прольоту. Низ конструкції розташовується на позначці +33.150 м, верх - на позначці +36.650 м. По верхніх поясах ферм укладаються прогони з кроком 3 м, до яких кріпиться настил.

До переваг такого варіанта покриття належать:

- простота вузлів;

- підвищена несуча здатність;
- простота монтажу;
- малий прогин конструкції;
- порівняно невелика вага конструкції.

Недоліки:

- погано вписується в архітектурний вигляд стадіону;
- збільшення висоти перерізу;
- трудомісткість виготовлення.

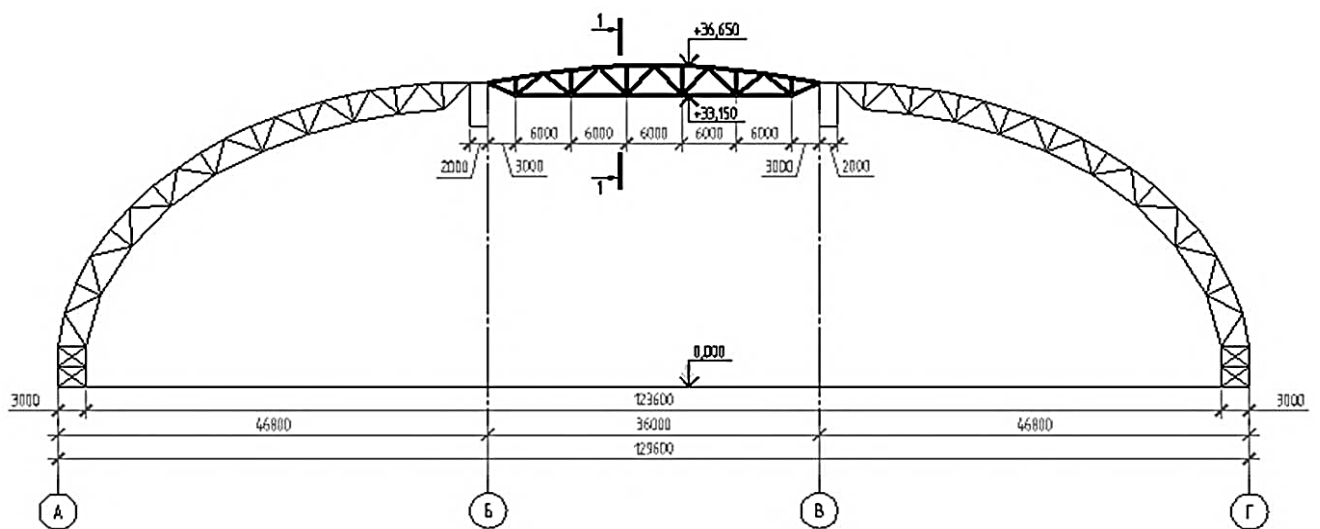


Рисунок 4.1 - Лінзоподібна арочна ферма

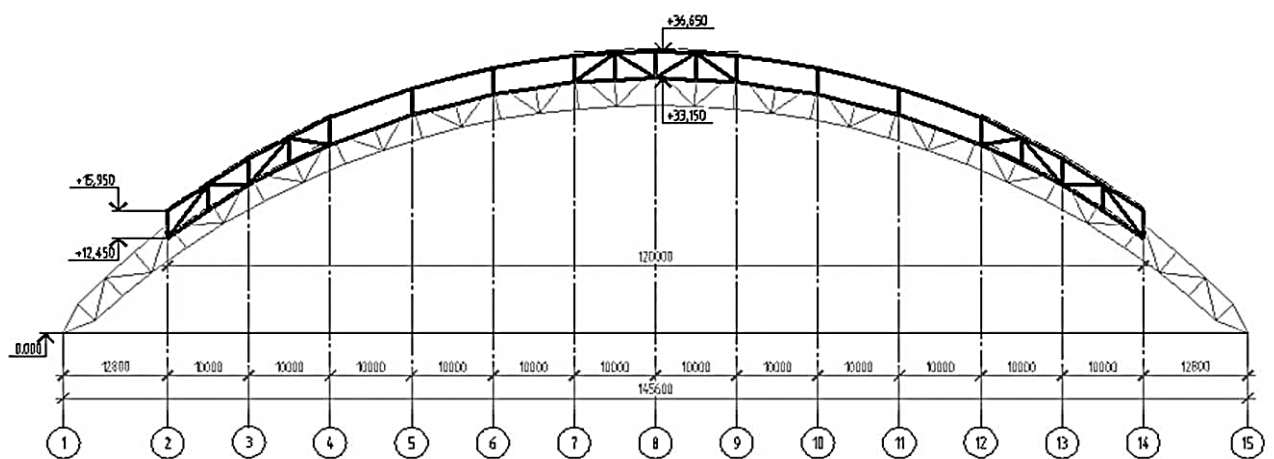


Рисунок 4.2 - Розріз 1-1

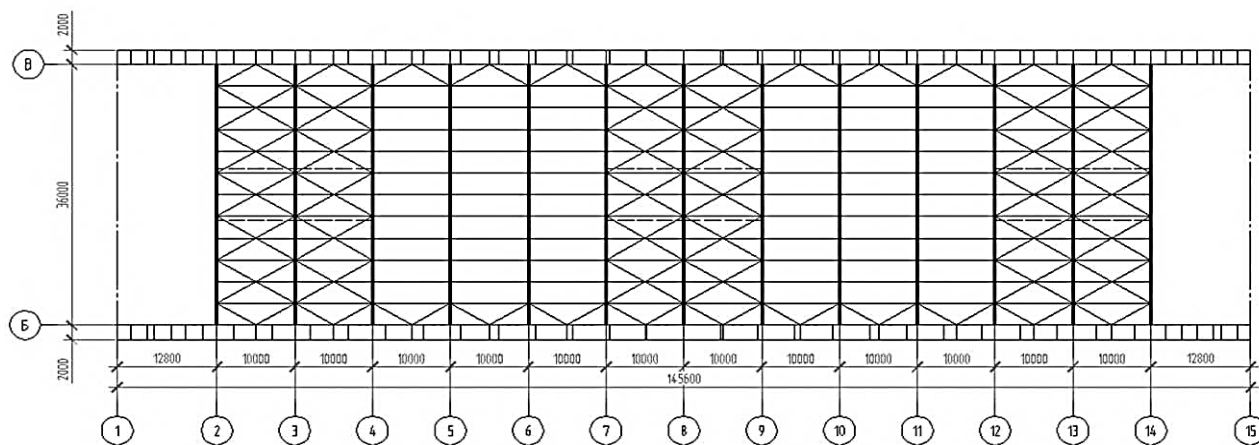


Рисунок 4.3 - Схема розташування прогонів і зв'язків верхнього поясу

4.3 Арочна ферма з паралельними поясами

Покриття над ігровим полем являє собою ферми з паралельними поясами прольотом 36 м і кроком 10 м, шарнірно сполучені з вузлами головних арок. Просторова жорсткість такої системи забезпечується введенням зв'язкових блоків і поздовжніх розпірок.

Перетин ферми ґратчастий, пояси, стійки і розкоси виконані з профільних труб квадратного перетину. Висота перетину ферми збільшується 3150 мм. Низ конструкції розташовується на позначці +31.500 м, верх - на позначці +34.650 м. По верхніх поясах ферм укладаються прогони з кроком 3 м, до яких кріпиться настил.

До переваг такого варіанта покриття належать:

- простота вузлів;
- простота монтажу;
- невелика вага конструкції;
- простота виготовлення;
- знижена витрата металу порівняно з іншими варіантами. Недоліки:
- збільшення прогину конструкції;
- менша жорсткість конструкції порівняно з іншими варіантами.

