

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ**

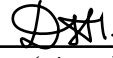
Факультет транспорту та будівництва  
Кафедра будівництва, урбаністики та просторового планування

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**  
до кваліфікаційної випускної роботи

освітній ступінь бакалавр  
(бакалавр, магістр)

спеціальність 192 - будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

на тему Будівництво навчально-тренувальної бази великого тенісу  
у м. Дніпро

Виконав: студент групи МБГ-22д  Д.П. Єлістратов  
(підпис) (ініціали і прізвище)

Керівник  В.І. Доненко  
(підпис) (ініціали і прізвище)

Завідувач кафедри  Г.О. Татарченко  
(підпис) (ініціали і прізвище)

Рецензент: проф. Г.О. Татарченко

СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

Факультет транспорту та будівництва  
Кафедра будівництва, урбаністики та просторового планування  
Освітній ступінь бакалавр  
(бакалавр, магістр)  
спеціальність 192 - будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)  
спеціалізація \_\_\_\_\_  
(назва спеціалізації)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

**Завідувач кафедри БУНН**

Г.О. Татарченко  
“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2026 року

**З А В Д А Н Н Я**  
**НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ ВИПУСКНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

**Єлістратов Денис Павлович**

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Будівництво навчально-тренувальної бази великого тенісу у м. Дніпро

Керівник роботи Доненко Василь Іванович, д.т.н., професор

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

затверджений наказом університету від "12" травня 2026 року № 105/16

2. Строк подання студентом роботи 15 червня 2026 року

3. Вихідні дані до проєкту (роботи) архітектурно-конструктивні рішення спортивної будівлі, інженерно-геологічні умови майданчика у м. Дніпро, кліматологічні характеристики району, рекомендована література.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): розділ 1, архітектурні рішення; розділ 2, розрахунково-конструктивні рішення (металева арка прольотом 71 м, колона, монтажні вузли); розділ 3, основи та фундаменти (пальовий ростверк); розділ 4, організаційно-технологічні рішення, технологічна карта, календарний план, будгенплан, заходи з охорони праці.

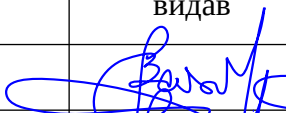
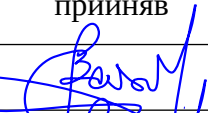

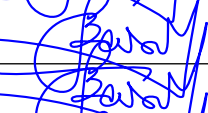
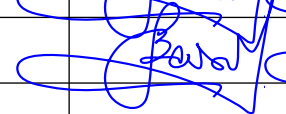
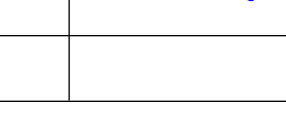
5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслеників) \_\_\_\_\_

Аркуш 1: Архітектурний, фасади, плани поверхів, розрізи. Аркуш 2: Генплан з благоустроєм території.

Аркуш 3: Конструктивний, арка прольотом 71 м, вузли, переріз колони. Аркуш 4: Основи та фундаменти, інженерно-геологічний розріз, пальовий ростверк.

Аркуш 5: Технологічна карта на монтаж конструкцій надземної частини. Аркуш 6: Календарний і мережевий графіки. Аркуш 7: Будгенплан.

## 6. Консультанти розділів роботи


Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1	Доненко В.І.		
2	Доненко В.І.		
3	Доненко В.І.		
4	Доненко В.І.		

7. Дата видачі завдання "12" травня 2026 року

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

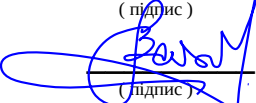
№ з/п	Назва етапів виконання кваліфікаційної випускної роботи	Строк виконання етапів	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	01.05-10.05	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	11.05-20.05	
3	Основи та фундаменти	21.05-31.05	
4	Організаційно-технологічний розділ (з питаннями охорони праці)	01.06-08.06	
	Оформлення пояснювальної записки	09.06-12.06	
	Оформлення графічної частини роботи	13.06-15.06	

Студент

  
(підпис)

Д.П. Єлістратов  
(ініціали і прізвище)

Керівник роботи

  
(підпис)

В.І. Доненко  
(ініціали і прізвище)

## АНОТАЦІЯ

Єлістратов Д. П. Кваліфікаційна робота на тему: «Будівництво навчально-тренувальної бази великого тенісу у м. Дніпро». Спеціальність 192 «Будівництво і цивільна інженерія». Освітня програма: «Будівництво і цивільна інженерія». Київ, Східноукраїнський національний університет імені Володимира Даля, 2026 р.

В архітектурному розділі кваліфікаційної роботи опрацьовано генеральний план ділянки забудови, наведено об'ємно-планувальні рішення критого багатофункціонального тренувального центру з великого тенісу, виконано теплотехнічне обчислення зовнішніх огорожувальних конструкцій, а також описано основні конструктивні елементи проєктованої будівлі.

У розрахунково-конструктивному розділі здійснено компонування конструктивної схеми каркаса тренувального центру, виконано збір постійних і тимчасових навантажень на основну несучу конструкцію покриття: металеву двохшарнірну арку прольотом 71 м. Розрахунок арки виконано у ПК ЛІРА-САПР з визначенням максимальних зусиль у стрижнях верхнього й нижнього поясів та розкосах. За результатами розрахунку підібрано перерізи стрижнів зі спарених швелерів, виконано конструювання та перевірку проміжного вузла, монтажного стику й опорного шарніра арки, а також розраховано колону зі спарених швелерів № 33 і базу колони з анкерним кріпленням.

У розділі «Основи та фундаменти» проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, обрано тип фундаменту (пальовий ростверк на забивних залізобетонних палях квадратного перерізу 30 × 30 см довжиною 9 м з вістрям, заглибленим у несучий шар тугопластичної бурі глини). Визначено розрахунковий опір палі та необхідну кількість паль у куці під найбільш навантаженою колоною (4 палі), запроєктовано монолітний залізобетонний ростверк з підшвою на

позначці мінус 4,00 м. Виконано розрахунок осідання пального фундаменту методом пошарового підсумовування з перевіркою умови граничнодопустимого осідання ( $7,8 \text{ см} < 12 \text{ см}$ ) та перевірку фундаменту за міцністю.

В організаційно-технологічному розділі обґрунтовано раціональні методи зведення основних конструкцій тренувального центру, сформовано календарний план будівництва, опрацьовано будівельний генеральний план об'єкта, визначено потребу в основних будівельних матеріалах, машинах і трудових ресурсах, а також передбачено заходи з охорони праці й техніки безпеки на майданчику.

Ключові слова: спортивна споруда, тенісний центр, металева арка, паливий фундамент, організація будівництва, календарний план, будгенплан.

Загальна кількість сторінок 120, кількість таблиць 23, кількість рисунків 19, використаних джерел 66.

## ЗМІСТ

Вступ.....	9
Розділ 1. Архітектурна частина.....	13
1.1 Вихідні дані.....	15
1.2 Характеристика генплану.....	15
1.3 Функціональне призначення.....	16
1.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	17
1.5 Архітектурно-конструктивне рішення.....	22
1.5.1 Фундаменти.....	23
1.5.2 Огороджувальні конструкції.....	23
1.5.3 Перегородки.....	26
1.5.4 Покриття.....	26
1.5.5 Вікна та вітражі.....	28
1.5.6 Двері.....	28
1.5.7 Підлоги.....	29
1.5.8 Оздоблення.....	30
1.6 Інженерне обладнання будівлі.....	31
1.6.1 Опалення та вентиляція.....	31
1.6.2 Внутрішні мережі водопостачання та каналізації.....	32
1.6.3 Зовнішні мережі водопостачання та каналізації.....	33
1.6.4 Зовнішнє електроосвітлення.....	33
1.6.5 Енергопостачання.....	34
Висновки до розділу 1.....	34
Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина.....	35
2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса тренувального центру .....	35
2.2 Збір навантажень на арку.....	36
2.3 Складання вихідних даних для розрахунку арки в ПК ЛІРА.....	41
2.4 Підбір перерізів стрижнів арки за результатами розрахунку.....	45
2.4.1 Підбір перерізу стрижнів верхнього пояса відправної марки АР 1-а.....	45
2.4.2 Підбір перерізу стрижнів нижнього пояса відправної марки АР 1- а.....	45
2.4.3 Підбір перерізу розкосів арки відправної марки АР 1-а.....	46
2.5 Конструювання та розрахунок вузлів арки.....	47

2.5.1 Розрахунок проміжного вузла арки.....	47
2.5.2 Розрахунок монтажного стику.....	48
2.5.3 Розрахунок опорного шарніра.....	49
2.6 Розрахунок колони.....	50
2.6.1 Обґрунтування перерізу колони.....	50
2.6.2 Перевірка стійкості колони у площині дії моменту.....	50
2.6.3 Перевірка стійкості колони з площини дії моменту.....	51
2.6.4 Перевірка міцності колони.....	52
2.6.5 Розрахунок бази колони.....	52
2.7 Поєднання балок з колонами.....	54
Висновки до розділу 2.....	54
Розділ 3. Основи та фундаменти.....	56
3.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва.....	56
3.2 Вибір глибини закладання фундаменту.....	58
3.3 Визначення розрахункового опору палі.....	59
3.4 Визначення навантажень, що діють на фундамент.....	60
3.5 Розрахунок пальового ростверку.....	62
3.6 Розрахунок осідання пальової основи методом пошарового підсумовування.....	66
Висновки до розділу 3.....	68
Розділ 4. Організаційно-технологічна частина.....	69
4.1 Загальні положення.....	69
4.2 Призначення технологічної карти.....	70
4.3 Характеристика будівлі.....	70
4.4 Вибір монтажних пристосувань.....	71
4.5 Визначення необхідних параметрів монтажних кранів.....	72
4.6 Вибір методів монтажу.....	75
4.7 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати.....	76
4.8 Вибір варіантів монтажних кранів за техніко-економічними показниками.....	79
4.9 Контроль якості робіт.....	81
4.10 Заходи з техніки безпеки.....	82
4.11 Побудова та розрахунок мережевого графіка.....	84
4.12 Проектування будгєнплану.....	88
4.13 Вибір транспортних засобів і розрахунок потреби.....	91
4.14 Тимчасові будівлі та споруди.....	94

4.15 Розрахунок освітленості будгенплану.....	97
4.16 Розрахунок складів.....	99
4.17 Розрахунок потужності трансформаторів.....	101
4.18 Визначення розрахункової кількості води.....	103
4.19 Техніко-економічні показники.....	105
Висновки до розділу 4.....	108
Додаток А. Калькуляція трудових витрат і заробітної плати.....	119
Висновки.....	110
Список використаної літератури.....	113

## ВСТУП

Актуальність теми. Збройна агресія, яка триває на території нашої держави, безперечно справляє істотний вплив на будівельну галузь і відчуватиметься ще багатьма поколіннями в Україні. Відновлення та розбудова територій починається насамперед із житлових і громадських об'єктів різного призначення, що зумовлено соціальним замовленням, яке формується суспільством.

Серед розмаїття типів громадських будівель найчисленнішу групу становлять саме спортивні споруди. За чинною класифікацією на сьогодні нараховується понад 90 типів спортивних об'єктів, які відрізняються між собою місткістю, габаритами та переліком приміщень. Видів спорту, у свою чергу, нараховується понад 40, і для кожного з них зводяться будівлі різної розмірності та місткості. Багаторічний досвід експлуатації об'єктів спортивного призначення переконливо засвідчує високу функціональну ефективність вузькоспеціалізованих будівель такого типу [40].

Великий теніс посідає окреме місце у структурі сучасного спорту: він поєднує елементи професійної підготовки, аматорського руху, оздоровчого дозвілля та видовищних змагань різного рівня. Україна має тривалу історію представлення на міжнародній тенісній арені, однак рівень забезпеченості населення спеціалізованими тенісними спорудами, особливо критими, залишається значно нижчим за показники країн Європи. Більшість наявних кортів зосереджена у великих містах і має сезонний характер експлуатації, що обмежує можливості цілорічної підготовки спортсменів та масового залучення дітей і молоді до занять цим видом спорту.

У зв'язку з цим спорудження сучасних критих навчально-тренувальних баз великого тенісу є актуальним напрямом розвитку спортивної інфраструктури України. Такі об'єкти забезпечують умови для цілорічних тренувань спортсменів усіх рівнів підготовки, проведення

змагань регіонального та національного значення, роботи дитячо-юнацьких спортивних шкіл, а також для оздоровчих занять населення. Дніпро як один із найбільших промислових, освітніх та культурних центрів країни характеризується високим попитом на якісні спортивні послуги та сприятливими умовами для розміщення подібних об'єктів у рекреаційних зонах міста.

Архітектурно-планувальне рішення критого тенісного центру має забезпечувати раціональне взаєморозташування ігрових залів і комплексу допоміжних приміщень, належний рівень природного та штучного освітлення, акустичний комфорт, а також доступність для маломобільних груп населення. Великі прольоти ігрових залів зумовлюють застосування полегшених металевих покриттів аروحного або просторового типу, що, у свою чергу, потребує ретельного конструктивного розрахунку несучих елементів та опорних вузлів.

Не менш важливим аспектом є вибір ефективних організаційно-технологічних рішень із зведення таких об'єктів. Раціональна організація будівельного майданчика [9, 42], обґрунтований вибір методів виконання робіт, складання реалістичного календарного плану та збалансованого будженплану безпосередньо впливають на тривалість, вартість і якість будівництва, а також на дотримання вимог охорони праці. Саме комплексне опрацювання архітектурних, конструктивних, фундаментних та організаційно-технологічних питань у межах однієї роботи дає змогу запропонувати обґрунтоване проєктне рішення для будівництва навчально-тренувальної бази великого тенісу у м. Дніпро.

Мета роботи: розробка комплексу проєктних рішень для зведення критого багатофункціонального навчально-тренувального центру з великого тенісу у м. Дніпро, що охоплюють архітектурно-планувальні, розрахунково-конструктивні, фундаментні та організаційно-технологічні питання.

Досягнення зазначеної мети передбачає виконання таких взаємопов'язаних завдань:

- опрацювати об'ємно-планувальні та конструктивні рішення критого багатофункціонального тренувального тенісного центру з урахуванням специфіки гри у великий теніс і вимог чинних нормативних документів [8];
- виконати теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій будівлі для кліматичних умов району будівництва;
- виконати збір навантажень та розрахунок основної несучої конструкції покриття: металеві двохшарнірної арки, з підбором перерізів стрижнів і конструюванням характерних вузлів;
- визначити навантаження на фундамент, обрати тип і глибину закладання, виконати розрахунок пальового ростверку та осідання пальового фундаменту з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика;
- розробити організаційно-технологічні рішення зведення основних конструкцій, сформувавши календарний план будівництва, бюджетний план і визначити потребу в основних ресурсах;
- передбачити заходи з охорони праці, пожежної безпеки та захисту навколишнього середовища на період будівництва й експлуатації об'єкта.

Об'єкт проектування: критий багатофункціональний навчально-тренувальний центр з великого тенісу у м. Дніпро.

Предмет проектування: архітектурно-планувальні, конструктивні, фундаментні та організаційно-технологічні рішення зведення критого тенісного центру у конкретних інженерно-геологічних та кліматичних умовах майданчика будівництва.

Практичне значення отриманих результатів полягає в тому, що запропоновані у роботі комплексні проектні рішення можуть бути використані під час реального проектування та будівництва об'єктів

спортивного призначення з великими прольотами покриття у Дніпровському та подібних за кліматичними і геологічними умовами регіонах. Опрацьовані організаційно-технологічні рішення сприяють скороченню тривалості будівництва, раціональному використанню матеріальних і трудових ресурсів та дотриманню вимог охорони праці на будівельному майданчику.

Структура та обсяг роботи. Кваліфікаційна робота включає вступ, чотири основні розділи (архітектурний, розрахунково-конструктивний, розділ «Основи та фундаменти», організаційно-технологічний), висновки і список літератури, що нараховує 66 найменувань. Робота викладена на 120 сторінках. Документ ілюстровано 19 рисунками і доповнено 23 таблицями розрахункових даних.

## РОЗДІЛ 1.

### АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

Підставою для виникнення різноманітних типів громадських будівель є соціальне замовлення, що формується суспільством на певному етапі розвитку.

Основою типологічної класифікації виступає функціональне призначення будівлі та відповідність її внутрішніх просторів тим процесам, які в них відбуваються. Діяльність людей усередині споруди є тією функцією, заради якої й створюється відповідний простір та місце її здійснення. Тому характер проєктованого об'єкта, призначеного для занять спортом, безпосередньо вплинув на решту елементів просторової композиції та на компонування приміщень тренувального тенісного комплексу.

Серед широкого спектра типів громадських будівель найчисленнішу групу формують спортивні споруди. За чинною класифікацією у практиці налічується понад 90 видів спортивних об'єктів, які розрізняються між собою місткістю, розмірами та переліком приміщень. Видів спорту нараховується більш як 40, причому під кожен з них зводяться будівлі різного формату й місткості, що дає підстави говорити про існуючу розгалужену номенклатуру спортивних об'єктів.

Накопичений досвід експлуатації спортивних споруд [25, 40] переконливо підтверджує високу функціональність вузькоспеціалізованих будівель такого профілю.

У критих спортивних спорудах увесь основний функціональний процес відбувається у закритому приміщенні.

Криті тенісні корти виокремлено в особливу категорію закритих спортивних об'єктів з огляду на специфіку гри у теніс, яку не завжди раціонально поєднувати з іншими спортивними іграми. Зазначена специфіка полягає, зокрема, у висоті ігрової зали критих тенісних кортів,

яка повинна становити не менше 8 м над сіткою у центральній частині майданчика і може зменшуватися до 3,5-4 м поблизу торцевих стін зали. Оскільки гра ведеться відносно невеликим м'ячем (діаметр приблизно 12 см), для зал вимагається підвищена освітленість (площа природного скління становить близько 1/5 площі зали; при штучному освітленні, не менше 250 лк на поверхні корту під час тренувань та 350 лк під час змагань); торцеві стіни і покриття корту мають бути пофарбовані матовою фарбою стриманих темних відтінків. Входи у залу доцільно розміщувати поблизу середини довгої сторони майданчика або у кутах зали.

Склад приміщень критих тенісних кортів містить один або кілька основних ігрових залів, тренувальні чи навчальні зали з тренувальними стінками (заняття на стінках проводяться з розрахунку одна особа на 4 м стінки, глибина приміщення 12-20 м), а також комплекс допоміжних приміщень.

Тренувальні зали зазвичай зводять із мінімальними розмірами 9 × 12 м та обладнують тренувальними стінками й інвентарем для загальнорозвиваючих вправ (гімнастичні стінки і лавки, обладнання для стрибків, мати, гантелі тощо). У тренувальних залах доцільно встановлювати великі дзеркала, розташовані перпендикулярно до площини тренувальних стінок.

Комплекс допоміжних приміщень охоплює: роздягальні, душові кімнати та санвузли, приміщення для тренерів, адміністрації, медичного персоналу й обслуговуючого персоналу, вестибюль із гардеробом. Розміри підсобних приміщень мають відповідати вимогам ДБН В.2.2-9:2018 «Громадські будинки та споруди» [25]. Для зручності відвідувачів комплекс адміністративно-побутових і допоміжних приміщень розташовано безпосередньо всередині будівлі критого тенісного центру.

## 1.1 Вихідні дані

Об'ємно-планувальне вирішення проєктованого критого тренувального центру прийнято за зально-багатоповерховою схемою; у плані будівля має розміри 42,0 × 81,52 м, налічує 2 ігрові зали, поверховість, 4 поверхи плюс цокольний поверх. Висота поверху складає 3,300 м, загальна висота будівлі, 26,2 м.

Місце будівництва, м. Дніпро.

Склад ґрунтів у межах будівельного майданчика:

- ґрунтово-рослинний шар, 0,5-1,1 м;
- суглинок середній, коричневий, лесоподібний, 5,0-5,6 м;
- супісок важкий, лесоподібний, 5,0-6,4 м;
- суглинок середній, світло-коричневий, лесоподібний, 2,5-3,6 м;
- глина бура, щільна, 6,5-8,4 м;
- піщано-глинисті відклади, 5,4-6,6 м.

Основні характеристики району будівництва за ДБН В.1.2-2:2006 [16] та ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [34]:

- глибина сезонного промерзання ґрунтів, 0,9 м;
- вага снігового покриву (за ДБН В.1.2-2:2006 [16]), 1,32 кПа;
- нормативне значення вітрового тиску, 0,47 кПа.

## 1.2 Характеристика генплану

Критий тренувальний центр з великого тенісу входить до складу тенісної школи, розташованої у межах міста Дніпро. Школа розміщена у мальовничій рекреаційній зоні поблизу прибережних схилів річки Дніпро та міського парку. Будівлю запроєктовано на «подіум-пагорбі» з озеленими ярусними земляними схилами. Завдяки цьому виразні об'єми тенісного центру, піднесені над площею, формують яскравий архітектурний образ і забезпечують візуальні зв'язки з прилеглими вулицями та з акваторією Дніпра.

Близьке розташування паркової зони та річки не лише поліпшує мікроклімат майданчика, але й створює низку зручностей для спортсменів і відвідувачів: спортсмени отримують додатковий простір для занять легкою атлетикою, а взимку, лижними видами спорту; розширюється зона відпочинку. Наявність водного об'єкта уможлиблює включення до тренувального плану водних видів спорту. Земельна ділянка площею 2 га розміщена осторонь джерел шуму, забруднень атмосфери та транспортних магістралей з інтенсивним автомобільним рухом.

Для пішохідного руху навколо будівлі передбачено тротуари з плитковим покриттям. Озеленення ділянки виконано шляхом висадки чагарників і дерев. Газони засіваються трав'яним покривом та квітниками. Зелені насадження на території тенісного комплексу займають близько 35 % загальної площі ділянки.

Автостоянки для відвідувачів, пішохідні алеї та майданчики відпочинку з помірною інтенсивністю руху виконано з покриттям типу «ЕКО» (гратчасте, з можливістю проростання газонної трави).

### **1.3 Функціональне призначення**

Головний корпус тренувального тенісного центру передбачає проведення:

- тренувальних занять та змагань різних рівнів, зокрема міжнародних, з великого тенісу та бадмінтону;
- виставкових заходів;
- навчально-спортивної роботи з перелічених видів спорту;
- фізкультурно-оздоровчої роботи серед населення.

Передбачений склад заходів та функціональні зони будівлі дозволяють організувати на території центру повноцінний навчально-тренувальний процес для спортсменів різного рівня підготовки, від дитячих груп початкового навчання до спортсменів збірних команд. Поєднання у межах однієї будівлі тренувальних, змагальних і

відновлювальних функцій сприяє підвищенню ефективності підготовки тенісистів та раціональному використанню часу відвідувачів. Загальну схему функціонального зонування комплексу та організацію шляху користувача наведено на рис. 1.1.

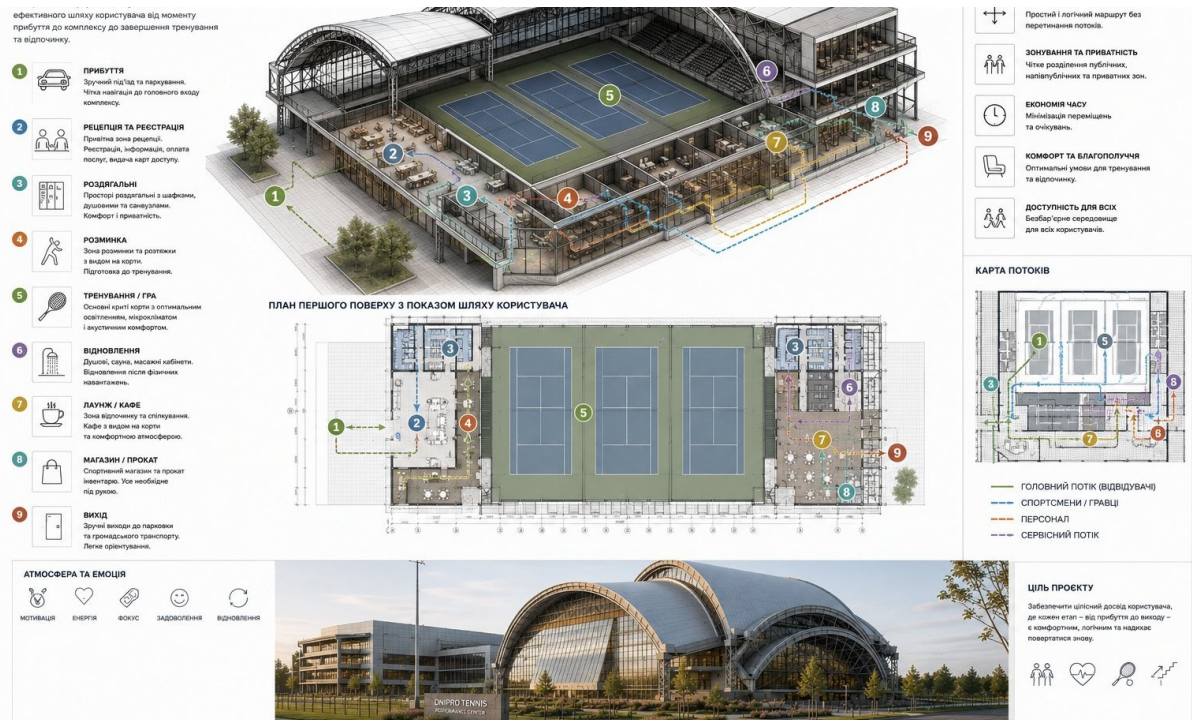


Рисунок 1.1. Функціональне зонування і шлях користувача.