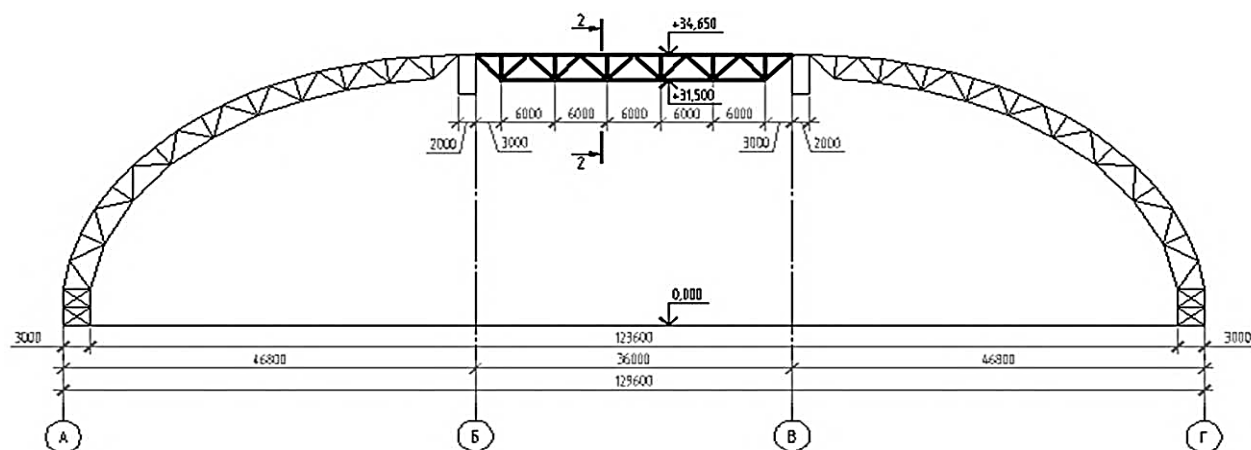


Рисунок 4.4 - Арочна ферма з паралельними поясами

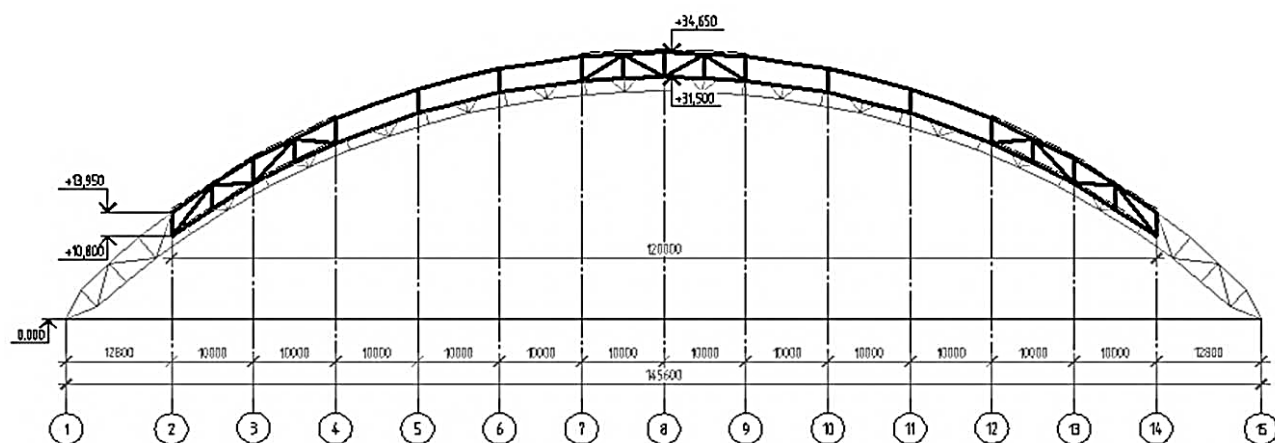


Рисунок 4.5 - Розріз 2-2

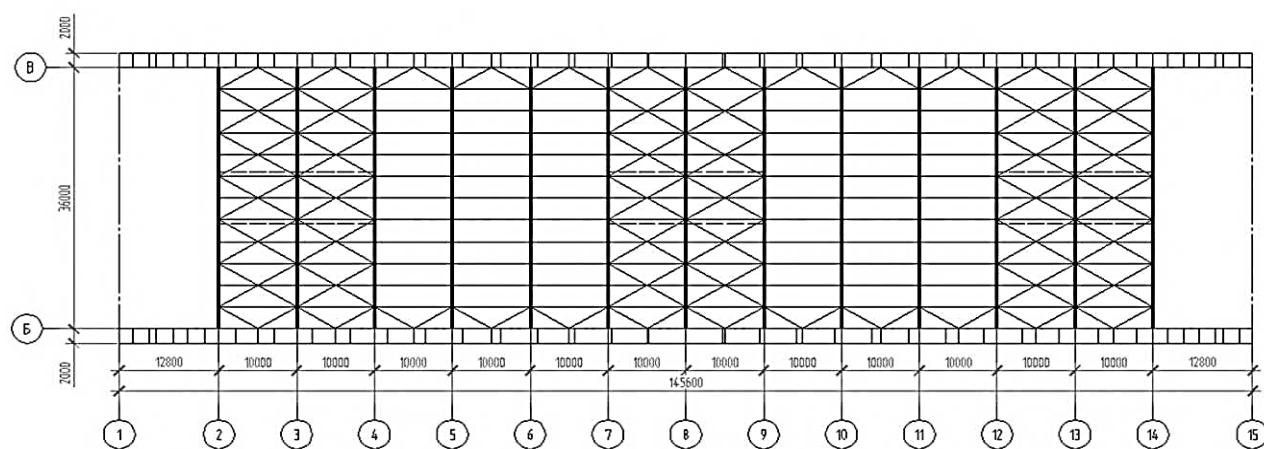


Рисунок 4.6 - Схема розташування прогонів і зв'язків верхнього поясу

4.4 Арочна структурна плита покриття

Покриття над ігровим полем являє собою структурну плиту - просторову стрижневу конструкцію, що шарнірно спирається на основні арки покриття. Проліт плити становить 36 м, довжина в плані 120 м. Верхній і нижній пояси структурної плити являють собою систему квадратних осередків 5х5 м, складених поздовжніми і поперечними стрижнями. Висота структури становить 3150 мм. Пояси плити з'єднані між собою системою розкосів. Низ конструкції розташовується на позначці +31.500 м, верх - на позначці +34.650 м.

До переваг структурних конструкцій належать:

- архітектурна виразність і різноманіття просторових форм;
 - підвищена жорсткість;
 - можливість відмовитися від влаштування прогонів;
 - перерозподіл внутрішніх зусиль у разі виходу з ладу будь-якого елемента (збільшення надійності).
- Недоліками структурних конструкцій є:
- складність вузлів і їхня дорожнеча;
 - високі вимоги до точності виготовлення елементів;
 - для систем зі звареними вузловими з'єднаннями висока трудомісткість монтажної збірки і зварювання вузла;
 - необхідність влаштування великої кількості тимчасових опор для монтажу.