## 1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Проектована споруда об'єднує такі функціональні групи приміщень:

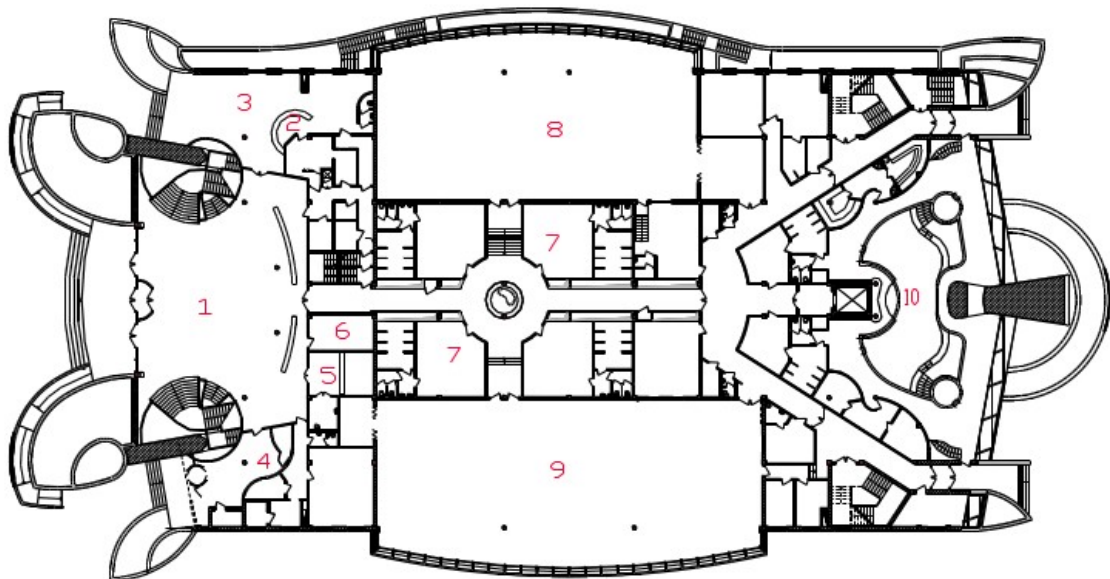
- тренувальні зали на три корти розміром 36 × 48 м, обладнані глядацькими трибунами та комплексом допоміжних приміщень;
- вестибюльна група приміщень;
- спортивно-тренувальна група (один тренувальний зал з кортом для парної гри та зал з двома тренувальними стінками) з відповідними допоміжними приміщеннями;
- оздоровчо-розважальна група приміщень релакс-центру;
- приміщення адміністративно-обслуговуючого персоналу;
- приміщення кафе-бару;

- приміщення для інженерно-технічних служб і об'єктів господарсько-складського призначення;
- комп'ютерно-диспетчерський центр забезпечення безпеки та штатного функціонування будівлі.

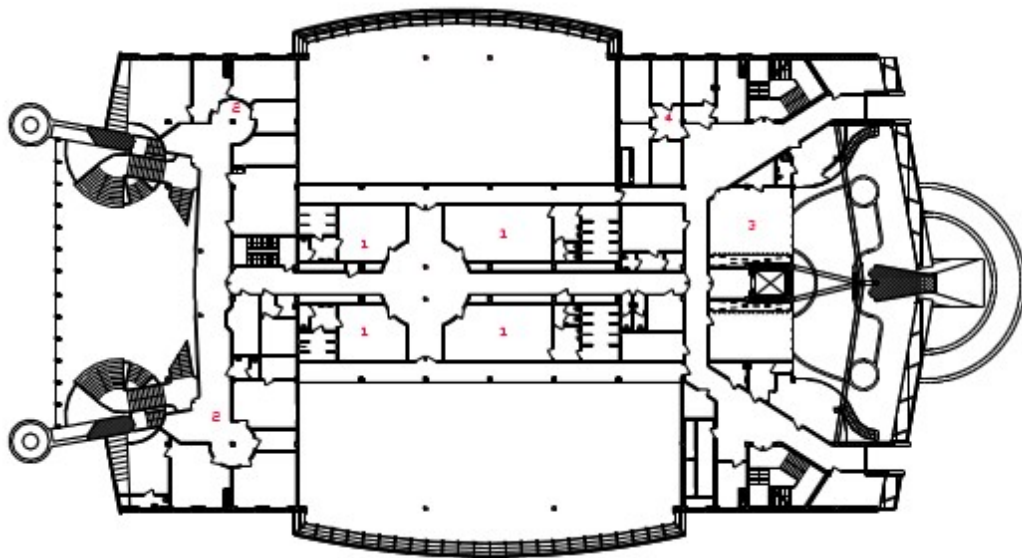
На першому поверсі (відмітка 0,000 м, рис. 1.2) запроєктовано вестибюль (1), приміщення кафе-бару (2), пост вахтера разом із комп'ютерно-диспетчерським центром (6), тренувальний тенісний зал для парної гри (9), зал із двома тренувальними стінками (8) із усіма допоміжними приміщеннями (гардероб і санвузол для осіб з інвалідністю); також передбачено комплекс приміщень релакс-центру (10).

Планувальна структура поверху організована навколо широкого коридора з холами-кулуарами, до яких прилягають роздягальні для спортсменів (7) та тренерські приміщення релакс-центру. З холу релакс-центру два додаткові коридори ведуть до евакуаційних сходових кліток та виходів назовні.

На другому поверсі (відмітка +3,300 м, рис. 1.3) розміщено роздягальні для обслуговування основного спортивного залу (1), адміністративні приміщення (2) та приміщення обслуговуючого персоналу. На рівні цього поверху влаштовано оглядові балкони, що відкриваються до тренувальних залів нижнього рівня та дають змогу персоналу спостерігати за тренувальним процесом; тут само розташовано навчально-методичні кабінети (3) та приміщення медичного блоку (4). Планувальна структура другого поверху загалом подібна до першого.



*Рисунок 1.2. План першого поверху.*



*Рисунок 1.3. План другого поверху.*

На третьому поверсі (відмітка +6,600 м) запроєктовано тренувальний зал на три тенісні корти розміром 36 × 48 м з глядацькими трибунами. На четвертому поверсі (відмітка +10,500 м) розміщено приміщення інженерно-технічного забезпечення роботи універсального залу: радіовузол, апаратні керування світлом і звуком, інформаційним табло, балкони для коментаторів та телевізійних камер, балкон суддівської колегії, балкони для розміщення світлотехнічного обладнання та звукопідсилювачів.

На цокольному поверсі (відмітка -3,300 м, рис. 1.4) передбачено фойє для відвідувачів (2) із гардеробною верхнього одягу (1) та санітарним вузлом (5), банкетний зал (4), клуб настільних ігор (шахи, шашки) (3), приміщення реабілітаційно-відновлювального центру для спортсменів і працівників (10, 11). Друга частина третього поверху відведена під технічні, складські приміщення та робочі кабінети (5, 7). Тут розташовані вентиляційні камери (12), службово-господарський двір з під'їздом (8), кімната охорони з постом відеоспостереження (9). У будівлі передбачено два ліфти: пасажирський панорамний ліфт  $Q = 2000$  кг та вантажно-пасажирський ліфт  $Q = 300$  кг, який забезпечує підйом вантажів на висоту двох поверхів. Загальний архітектурний образ і фасади будівлі наведено на рис. 1.5, а характер внутрішніх просторів ігрової зони та зони відпочинку ілюструє рис. 1.6.

Вертикальні зв'язки забезпечуються двома сходовими клітками, розташованими у тильній частині будівлі та призначеними для аварійної евакуації. У фасадній частині передбачено два головні розгалужені панорамні сходи та одну допоміжну сходову клітку, що обслуговує перші три поверхи.

Прийнята об'ємно-планувальна структура мінімізує довжину пішохідних маршрутів між входом і функціональними приміщеннями всіх поверхів, а також забезпечує дотримання нормативних вимог щодо евакуації людей під час надзвичайних ситуацій.

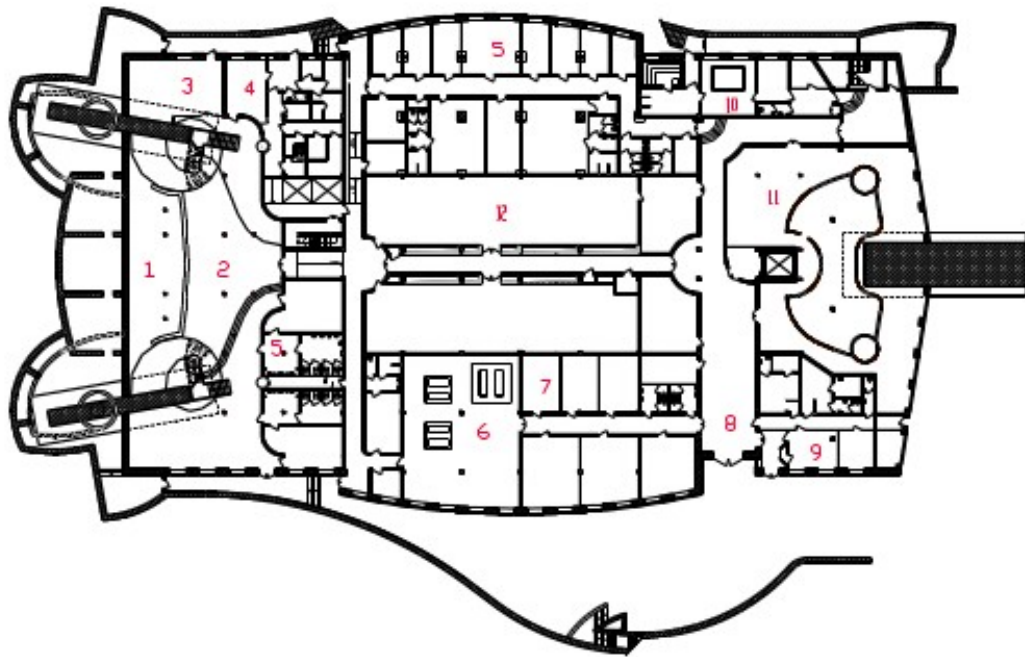


Рисунок 1.4. План цокольного поверху.

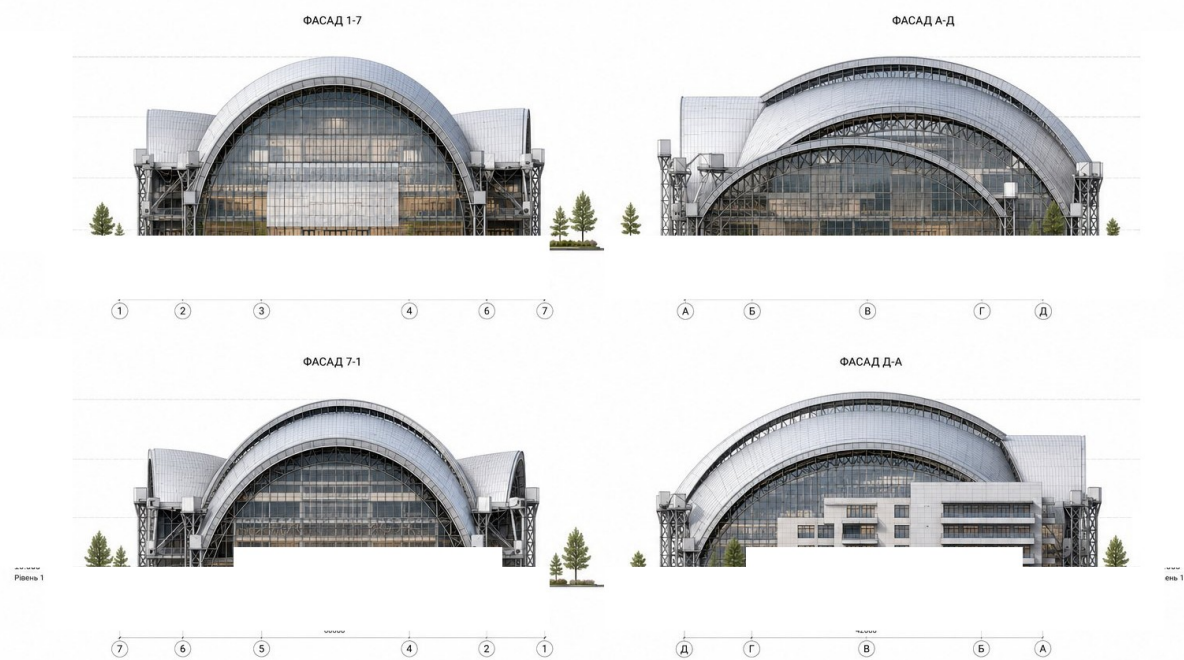


Рисунок 1.5. Фасади будівлі (ортогональні проєкції).



- Професійне покриття хав-корт
- Природне освітлення через світлопрозорі фасади
- Сучасна система LED-освітлення для змагань
- Комфортні трибуни на 600 місць
- Високоєфективна система вентиляції та клімат-контроль
- Акустичні панелі для зменшення відлуння
- Місця для гравців та судді



- Панорамний вид на тенісний корт
- Ексклюзивна лаунж-зона для VIP-гостей
- Преміальні оздобувальні матеріали
- Індивідуальний клімат-контроль та вентиляція
- Барна зона та сервіс обслуговування
- Мультимедійне обладнання
- Комфортні місця для відпочинку та переговорів

*Рисунок 1.6. Інтер'єр критого тенісного корту та зона відпочинку.*

## **1.5 Архітектурно-конструктивне рішення**

Архітектурні рішення сучасних спортивних комплексів вирізняються значною різноманітністю; нерідко такі будівлі стають архітектурними акцентами у забудові цілих ділянок магістралей або міських районів. Це переважно малоповерхові споруди, які мають визначальне значення у формуванні просторового образу і силуету населеного пункту, посилюючи його архітектурну виразність та індивідуальність забудови.

Прийняте архітектурно-планувальне рішення проєктованого тренувального центру у місті Дніпро спирається на принципи композиційної єдності об'єму будівлі та прилеглої рекреаційної зони. Виразні криволінійні форми покриття, утворені великими металевими арками, забезпечують характерний силует, видимий з боку набережної Дніпра та центральних транспортних магістралей міста. У зовнішньому вигляді будівлі поєднано лаконічну геометрію вертикальних опор з пластичними обрисами арочного покриття, що створює сучасний пізнаваний образ спортивної споруди.

Конструктивна схема будівлі прийнята як каркасна. Несучу функцію виконують металеві колони, з'єднані ригелями, а просторову стійкість покриття великого прольоту забезпечують криволінійні металеві арки. Огороджувальні конструкції стін, перегородок та покриття виконані з урахуванням сучасних вимог ДБН В.2.6-31:2021 [30] щодо теплової ізоляції та енергоефективності будівель. Прийняті проєктні рішення дозволяють поєднати високі експлуатаційні характеристики споруди з оптимальними витратами матеріальних ресурсів.

### **1.5.1 Фундаменти**

Під спортивний комплекс запроєктовано пальові окремі фундаменти під колони та пальовий стрічковий фундамент під стіни з вітражами, що спираються на них. Глибина закладання підшви ростверку, -4,5 м.

### **1.5.2 Огороджувальні конструкції**

Верхня частина будівлі облицьована утеплювальною конструкцією з лицьовим шаром із великорозмірних керамічних плит.

Прийнята конструкція вентиляваного фасаду, у порівнянні з іншими типами фасадних систем, має низку істотних переваг:

- забезпечує можливість зміни архітектурного вигляду фасадів шляхом варіювання облицювальних матеріалів, форматів плит та кольорової гами;
- створює сприятливий температурний режим у тілі будівлі, який запобігає утворенню конденсату, дозволяє знизити теплові втрати взимку та зменшує перегрів приміщень улітку;
- забезпечує захист несучої стіни й теплоізоляції від атмосферних опадів, зменшуючи накопичення вологи у стіні та підсилюючи так званий «ефект каміна»;
- гарантує високу звукоізоляцію;
- дає змогу простого монтажу впродовж усього року, навіть за умов від'ємних температур;

- забезпечує тривалий безремонтний термін експлуатації фасаду (приблизно 20-25 років);
- конструкція дозволяє без значних матеріальних витрат виконати додаткове утеплення будівлі надалі;
- відсутні особливі вимоги до якості поверхні стіни: попереднього вирівнювання не потрібно, а сама система здатна компенсувати дефекти та нерівності, що інакше довелося б усувати штукатурними роботами з більшими трудовими і фінансовими витратами.

Таблиця 1.1. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій з вентиляльованим фасадом.

№	Шар конструкції зовнішньої стіни	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$\delta$ , мм	$\lambda$ , Вт/(м·К)	$\mu$
1	Внутрішня вапняно-піщана штукатурка	1600	20	0,70	10
2	Цегла керамічна	1800	250	0,81	8,5
3	Мінераловатна плита Rockwool	156	70	0,047	1,2
4	Вітро-гідрозахисна паропроникна мембрана Tyvek soft (1460 В)	-	0,2	-	-
5	Вентильовани й повітряний прошарок	-	30	-	-
6	Облицювання гранітно-керамічною плиткою	-	10	-	-

Усі чисельні значення теплотехнічних характеристик прийнято для умов експлуатації Б згідно з ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [30].

-  $\mu$ , показник опору дифузії водяної пари.

Розрахунок термічного опору багатошарової зовнішньої стіни [30, 44] здійснюємо за виразом:

$$R = 1/\alpha_{в} + \Sigma(\delta i/\lambda i) + 1/\alpha_{мод}, \quad (1.1)$$

де  $\alpha_{в}$ , внутрішній коефіцієнт тепловіддачі, Вт/(м<sup>2</sup>·°C);

$\alpha_{мод}$ , модифікований коефіцієнт тепловіддачі з боку вентиляваного повітряного прошарку, Вт/(м<sup>2</sup>·°C);

$\lambda_{б}$ , коефіцієнт теплопровідності матеріалу окремого шару стіни в умовах Б, Вт/(м·°C).

Згідно з ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [30], нормативне значення опору теплопередачі огорожі для м. Дніпро становить  $R_0 \text{ min} = 3,5 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ .

Обчислимо необхідну товщину утеплювача:

$$\delta_{ут} = (R_{норм} - 1/\alpha_{в} - \Sigma \delta i/\lambda i - 1/\alpha_{мод}) \cdot \lambda_{ут}, \quad (1.2)$$

звідки  $\delta_{ут} \approx 0,135 \text{ м}$ .

Формула для визначення  $\alpha_{мод}$  згідно з літературою:

$$1/\alpha_{мод} = 1/\alpha_{н} + R_{ек}, \quad (1.3)$$

де  $\alpha_{н}$ , зовнішній коефіцієнт тепловіддачі;

$R_{ек}$ , еквівалентний термічний опір вентиляваного повітряного прошарку.

Розрахункове значення:  $\delta_3 = [3,5 - 1/8,7 - 0,08 - 1/23 - 0,02/0,70 - 0,25/0,81] \cdot 0,045 \approx 0,135 \text{ м}$ .

За типорозмірами плит приймаємо товщину утеплювача 15 см.

Фактичний опір теплопередачі стіни визначимо як:

$$R\phi = 1/\alpha_{в} + R_1 + R_2 + R_3 + 1/\alpha_{мод}, \quad (1.4)$$

$$R\phi = 1/8,7 + 0,02/0,70 + 0,25/0,81 + 0,15/0,047 + 1/23 + 0,08, \quad (1.5)$$

$$R\phi \approx 3,82 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}, \quad (1.6)$$

$$R\phi = 3,82 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт} > R_0 \text{ min} = 3,5 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}. \quad (1.7)$$

Отже, прийняті товщини шарів стіни задовольняють теплотехнічні вимоги.

### **1.5.3 Перегородки**

Перегородки запроєктовано з дрібноштучних елементів, керамічної цегли товщиною 120 мм і 250 мм. Вони мають належні протипожежні, звукоізоляційні та вологостійкі характеристики. У плані перегородки можуть мати різну геометрію, зокрема криволінійну.

У тренувальних залах, а також у головному ігровому залі встановлено трансформовані перегородки виробництва компанії HUPPE FORM (Франція). Розсувні перегородки виготовлені з деревоволокнистих і столярних плит, облицьованих пластиком та шпоном цінних порід деревини. Конструкція становить складні м'які перегородки, елементи яких можуть переміщатися назустріч одне одному.

### **1.5.4 Покриття**

Архітектурне рішення об'єму будівлі розраховане на сприйняття з усіх боків, включно з даховою поверхнею, як з близька, так і з віддаленої відстані. При цьому головний фасад акцентовано двома залізобетонними пілонами та арками-вітрилами центрального входу.

Несучими конструкціями покриття слугують чотири арки. Дві з них мають прольоти 48 та 71 м. При цьому дві головні арки великого прольоту встановлено по діагоналі таким чином, що на головному вході опори арок рознесено на 26 м, а на тильному фасаді обидві арки спираються на спільний пілон. Завдяки цьому формується виразний простір центрального

входу, а в інтер'єрі універсального залу значну композиційну роль відіграє оригінальна об'ємно-просторова конструкція покриття.

У якості утеплювача застосовано матеріал на основі базальтових порід Rockwool; ці плити гідрофобізовані, тобто здатні відштовхувати воду. Завдяки цьому коефіцієнт водопоглинання становить не більше 2 %, що особливо важливо для влаштування підпокрівельного простору.

Як гідроізоляційний матеріал використано «дихаючу» мембрану Тувек: вона безперешкодно пропускає водяну пару з утеплювача та є непроникною для рідкої води. Завдяки цим властивостям мембрану можна укладати безпосередньо на утеплювач без улаштування другого вентиляційного контуру.

Покриття виконано металевим листовим, із з'єднанням окремих елементів за допомогою фальцевих швів. Особливість такого покрівельного рішення полягає у високій частці прихованих робіт, помилки виконання яких виявляються лише на стадії експлуатації даху. Криволінійні поверхні покрівлі плавно переходять у головний та тильний фасади, чому додатково сприяють виразне кольорове рішення та структурний рельєфний рисунок «луски» лицьового шару.

Склад покриття детально наведено у графічній частині проєкту на аркуші 3. Конструкцію спортивного покриття тенісних кортів за стандартом ITF наведено на рис. 1.7.

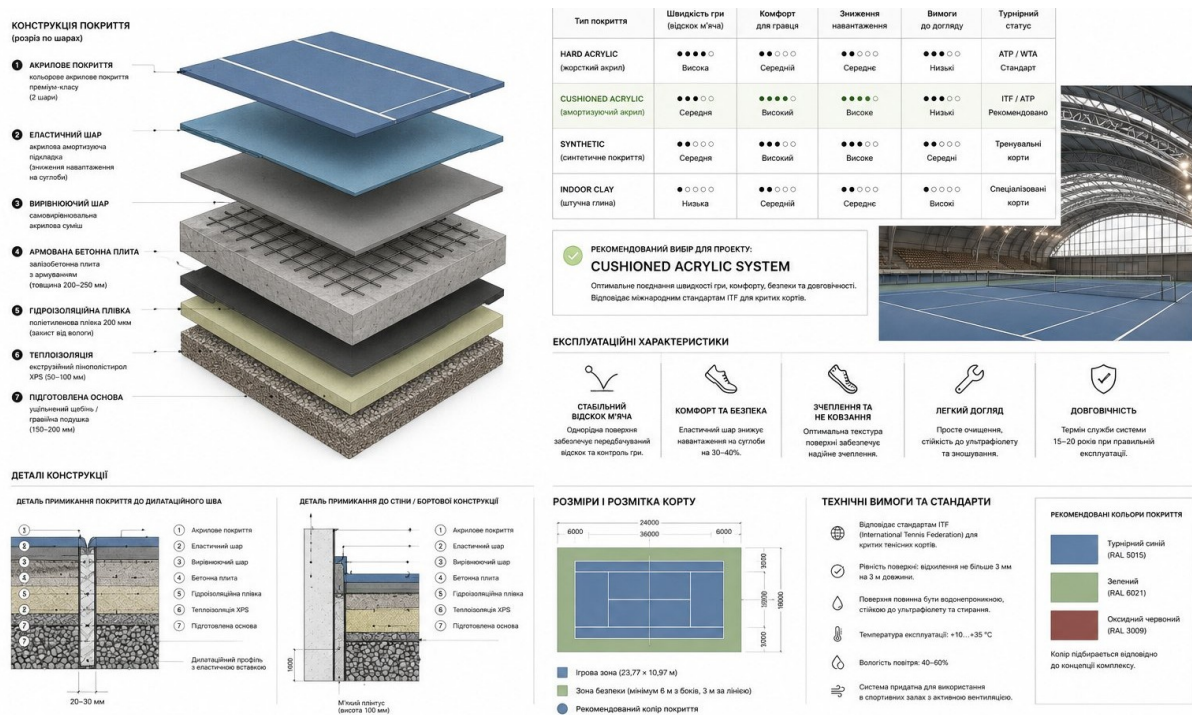


Рисунок 1.7. Конструкція спортивного покриття кортів за стандартом ITF.