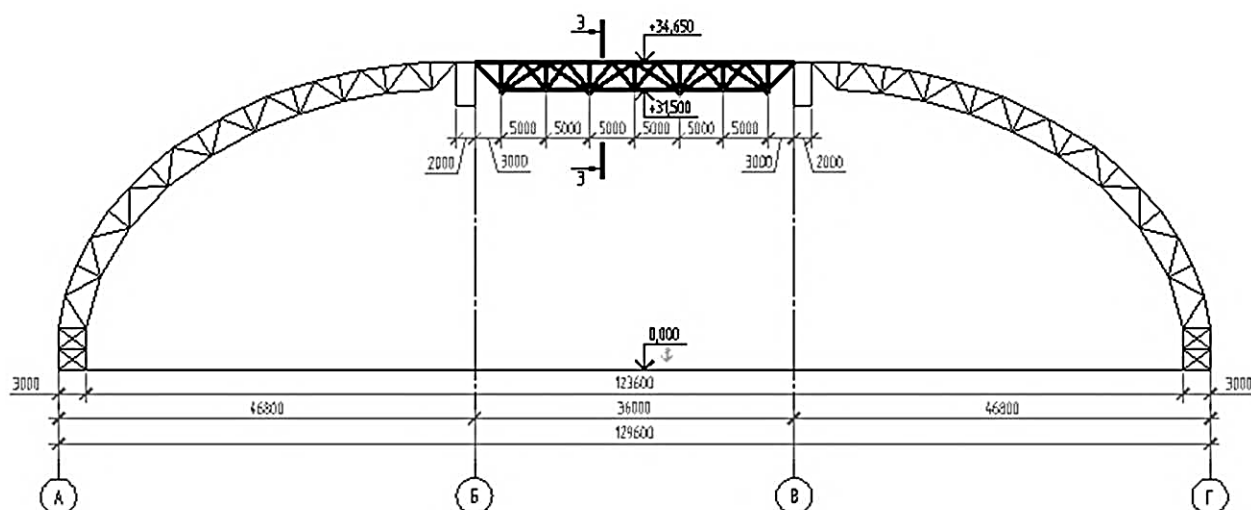


Рисунок 4.7 – Арочна структурна плита покриття

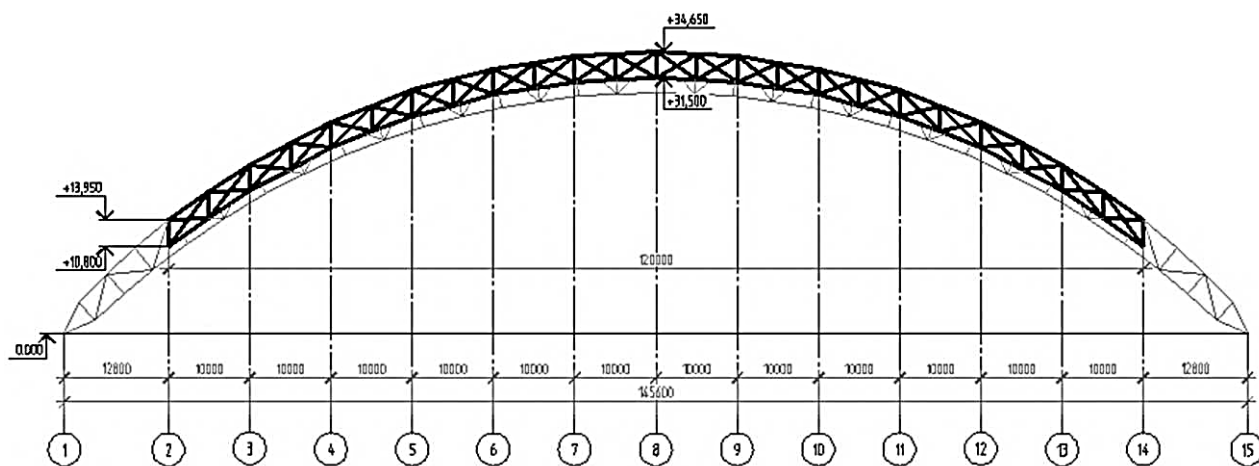


Рисунок 4.8 - Розріз 3-3

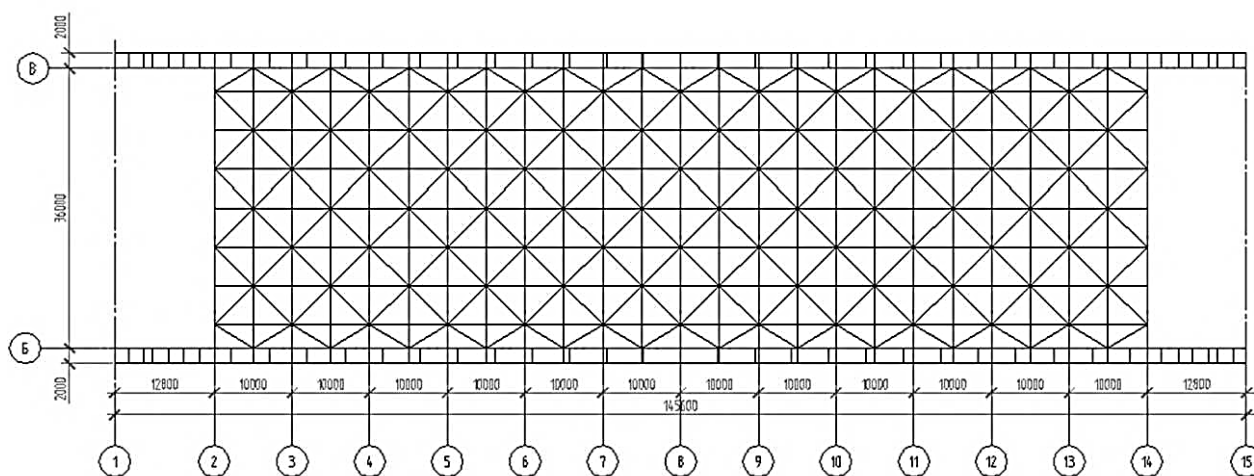


Рисунок 4.9 - Схема розташування стрижнів структурної плити

4.5 Остаточний вибір варіанту покриття

Для того, щоб зробити остаточний вибір, проведемо оцінку варіантів виходячи з таких вимог:

Експлуатаційні та архітектурні вимоги.