### 1.5.5 Вікна та вітражі

У внутрішньому інтер'єрі комплексу значну увагу приділено саме вікнам, які значною мірою визначають архітектурне рішення будівлі.

Арочні дуги бічних фасадів збагачено похилими вітражами спортивних залів та балконами для суддів і коментаторів. На тильному фасаді розташовано вітраж із діагональним рисунком рами. Вікна та вітражі виготовлено за індивідуальним проектом, конструкція, алюмінієва, заповнення, склопакетами з полірованим тонованим склом.

### 1.5.6 Двері

Усі дверні блоки виготовлено за індивідуальним проектом. Для забезпечення швидкої евакуації двері відчиняються назовні у напрямку руху людей до виходу на вулицю згідно з умовами евакуації під час пожежі. Двері виконано алюмінієвими із заповненням склопакетами, а також дерев'яними, посиленними металевим каркасом. Ворота прийнято підйомними ролерними.

### **1.5.7 Підлоги**

Спортивні підлоги не випадково винесено в окремий розділ, оскільки до цієї великої групи конструкцій і матеріалів пред'є особливі вимоги. Підлоги спортивного призначення мають бути не лише міцними, довговічними та зручними для прибирання, але й безпечними: жорсткими і водночас пружними, забезпечувати необхідний рівень комфорту та ефективності для спортсменів. Окремо встановлюються вимоги щодо пожежної безпеки [14] та гігієнічних характеристик. Саме тому конструкція спортивної підлоги (так званий «пиріг») істотно відрізняється від підлог житлових та звичайних громадських будівель.

Сучасні спортивні підлоги у найзагальнішому вигляді складаються з амортизуючої системи (спінений матеріал, комбінована дерев'яна система, гумовий гранулят з поліуретановим в'язучим тощо), на яку настиляється покриття (робоча мембрана з ПВХ, наливні композиції на поліуретановій чи акриловій основі, текстильні або інші матеріали).

Склади підлог детально наведено у графічній частині проекту на аркуші 2.

В ігровому й тренувальних залах використано покриття типу «Хард». «Хард» належить до найбільш популярних у світі спортивних покриттів. Саме на цьому покритті проводяться турніри Гранд-слему US Open та Australian Open, а також змагання серій WTA і АТР. Широке застосування «Харду» обумовлене його ідеальними спортивними характеристиками: покриття поєднує високу віддачу енергії відскоку з поглинанням енергії удару, що забезпечує комфортну гру та якісну видимість м'яча на майданчику. Покриття «Хард» розроблено на основі акрилу і не містить шкідливих речовин чи сторонніх домішок, по суті, являючи собою екологічно чистий продукт. Безперечними перевагами є довговічність та практичність. Відносно нескладне і недороге технічне обслуговування дозволяє постійно підтримувати тренувальний тенісний центр у робочому стані.

Покриття «Хард» становить багат шарову систему на основі кількох типів акрилових складів; кожен шар несе певне функціональне навантаження. До характерних особливостей, які вигідно вирізняють «Хард» з-поміж інших спортивних покриттів, можна віднести:

- стабільний відскок м'яча, швидкість якого закладається у момент нанесення покриття;
- можливість застосування пом'якшувальних шарів, що забезпечують поглинання удару стопи спортсмена, не впливаючи при цьому на швидкість гри;
- збереження покриттям пружних властивостей у широкому температурному діапазоні (приблизно до +50 °С);
- широку колірну гаму;
- матовість поверхні, що повністю усуває утворення світлових відблисків;
- універсальність застосування у спорудах із закритими ігровими залами і у спорудах із відкритими майданчиками.

### **1.5.8 Оздоблення**

Зовнішнє оздоблення. Цоколі облицьовано природним каменем «під скелю» та мірним шліфованим гранітом. Зовнішнє оздоблення стін виконано у вигляді утепленої вентиляваної фасадної системи із лицьовим шаром із великорозмірних керамічних плит. Обрамлення воріт і дверей цокольного поверху виконано полірованим гранітом.

Внутрішнє оздоблення. У внутрішньому опорядженні застосовано як традиційні довговічні матеріали, так і сучасні високоефективні матеріали й вироби:

- стіни: декоративні штукатурки, плити МДФ, керамічна плитка, дерев'яні стінові панелі;

- підлоги: паркетне покриття, керамічна плитка, зносостійкий лінолеум; у спортивних залах, спеціальні фірмові спортивні покриття;

- стелі: сталеві підвісні системи з полімерним покриттям, гіпсокартонні підвісні стелі.

В ігровому залі, у тренувальних залах, вестибюлі, кафе-барі та інших основних приміщеннях передбачено високоякісне декоративне оздоблення із використанням виробів декоративного мистецтва. Інтер'єри цих приміщень розроблено за окремими дизайн-проектами. Оздоблення тренажерної зони та палітру опоряджувальних матеріалів наведено на рис. 1.8.

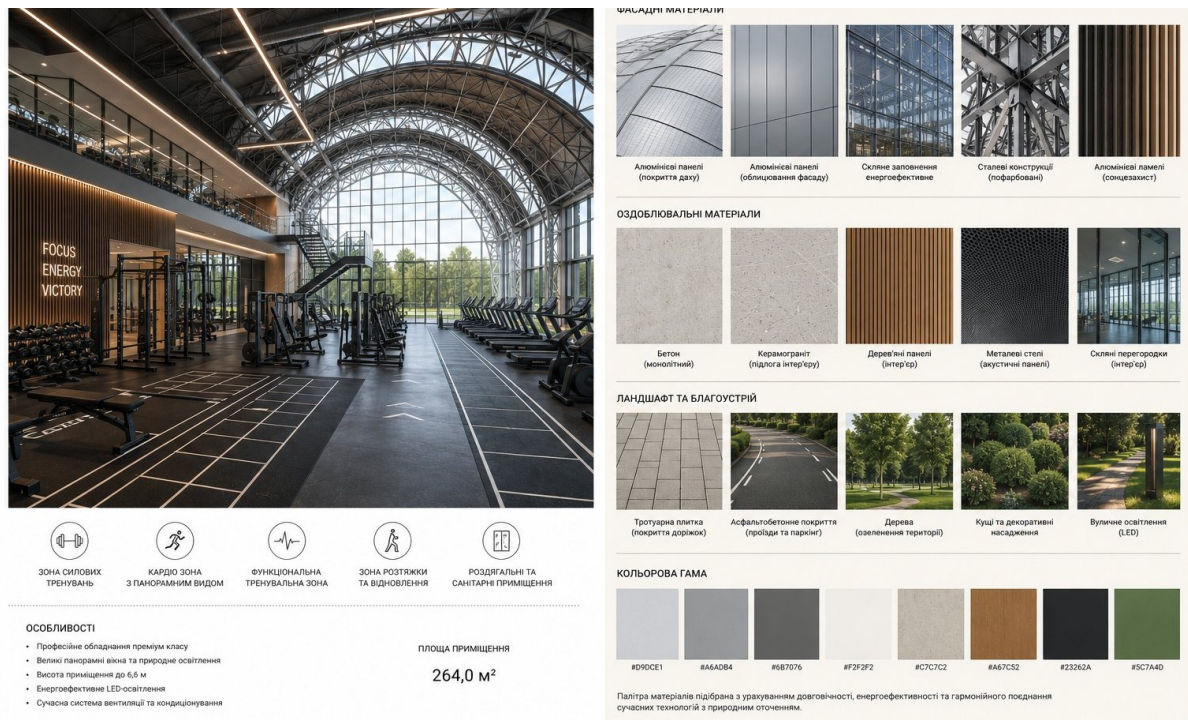


Рисунок 1.8. Тренажерний зал і палітра оздоблювальних матеріалів.

## 1.6 Інженерне обладнання будівлі

### 1.6.1 Опалення та вентиляція

У будівлі тренувального тенісного центру передбачено власну автономну систему опалення. Джерелом теплопостачання є власна котельня.

Система опалення прийнята двотрубною з нижнім розведенням магістральних трубопроводів. Принципову схему системи клімат-контролю, вентиляції та освітлення приміщень наведено на рис. 1.9.

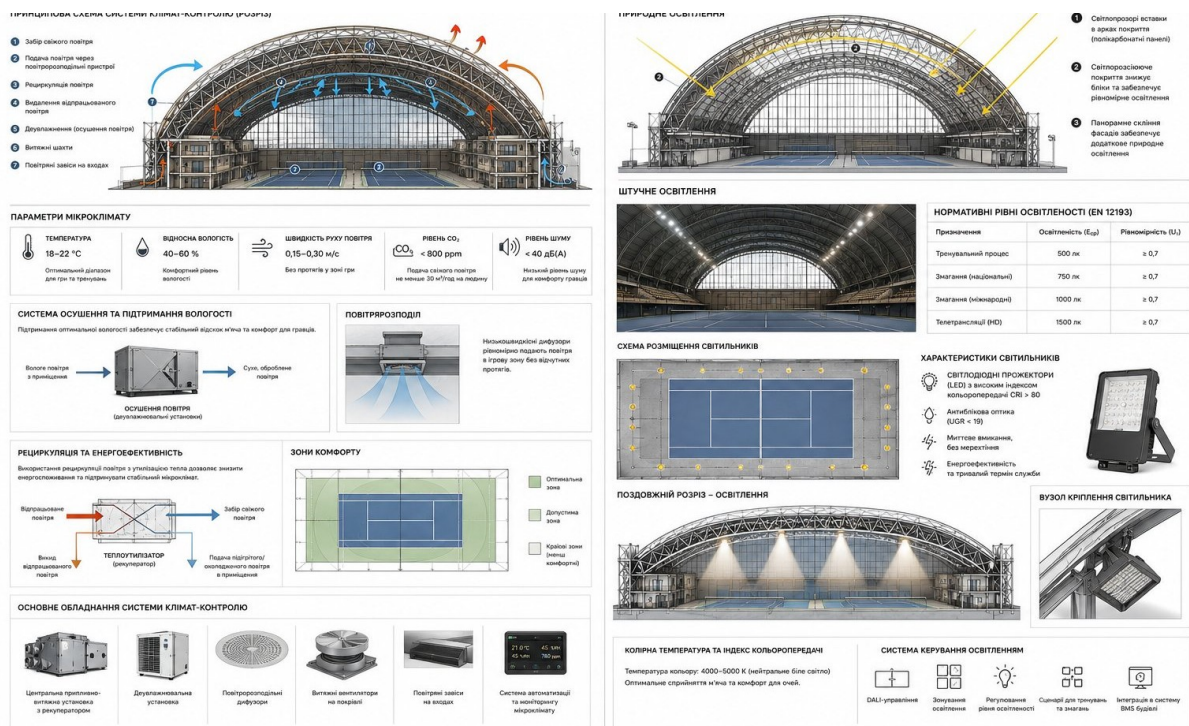


Рисунок 1.9. Система клімат-контролю, вентиляції та освітлення.

### 1.6.2 Внутрішні мережі водопостачання та каналізації

Холодне водопостачання запроектовано від міських зовнішніх мереж водопроводу. Вода подається магістральним трубопроводом, прокладеним у цокольній частині будівлі з відповідною теплоізоляцією.

Приготування гарячої води передбачено у місцевій котельні.

Трубопроводи системи водопостачання прийнято зі сталевих водогазопровідних оцинкованих легких труб за ДСТУ 8961:2019 [64].

Відведення стоків із будівлі здійснюється з врізкою у колодязі внутрішньоквартальної каналізаційної мережі.

Монтаж каналізаційної системи виконано з чавунних каналізаційних труб за ДСТУ Б В.2.5-32:2007.

### **1.6.3 Зовнішні мережі водопостачання та каналізації**

Водопостачання проєктованої будівлі передбачено від існуючого міського водопроводу діаметром 600 мм.

У точці врізки облаштовується водопровідний колодязь з встановленням у ньому відключаючої арматури та пожежного гідранта. Додатковий колодязь 2-ПГ передбачено лише для встановлення другого пожежного гідранта.

Трубопроводи системи водопостачання прийнято з напірних чавунних розтрубних водопровідних труб за ДСТУ EN 545:2017 [63].

Відведення стоків здійснюється системою трубопроводів із підключенням до наявного колектора діаметром 200 мм, що проходить поблизу проєктованої будівлі. На мережі каналізації передбачено оглядові колодязі.

З огляду на незначне заглиблення мереж та їх прокладання під проїзною частиною автодоріг, трубопроводи каналізації прийнято з чавунних напірних труб за ДСТУ EN 545:2017 [63]. Окремі ділянки каналізаційної мережі укладено у залізобетонні лотки з утепленням мінеральною ватою.

### **1.6.4 Зовнішнє електроосвітлення**

Зовнішнє освітлення території передбачено опорами індивідуального виготовлення заввишки 4,5 м.

Проєктом передбачено встановлення прожекторів для архітектурного підсвічування характерних особливостей будівлі.

Лінію зовнішнього освітлення території виконано кабелем АВВГ із прокладанням у траншеї.

Керування зовнішнім освітленням передбачено як місцеве, так і автоматичне, через фотореле. Загальна кількість світлоточок становить 4 шт.

### **1.6.5 Енергопостачання**

Електроживлення будівлі виконано від міської трансформаторної підстанції двома кабельними вводами, основним і резервним. На кожному поверсі передбачено окрему електрощитову.

### **Висновки до розділу 1**

У результаті опрацювання архітектурної частини обґрунтовано об'ємно-планувальне та конструктивне рішення критого багатофункціонального тренувального центру з великого тенісу у м. Дніпро. Прийнята композиційна схема забезпечує раціональну організацію функціональних зон будівлі: ігрової, тренувальної, адміністративної, оздоровчо-розважальної та господарсько-технічної. Виконано теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін з вентиляваним фасадом і підтверджено відповідність прийнятої товщини утеплювача нормативним вимогам ДБН В.2.6-31:2021 [30] для кліматичних умов Придніпровського регіону. Сформульовано основні проектні рішення з інженерного обладнання будівлі, що відповідають сучасним вимогам енергоефективності, експлуатаційної надійності та комфорту відвідувачів.

## РОЗДІЛ 2.

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

#### 2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса тренувального тенісного центру

Несучі конструкції каркаса тренувального тенісного центру представлені металевими колонами та ригелями. Несучими конструкціями покриття слугують чотири арки: дві бічні прольотом 48 м та дві головні прольотом 71 м. Дві головні арки встановлено по діагоналі таким чином, що з боку головного входу опори арок рознесено на 26 м, а з тильного боку обидві арки спираються на спільний пілон.

Головна двошарнірна арка становить один раз статично невизначувану систему із змінним за висотою перерізом, серпоподібного зовнішнього обрису. Така арка чутлива до температурних і деформаційних впливів, водночас вирізняється достатньою економічністю за витратами матеріалу та підвищеною складністю виготовлення (у цьому випадку). У проєктованих арках затяжку усунуто шляхом передачі розпору на жорсткі опори, залізобетонні пілони.

Компонування покриття за головними арками є аналогічним компонуванню рамного кроквяного покриття. Характерною особливістю аркового покриття є необхідність улаштування вітрових в'язей по верхньому поясу арок. Поздовжні та поперечні стрижні разом із розкосами вітрових в'язей утворюють ферми; у цьому випадку вони приймаються конструктивно, а поперечні стрижні укладаються з кроком 6 м. Окрім того, передбачено вертикальні поперечні в'язі між арками (з кроком 6 м), які становлять жорсткі просторові зв'язкові блоки. Зв'язки по нижніх поясах включають вертикальні в'язі між арками, розкоси та розтяжки. Усі зв'язки обов'язково доводяться до опор.

Компонування кроквяного покриття бічних частин даху виконано у вигляді ускладненої балочної клітки. Головні балки одним кінцем

спираються на нижні пояси головних арок, іншим, на колони, частково через бічні арки. Довжини головних балок змінюються у діапазоні від 8 до 21 м відповідно до прольотів. Між балками настилу та головними арками встановлено допоміжні балки завдовжки приблизно 3,0 м. Для такої схеми балочної клітки передавання навантажень на опори відбувається найдовше за тривалістю шляху. Аби знизити трудомісткість покриття, балки настилу та допоміжні балки приймаються прокатними. Сполучення балок за висотою прийнято в одному рівні з метою збільшення висоти головної балки за заданої будівельної висоти покриття, проте при цьому істотно ускладнюється конструкція спирання балок.

Для запобігання вертикальним коливанням нижнього пояса арок під впливом динамічних навантажень гнучкість розтягнутих елементів нижнього пояса з площини рами обмежується значенням  $\lambda = 250$ .

Вибір саме аркової системи як основної несучої конструкції покриття великого прольоту зумовлений низкою чинників. По-перше, арка раціонально передає вертикальні навантаження на опори, трансформуючи їх переважно у стискаючі зусилля, що дозволяє ефективно використовувати потенціал металевих профілів. По-друге, криволінійна форма арки добре поєднується з архітектурним задумом будівлі та забезпечує необхідну будівельну висоту над ігровою зоною тенісного корту. По-третє, така конструкція дає змогу перекрити значний за площею простір без проміжних опор, що є обов'язковою вимогою для тренувальних і змагальних приміщень з великого тенісу.

## **2.2 Збір навантажень на арку**

На арку діють постійні навантаження (від власної ваги несучих конструкцій та конструкцій покрівлі) та тимчасове атмосферне навантаження від снігу.

Для визначення зусиль у стрижнях арки всі навантаження, які діють на конструкцію, зводяться до вузлових. Вузлові навантаження

обчислюються з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням споруди  $\gamma_p = 1,0$ .

Розрахункові зусилля у стержнях арки від постійних навантажень, що прикладені до вузлів нижнього пояса, обчислюємо за виразом:

$$Q_i = q \cdot V_i \cdot n, \quad (2.1)$$

Результати обчислень зведено у таблицю 2.2.

Аналогічна процедура застосовується для постійних навантажень, які прикладаються у верхньому поясі арки; розрахункові значення наведено у таблиці 2.3.

Таблиця 2.1. Навантаження від ваги конструкцій покриття та покрівлі.

Елементи покриття	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Металева покрівля	0,30	1,1	0,33
Мембрана Tyvek для гідроізоляції, t = 0,2 мм	0,08	1,3	0,104
Утеплювач Rockwool, t = 100 мм	0,50	1,2	0,60
Металевий профнастил, t = 1 мм	0,15	1,1	0,16
Прогони (поздовжні та поперечні)	0,20 / 0,18	1,1	0,22 / 0,198
Просторова конструкція (зв'язки)	0,15	1,1	0,165
Арка	0,80	1,1	0,88
Усього	$q_n = 2,36$	-	$q_p = 2,581$

Будівля розташована у III сніговому районі України; вага снігового покриву на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі залежно від району будівництва приймається  $S_0 = 0,87$  кПа (попереднє розрахункове значення, прийняте у моделі).

Нормативне снігове навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття визначаємо за формулою:

$$S_n = S_0 \cdot c, \quad (2.2)$$

де  $c$ , коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на землі до снігового навантаження на покритті (за табл. 8 ДБН В.1.2-2:2006 [16]).

Розрахункове снігове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  покриття обчислюємо як:

$$S_p = S_n \cdot \gamma_f, \quad (2.3)$$

де  $\gamma_f = 1,4$ , коефіцієнт надійності за навантаженням, що приймається залежно від співвідношення  $q_n/S_n = 2,15$ .

Таблиця 2.2. Постійне навантаження у вузлах (фрагмент).

№ вузла	$q$ , кН/м <sup>2</sup>	$B$ , м <sup>2</sup>	$d$ , м	$\gamma_n$	$Q$ , кН
1	2,423	4,00	1,615	1,0	-
2	2,423	4,19	3,015	1,0	30,60
3	2,423	4,38	2,800	1,0	29,72
4	2,423	4,57	2,800	1,0	30,00
5	2,423	4,77	2,800	1,0	32,36
6	2,423	4,98	2,800	1,0	33,79
7	2,423	5,19	2,800	1,0	35,21
8	2,423	5,42	2,800	1,0	36,77
9	2,423	5,65	2,805	1,0	38,40
10	2,423	5,88	2,815	1,0	40,10
11	2,423	6,13	2,820	1,0	41,89
12	2,423	6,38	2,825	1,0	43,67
13	2,423	6,65	2,835	1,0	45,68
14	2,423	6,89	2,845	1,0	47,50
15	2,423	7,15	2,850	1,0	49,37
16	2,423	7,41	2,855	1,0	51,26
17	2,423	7,67	2,863	1,0	53,21
18	2,423	7,93	2,868	1,0	55,10
19	2,423	8,19	2,873	1,0	57,10
20	2,423	8,45	2,878	1,0	58,90
21	2,423	8,70	2,883	1,0	60,77
22	2,423	8,94	2,906	1,0	62,95
23	2,423	9,18	2,893	1,0	64,35
24	2,423	9,42	2,860	1,0	65,28
25	2,423	9,63	2,895	1,0	67,55
26	2,423	9,82	2,865	1,0	68,17
27	2,423	10,04	2,900	1,0	70,55
28	2,423	10,20	2,900	1,0	71,67
29	2,423	10,40	2,315	1,0	58,34
30	2,423	10,50	0,865	1,0	22,01

Таблиця 2.3. Постійне навантаження у вузлах верхнього пояса.

№ вузла	q, кН/м <sup>2</sup>	B, м <sup>2</sup>	d, м	γп	Q, кН
59	2,581	13,00	1,5	1,0	50,33
58	2,581	12,64	3,0	1,0	97,87
57	2,581	12,27	3,0	1,0	95,01
56	2,581	11,85	3,0	1,0	91,75
55	2,581	11,43	3,0	1,0	88,50
54	2,581	10,98	3,0	1,0	85,00
53	2,581	10,52	3,0	1,0	81,46
52	2,581	10,24	3,0	1,0	79,29
51	2,581	9,51	3,0	1,0	73,64
50	2,581	9,00	3,0	1,0	69,69
49	2,581	8,47	3,0	1,0	65,58
48	2,581	7,93	3,0	1,0	61,40
47	2,581	7,40	3,0	1,0	57,30
46	2,581	6,85	3,0	1,0	53,04
45	2,581	6,31	3,0	1,0	48,86
44	2,581	5,77	3,0	1,0	44,68
43	2,581	5,28	3,0	1,0	40,73
42	2,581	4,73	3,0	1,0	36,62
41	2,581	4,23	3,0	1,0	32,75
40	2,581	3,74	3,0	1,0	28,96
39	2,581	3,25	3,0	1,0	25,16
38	2,581	2,79	3,0	1,0	21,60
37	2,581	2,34	3,0	1,0	18,12
36	2,581	1,90	3,0	1,0	14,71
35	2,581	1,48	3,0	1,0	11,46
34	2,581	1,08	3,0	1,0	8,36
33	2,581	0,70	3,0	1,0	5,42
32	2,581	0,35	3,0	1,0	2,71
31	2,581	0,00	1,5	1,0	0,00

Визначимо тимчасове снігове навантаження. Навантаження від снігу обчислюємо згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [16] з урахуванням снігового району будівництва та конфігурації покрівлі.

Для зведеного (склепінчастого) покриття обчислення снігового навантаження виконуємо за двома схемами розподілу: 1) рівномірний сніговий покрив, що покриває все покриття, 2) асиметричне снігове навантаження у формі двох нерівних трикутних розподілених епюр. Для першого варіанта умова виконується.

Окремо необхідно врахувати другий варіант розподілу: за розрахунком отримуємо  $c_2 = 2,2$ . Цей коефіцієнт  $c_2$  приймаємо для подальших розрахунків.

Тимчасове снігове навантаження у нижніх вузлах арки визначаємо за формулою:

$$S_i = S_n \cdot c \cdot B_i \cdot d_i \cdot \gamma_n, \quad (2.4)$$

Результати обчислень зведено у таблицю 2.4.

Таблиця 2.4. Снігове навантаження у нижніх вузлах арки.