Найбільшої архітектурної виразності фасад набуває з фермами з паралельними поясами і зі структурною плитою. Лінзоподібні ферми, підносячись над верхнім поясом головних арок, порушують цілісне сприйняття будівлі.

Найбільшу трудомісткість в експлуатації матиме арочна структурна плита. Безліч розкосів і складних вузлів сполучення перешкоджатимуть огляду конструкції, своєчасному виявленню корозії, а також ускладнюватимуть покриття конструкції захисними складами.

Переміщення.

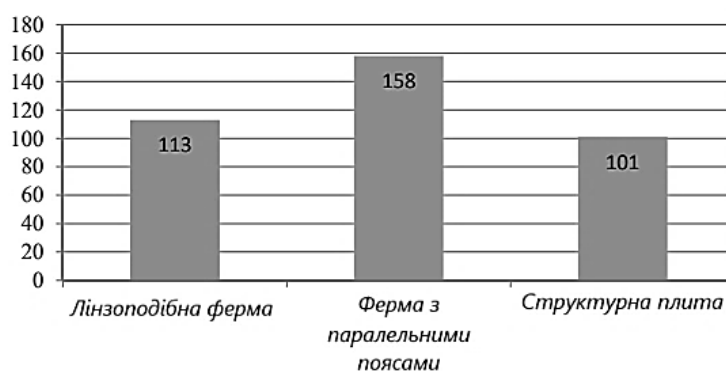


Рисунок 4.10 - Переміщення конструкцій покриття

Вага конструкції.

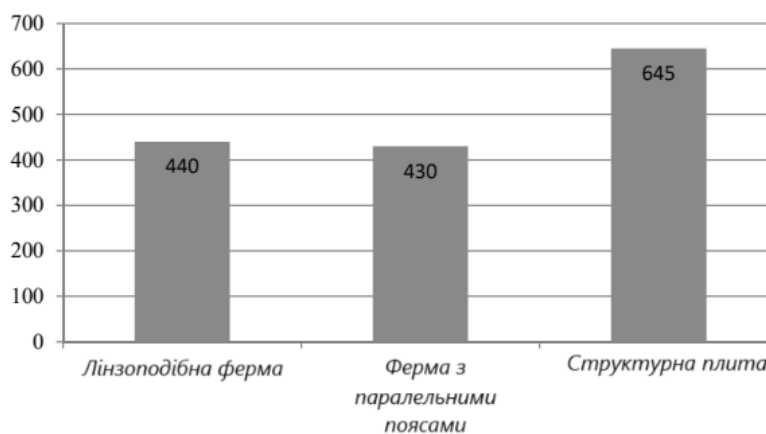


Рисунок 4.11 - Вага конструкцій покриття

Виготовлення та монтаж.

Приблизно однаковими показниками в цьому питанні володіють лінзоподібна ферма і ферма з паралельними поясами. У першому випадку, як і в другому, ферми виготовляються на заводі і на місці укрупнюються і монтуються. Найбільш трудомістким у плані виготовлення і монтажу є структурна плита покриття.

У результаті проведеного аналізу і на підставі вищевикладених чинників, можна зробити такі висновки: за найбільшим числом показників лідирує арочна ферма з паралельними поясами. Незважаючи на те, що ця конструкція має найбільші переміщення в прольоті, їхня величина не набагато перевершує переміщення інших варіантів. За іншими показниками ця конструкція посідає провідні позиції: має найменшу вагу, економічніша і менш трудомістка у виготовленні та монтажі, а також вписується в архітектурний вигляд стадіону.

Остаточного приймаємо для подальшого проектування другий варіант - ферму з паралельними поясами.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

5.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

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

Основні законодавчі та нормативні акти:

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

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

Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підіймання і переміщення важких речей жінками (наказ МОЗ

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

У разі залучення до трудового процесу підлітків необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей неповнолітніми (наказ МОЗ України від 22.03.1996 № 59) і вимог Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці неповнолітніх (наказ МОЗ України від 31.03.1994 №46).