№ вузла	c	$S_n$ , кН/м <sup>2</sup>	B, м <sup>2</sup>	d, м	S, кН
2	2,20	1,540	4,19	4,625	29,84
3	2,07	1,449	4,38	2,800	17,77
4	1,94	1,358	4,57	2,800	17,38
5	1,79	1,253	4,77	2,800	16,74
6	1,65	1,155	4,98	2,800	16,11
7	1,49	1,040	5,19	2,800	15,11
8	1,33	0,931	5,42	2,800	14,13
9	1,17	0,820	5,65	2,805	12,99
10	1,00	0,700	5,88	2,815	11,59
11	0,83	0,581	6,13	2,820	10,04
12	0,65	0,455	6,38	2,825	8,20
13	0,46	0,322	6,65	2,835	6,07
14	0,29	0,203	6,89	2,845	3,98
15	0,10	0,070	7,15	2,850	1,43
16	0,04	0,028	7,41	2,855	0,59
17	0,13	0,091	7,67	2,863	1,98
18	0,22	0,154	7,93	2,868	3,50
19	0,32	0,224	8,19	2,873	5,27
20	0,41	0,287	8,45	2,878	6,98
21	0,49	0,343	8,70	2,883	8,60
22	0,58	0,406	8,94	2,906	10,55
23	0,66	0,462	9,18	2,893	12,27
24	0,75	0,525	9,42	2,860	14,14
25	0,84	0,588	9,63	2,895	16,39
26	0,89	0,623	9,82	2,865	17,53
27	0,94	0,658	10,04	2,900	19,16
28	1,04	0,728	10,20	2,900	21,53
29	1,10	0,770	10,40	3,180	25,47

Тимчасове снігове навантаження у верхніх вузлах арки обчислюємо аналогічно; підсумкові результати наведено у таблиці 2.5.

Таблиця 2.5. Снігове навантаження у верхніх вузлах арки.

№ вузла	c	$S_n$ , кН/м <sup>2</sup>	$V$ , м <sup>2</sup>	d, м	$S$ , кН
59	2,20	1,540	13,00	1,5	30,03
58	2,08	1,456	12,64	3,0	55,21
57	1,95	1,365	12,27	3,0	50,25
56	1,81	1,267	11,85	3,0	45,04
55	1,65	1,155	11,43	3,0	39,60
54	1,52	1,064	10,98	3,0	35,05
53	1,36	0,952	10,52	3,0	30,05
52	1,19	0,833	10,24	3,0	25,59
51	1,02	0,714	9,51	3,0	20,37
50	0,85	0,595	9,00	3,0	16,07
49	0,67	0,469	8,47	3,0	11,92
48	0,48	0,366	7,93	3,0	8,71
47	0,30	0,210	7,40	3,0	4,66
46	0,12	0,084	6,85	3,0	1,73
45	0,03	0,021	6,31	3,0	0,40
44	0,12	0,084	5,77	3,0	1,45
43	0,21	0,147	5,28	3,0	2,32
42	0,30	0,210	4,73	3,0	2,98
41	0,39	0,273	4,23	3,0	3,46
40	0,45	0,315	3,74	3,0	3,53
39	0,55	0,385	3,25	3,0	3,75
38	0,63	0,441	2,79	3,0	3,69
37	0,71	0,497	2,34	3,0	3,49
36	0,78	0,546	1,90	3,0	3,11
35	0,85	0,595	1,48	3,0	2,64
34	0,92	0,644	1,08	3,0	2,09
33	0,98	0,686	0,70	3,0	1,82
32	1,04	0,728	0,35	3,0	0,76
31	1,10	0,770	0,00	1,5	0,00

### 2.3 Складання вихідних даних для розрахунку арки в ПК ЛІРА

На рис. 2.1 та рис. 2.2 наведено геометричну і розрахункову схеми проєктованої арки, які використовуються для виконання статичного

розрахунку у програмному комплексі Lira САПР [23, 37]. Загальну структурну схему несучого каркаса комплексу з основними вузлами спряження наведено на рис. 2.3.

Таблиця 2.6. Координати вузлів арки.

№ вузла	X, м	Z, м	№ вузла	X, м	Z, м
1	0,00	0,00	31	70,98	1,12
2	2,11	2,42	32	69,12	3,50
3	4,11	4,39	33	67,18	5,75
4	6,20	6,25	34	65,05	7,86
5	8,38	7,68	35	62,83	9,86
6	10,66	9,59	36	60,46	11,72
7	13,03	11,06	37	58,05	13,37
8	15,49	12,40	38	55,55	14,85
9	18,02	13,59	39	52,96	16,16
10	20,63	14,62	40	50,25	17,30
11	23,30	15,51	41	47,55	18,29
12	26,03	16,23	42	44,75	19,06
13	29,00	16,77	43	41,81	19,64
14	31,61	17,17	44	38,97	20,00
15	34,42	17,37	45	35,94	20,23
16	37,29	17,37	46	32,95	20,23
17	40,13	17,21	47	29,89	20,02
18	42,99	16,87	48	26,92	19,63
19	45,81	16,35	49	23,96	19,04
20	48,59	15,67	50	20,95	18,25
21	51,33	14,76	51	18,14	17,28
22	54,00	13,60	52	15,38	16,12
23	56,56	12,36	53	12,56	14,79
24	59,22	10,93	54	10,00	13,28
25	61,48	9,34	55	7,48	11,61
26	63,62	7,55	56	5,12	9,78
27	65,96	5,63	57	2,84	7,79
28	67,00	3,57	58	0,73	5,66
29	68,89	1,37	59	-1,26	3,40
30	69,92	0,00	-	-	-

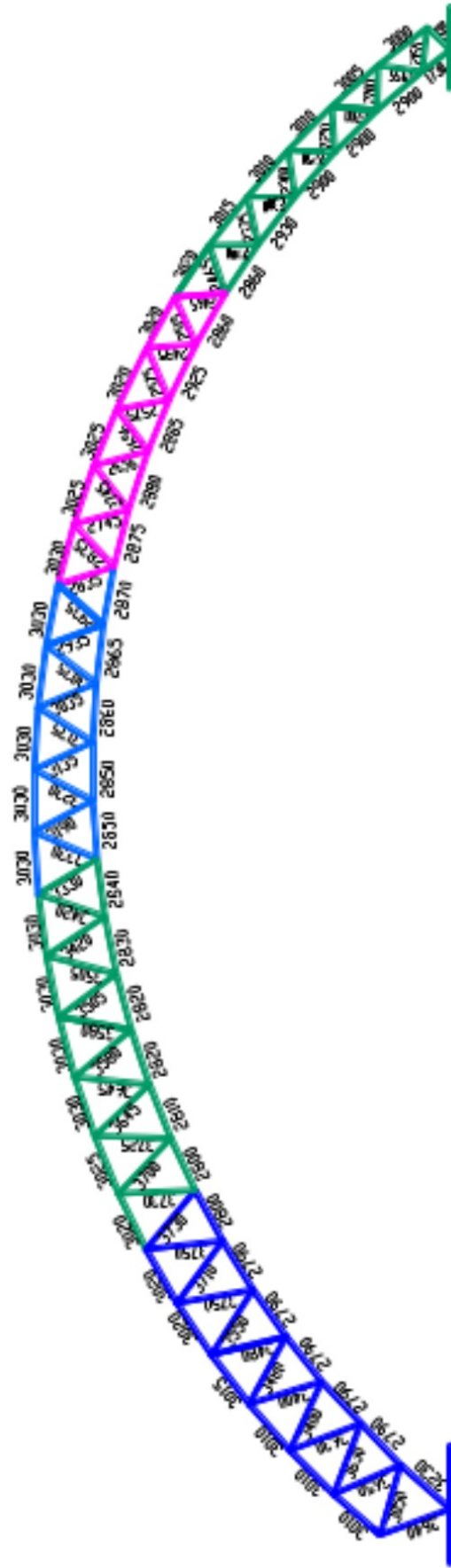


Рисунок 2.1. Геометрична схема арки.

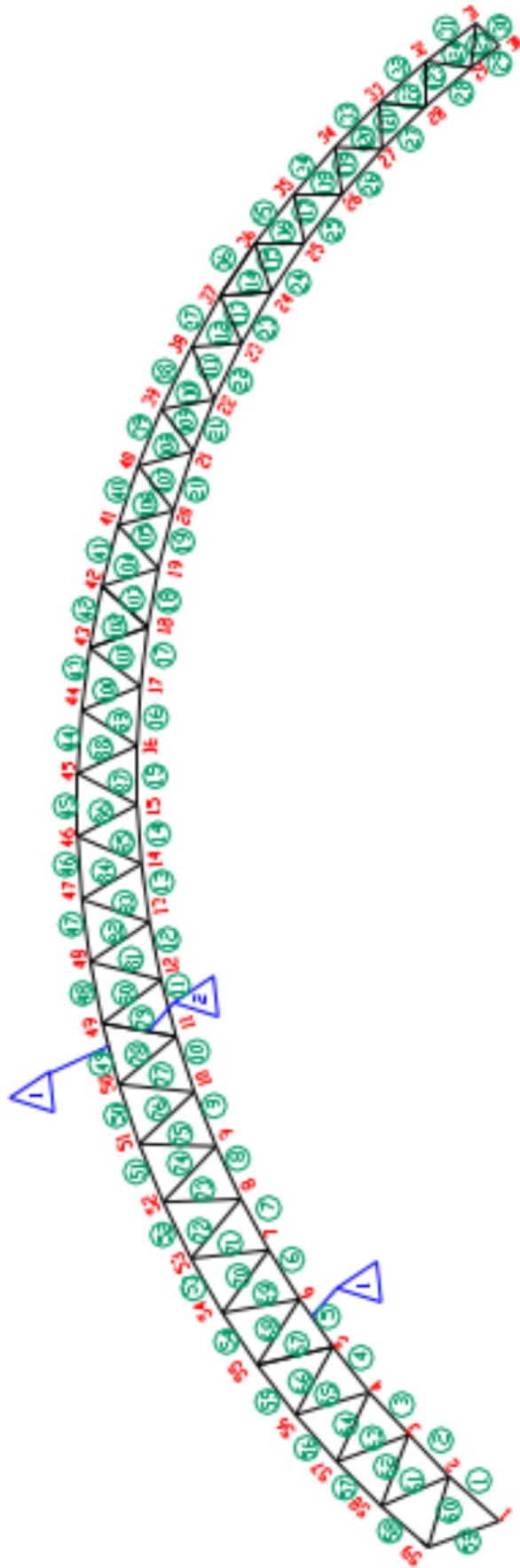


Рисунок 2.2. Розрахункова схема арки.

## 2.4 Підбір перерізів стрижнів арки за результатами розрахунку

Проектуємо арку наскрізного перерізу. Оскільки у конструкції виникають значні зусилля та має місце велика будівельна довжина елементів, застосовуємо арку двостінчастого перерізу.

Монтажні стики розміщуємо з огляду на умови розбиття арки на відправні елементи довжиною 15-20 м, зручні для перевезення.

Стрижні цієї арки характеризуються потужнішими перерізами, які складаються з кількох елементів. Вузлові сполучення виконано одночасно у двох взаємно перпендикулярних площинах. Стержні (як розкоси, так і пояси) у різних панелях мають різні геометричні розміри, проте належать до одного типу перерізу.

Приймаємо комбінований переріз із поєднанням листових і швелерних елементів [33, 56]. Такий переріз забезпечує задовільні характеристики стійкості як у площині арки, так і з неї. Серед недоліків такого перерізу зазначимо потребу в плануванні з'єднувальних ґратчастих елементів між двома гілками, аналогічно центрально-стиснутим стрижням каркаса. Виконаємо підбір перерізу для відправної марки АР 1-а.

### **2.4.1 Підбір перерізу [33, 38] стрижнів верхнього пояса відправної марки АР 1-а**

Максимальне зусилля у поясі:  $N_{\max} = -1295,0$  кН.

Підбір перерізу стрижнів виконуємо, починаючи з попереднього визначення площі перерізу стрижня з умови стійкості:

$$A = N / (\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c), \quad (2.5)$$

де  $R_y$ , розрахунковий опір сталі,  $R_y = 27$  кН/см<sup>2</sup>;

$\varphi$ , коефіцієнт поздовжнього вигину, попередньо приймаємо  $\varphi = 0,6$ ;

$\gamma_c$ , коефіцієнт умов роботи,  $\gamma_c = 1,0$ .

Отримуємо  $A \approx 80$  см<sup>2</sup>.

Площа двох пластин:

$$A_{пл} = 0,5 \cdot 45 = 22,5 \text{ см}^2 \quad (2.6)$$

Попередньо приймаємо два швелери № 20:  $A = 46,8 \text{ см}^2$ ;  $I_{x0} = 1520 \text{ см}^4$ ;  $I_{y0} = 113 \text{ см}^4$ ;  $z_0 = 2,07 \text{ см}$ .

Загальна площа перерізу складає  $91,8 \text{ см}^2$ .

Моменти інерції відносно матеріальної осі  $x$  та вільної осі  $y$ , радіуси інерції визначаються за відомими залежностями.

Гнучкість перерізу обчислюємо за виразом  $\lambda = l_{ef} / i$ .

За найбільшим значенням гнучкості знаходимо коефіцієнт  $\varphi_{min} = 0,915$ .

Перевіряємо напруження у прийнятому перерізі. Розрахункове напруження виявилось істотно меншим за добуток  $R_y \cdot \varphi_s$ , тому приймаємо інший, менш матеріаломісткий переріз і повторюємо перевірку.