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

Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є: робота будівельних машин і механізмів, їхня спільна робота; робота на висоті; робота з електроінструментом і поблизу електричних мереж; роботи з транспортування та складування будівельних вантажів; небезпека виникнення пожежі; шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

Наказами по організації мають бути призначені особи, відповідальні за забезпечення охорони праці в межах доручених їм діляниць робіт, а також особа, відповідальна за безпечне виконання робіт краном.

В організації та на будівельному майданчику має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці на різних рівнях. Територія будівельного майданчика огорожується постійною огорожею, а ділянки виконання робіт - тимчасовими огорожами.

Під час виконання робіт на будівельному майданчику виключається присутність сторонніх осіб. Будівельний майданчик обладнується необхідними знаками безпеки та наочною агітацією. На огорожах у темний час доби мають бути виставлені світлові сигнали. До початку робіт виконроб повинен ознайомити

всіх робітників з найнебезпечнішими моментами робіт і зобов'язаний вжити всіх запобіжних заходів для запобігання нещасним випадкам.

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

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

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

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Законодавча база України

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

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

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

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

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

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація. На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

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

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

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає: на що направлення основні зусилля сил та засобів; порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події; організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР; порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт; час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні

надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей. Метою роботи цієї групи на місці НС є: обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС; надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим; визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала); готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС; координує дії служб на місці НС.

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

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

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

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

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

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю

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

Вона становить для будинків:

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

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій: категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення. Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах. Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

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

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;
- II фаза – стале горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;
- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

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

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує

значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В архітектурно-будівельному розділі було розроблено концепцію зовнішнього та внутрішнього вигляду стадіону, обґрунтовано прийняті архітектурно-художні рішення та враховано особливості планувальної організації. Використання симетричних фасадів із вітражами забезпечило гармонійність і виразність будівлі, а обрані матеріали оздоблення — довговічність та естетичність.

В розрахунково-конструктивному розділі проведено розрахунки навантажень і конструктивних елементів стадіону, включно з арковими покриттями. Використання програмного комплексу SCAD дало змогу моделювати стійкість і надійність конструкцій. Особливу увагу приділено оптимізації перерізів металевих елементів для забезпечення міцності та економії матеріалів.

В розділі «Проектування фундаментів» обґрунтовано вибір пальових фундаментів для забезпечення стійкості споруди на складних інженерно-геологічних умовах. Здійснено детальний розрахунок ростверків, їхнього армування та несучої здатності паль, що гарантує стабільність основи будівлі навіть за значних навантажень.

В науково-дослідному розділі проведено порівняння різних типів аркових конструкцій покриття, зокрема лінзоподібної ферми, ферми з паралельними поясами та структурної плити. Результати аналізу довели перевагу арочної ферми з паралельними поясами, яка забезпечує баланс між міцністю, матеріаломісткістю та трудомісткістю.

В розділі «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» визначено основні ризики на будівельному майданчику та заходи для їх мінімізації. Розроблено рекомендації щодо організації безпечних умов праці та реагування на надзвичайні ситуації.

Результати кваліфікаційної роботи підтвердили доцільність і ефективність використання аркових конструкцій покриття у будівництві спортивних споруд. Детальний аналіз архітектурних, конструктивних і технічних рішень дав змогу

створити оптимальний проєкт, який відповідає сучасним стандартам та вимогам.

Розроблений проєкт футбольного стадіону в Рівному стане важливим елементом міської інфраструктури, сприятиме популяризації спорту, розвитку регіону та впровадженню інноваційних будівельних технологій.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 "Захисні споруди цивільного захисту" зі Зміною №1 [Чинний від 10.08.2023]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 112 с.
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1996. 46 с.
5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
11. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди.

Основні положення.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

21. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.
22. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.
23. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
24. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"
25. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
30. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.
31. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.
32. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.
33. Ясній, П. В., Гудь, В. З., Пиндус, Ю. І., Гудь, М. І., & Коневич, М. Р. (2018). Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів: навчальний посібник для студентів усіх форм навчання.