Приймаємо два швелери № 10:  $A = 21,8 \text{ см}^2$ ;  $I_{x0} = 174 \text{ см}^4$ ;  $I_{y0} = 20,4 \text{ см}^4$ ;  $z_0 = 1,44 \text{ см}$ .

Визначаємо площу повного перерізу, моменти та радіуси інерції.

За найбільшою гнучкістю отримано коефіцієнт  $\varphi_{min} = 0,773$ .

Перевірка напружень показує, що отриманий результат задовольняє умову стійкості. Верхній пояс приймаємо складеним з двох пластин розміром  $5 \times 450 \text{ мм}$  та двох швелерів № 10.

#### **2.4.2 Підбір перерізу стрижнів нижнього пояса відправної марки AP 1-a**

Максимальне зусилля у поясі:  $N_{max} = -2123,1 \text{ кН}$ .

Підбір перерізу розпочинаємо з попереднього визначення площі стрижня з умови стійкості:  $A \approx 130 \text{ см}^2$ .

Попередньо приймаємо два швелери № 24:  $A = 61,2 \text{ см}^2$ ;  $I_{x0} = 2900 \text{ см}^4$ ;  $I_{y0} = 208 \text{ см}^4$ ;  $z_0 = 2,42 \text{ см}$ .

Загальна площа повного перерізу та моменти інерції обчислюються за наведеними раніше виразами.

За найбільшою гнучкістю отримано коефіцієнт  $\varphi_{min} = 0,933$ .

Перевірка показує, що розрахункові напруження значно менші за  $R_y \cdot \gamma_s$ , тому приймаємо інший варіант перерізу та повторно перевіряємо його розрахунком.

Приймаємо два швелери № 20:  $A = 46,8 \text{ см}^2$ ;  $I_{x0} = 1520 \text{ см}^4$ ;  $I_{y0} = 113 \text{ см}^4$ ;  $z_0 = 2,07 \text{ см}$ .

Визначаємо повну площу перерізу, моменти і радіуси інерції.

За найбільшою гнучкістю  $\varphi_{\min} = 0,915$ .

Перевірка показує, що умова стійкості виконується. Нижній пояс приймаємо з двох пластин розміром  $5 \times 450 \text{ мм}$  та двох швелерів № 20.

### **2.4.3 Підбір перерізу розкосів арки відправної марки AP 1-а**

Максимальне стискаюче зусилля у поясі:  $N_{\max} = -492,5 \text{ кН}$ .

Проектуємо переріз з двох швелерів із приварними сполучними планками.

Попередня площа перерізу з умови стійкості становить близько  $32 \text{ см}^2$ .

Приймаємо два швелери № 12:  $A = 26,6 \text{ см}^2$ ;  $I_{x0} = 304 \text{ см}^4$ ;  $i_{x0} = 4,78 \text{ см}$ ;  $z_0 = 1,54 \text{ см}$ .

Гнучкість перерізу відносно матеріальної осі  $X$  визначаємо у звичний спосіб.

За отриманою гнучкістю коефіцієнт поздовжнього вигину становить  $\varphi_{\min} = 0,778$ .

Перевірка напружень показує задоволення умови стійкості. Переріз розкосу приймаємо з двох швелерів № 12.

## **2.5 Конструювання та розрахунок вузлів арки**

Вузли арки з монтажним зварюванням при переважно статичному характері навантаження за своїм конструктивним рішенням близькі вузлові з'єднання на болтах. До поясів каркаса з зовнішнього боку вертикальних стрижнів прикріплюються фасонки, з якими елементи ґратчастої решітки

сполучаються внахлестку. Передача зусиль від стрижнів решітки до фасонки забезпечується обварюванням по периметру з'єднання.

### **2.5.1 Розрахунок типового проміжного вузла арки**

У даному вузлі діють такі розрахункові зусилля у стрижнях:

- $N_1 = -403,8$  кН;
- $N_2 = -1147,6$  кН;
- $N_3 = -287,7$  кН;
- $N_4 = +260,3$  кН.

Пояс виконано з 2[10 з привареною пластиною  $t = 5$  мм; стиснутий розкіс, 2[12; розтягнутий розкіс, 2[5.

Прикріплення розкосів до фасонки виконуємо кутовими швами, для яких:

*$R_{wf}$ , розрахунковий опір металу шва;*

*$R_{wz}$ , розрахунковий опір металу зони сплавлення.*

При зварюванні електродами Е42:  $R_{wf} = 180$  МПа,  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$ .

Нормативний опір сталі  $R_{un} = 380$  МПа.

Коефіцієнти  $\beta_f$  і  $\beta_z$  враховують якість та спосіб зварювання (для ручного зварювання  $\beta_f = 0,7$ ;  $\beta_z = 1,0$ ). Розрахунок швів виконується для перерізу металу шва (умова за  $\beta_f$ ). Катети швів у обушках швелерів приймаємо 8 мм, у перах: на 1-2 мм меншими, що зумовлено меншою товщиною матеріалу, проте не менше конструктивного мінімуму 5 мм.

$k_{f,b} = 0,8$  см;  $k_{f,p} = 0,6$  см.

За критерієм забезпечення міцності зварного з'єднання визначаємо довжину швів на одному швелері, починаючи з зони обушка.

Для розтягнутого розкосу:  $k_{f,b} = 0,5$  см;  $k_{f,p} = 0,5$  см.

Коефіцієнт  $\gamma_{wf}$ , що залежить від кліматичного району будівництва, приймається  $\gamma_{wf} = 1,0$  (оскільки  $R_{un} < 580$  МПа і розрахункова температура району не нижче  $-40$  °С).

У масштабі 1:10 викреслюємо вузол, наносимо обвід фасонки та розставляємо на ній зварні шви, через які закріплюються розкоси. Довжину фасонки  $l$  беремо безпосередньо з конструктивних креслень.

Конструктивна довжина шва приймається на 10-15 мм більшою за розрахункову та має бути не менш як  $4 \cdot k_f$  і не менше 40 мм.

Стикові шви розраховуємо на зріз від різниці зусиль у сусідніх панелях:

$$N_f = N_2 - N_1 = -1147,6 - (-403,8) = -743,8 \text{ кН.} \quad (2.7)$$

Висоту шва приймаємо  $t_w = t_{\min}$  ( $t_{\min}$ , мінімальна з товщин швелера та фасонки) і перевіряємо міцність стикового шва:

$$R_{ws} = R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 27 = 15,66 \text{ кН/см}^2. \quad (2.8)$$

### 2.5.2 Розрахунок монтажного стику

Найбільше зусилля у монтажних стиках арки:  $N = 826,1$  кН.

У монтажному стику передбачено високоміцні болти діаметром 20 мм, виготовлені зі сталі 38ХС типу «селект». Розрахункову несучу здатність одного болтового з'єднання визначаємо за формулою:

$$N_b = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_s, \quad (2.9)$$

де  $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 0,7 \cdot 135 = 94,5$  кН/см<sup>2</sup>;

$R_{bun}$ , найменший опір матеріалу болтів;

$A_{bn} = 2,45$  см<sup>2</sup>, площа перерізу болта по нарізці.

Отримуємо  $N_b \approx 232$  кН.

Кількість високоміцних болтів у з'єднанні:

$$n = N / N_b, \quad (2.10)$$

Приймаємо 4 болти діаметром 20 мм.

Опорний фланець кріпимо до поясів. Визначимо катети швів:

$$k_f = N / (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot l_w), \quad (2.11)$$

Приймаємо катет шва  $k_f = 5$  мм.

### 2.5.3 Розрахунок опорного шарніра

Плиткові шарніри розраховуємо на зминання при вільному торканні; коткові опори перевіряємо за формулою:

$$\sigma = 2 \cdot F_{оп} / (r \cdot l) \leq R_{lp}, \quad (2.12)$$

де  $F_{оп}$ , розрахунковий тиск на опору,  $F_{оп} = 1710$  кН;

$r$ ,  $l$ , радіус кривизни і довжина опорної плити;

$R_{lp}$ , розрахунковий опір сталі при вільному дотику:

$$R_{lp} = 0,5 \cdot R_{un} / \gamma_m = 0,5 \cdot 36,5 / 1,025 = 17,8 \text{ кН/см}^2. \quad (2.13)$$

Розміри опорної плити приймаємо  $210 \times 600$  мм.

Необхідну товщину плити визначаємо припускаючи її роботу на згин як консолі при рівномірному завантаженні опорним тиском по верхній поверхні:

$$t = \sqrt{(6 \cdot M / (l \cdot R))}, \quad (2.14)$$

де  $a$ ,  $l$ , розміри плити у плані;  $R$ , розрахунковий опір плити на згин.

Підбираємо анкерні болти зі сталі марки 10Г2С.

Приймаємо анкерні болти діаметром 64 мм,  $A_{bn} = 25,2$  см<sup>2</sup>.

Траверсу проектуємо з листа товщиною  $t = 15$  мм, внутрішні ребра,  $t = 14$  мм.

## 2.6 Розрахунок колони

### 2.6.1 Обґрунтування перерізу колони

На основі таблиці поєднань зусиль приймаємо для подальшого розрахунку такі комбінації:

- найбільша поздовжня сила  $N_{max} = N_1 = -949,0$  кН та відповідний момент  $M_{соот} = M_1 = 162,9$  кН·м;

- найбільший абсолютний згинальний момент  $M_{\max} = M_2 = 171,5$  кН·м та відповідна поздовжня сила  $N_{\text{соот}} = N_2 = -929,6$  кН.

Орієнтовну необхідну площу перерізу колони визначаємо за виразом:

$$A = N / (\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c), \quad (2.15)$$

де  $h$ , висота перерізу колони;  $e_x$ , абсолютний ексцентриситет.

Матеріал колони: сталь марки С245 за ДСТУ 8541:2015 [62] з розрахунковим опором  $R_y = 27$  кН/см<sup>2</sup>.

З огляду на максимально потрібної площі, за сортаментом підбираємо переріз із двох швелерів № 33 з відповідними геометричними характеристиками.

### **2.6.2 Перевірка стійкості колони [38] у площині дії моменту**

Перевірку виконуємо за виразом:

$$N / (\varphi_e \cdot A) \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.16)$$

Гнучкість стрижня визначаємо за виразом  $\lambda = l_{ef} / i$ .

Умовна гнучкість у площині рами обчислюється за  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{(R_y / E)}$ .

Відносний ексцентриситет  $m_x = e_x / \rho$ .

За таблицю 6.1 ДБН В.2.6-198:2014 [33] визначаємо коефіцієнт впливу форми перерізу  $\eta$ .

Приведений відносний ексцентриситет  $m_{ef} = \eta \cdot m_x$ .

Коефіцієнт  $\varphi_e$  визначаємо за додатком 8 (МУ з розрахунку рам каркасів) залежно від умовної гнучкості та приведенного відносного ексцентриситету  $m_{ef}$ :

-  $\varphi_{e1} = 0,388$ ;

-  $\varphi_{e2} = 0,380$ .

Перевірка стійкості колони у площині дії моменту виконується.

### **2.6.3 Перевірка стійкості колони з площини дії моменту**

Перевірку стійкості з площини дії моменту виконуємо за виразом:

$$N / (c \cdot \varphi_y \cdot A) \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.17)$$

Гнучкість стрижня визначаємо так само, як і раніше.

Коефіцієнт поздовжнього вигину з площини рами  $\varphi_y = 0,82$ .

Відносний ексцентриситет  $m_x$  визначаємо за розрахунковим моментом  $M = M_2$ ,  $N = N_2$ .

Коефіцієнт  $c$  визначаємо за виразом, наведеним у нормах:  $c = 0,6$ ;  $\alpha = 0,7$ ;  $\beta = 1,0$ .

Перевірка стійкості колони з площини дії моменту виконується.

#### **2.6.4 Перевірка міцності колони**

Оскільки приведений ексцентриситет  $m_{ef} < 20$ , окрема перевірка міцності перерізу не вимагається.

#### **2.6.5 Розрахунок бази колони**

У каркасі даної будівлі застосовуємо базу безвиправочного монтажу колон. Плита бази виготовляється як окремий відправний елемент із фрезерованою або струганою верхньою площиною, попередньо встановлюється на фундамент по розбивальних осях, виставляється за допомогою настановних болтів за позначкою та ухилами, після чого простір під базою заповнюється рідким цементно-піщаним розчином або тонкозернистим бетоном на дрібнозернистому наповнювачі.

##### **1. Перевірка анкерних болтів.**

Анкерне з'єднання перевіряємо за найменшим розрахунковим значенням поздовжньої сили в комбінації з відповідним моментом (з урахуванням знаків):

$$A_{bn} = (M / z - N / 2) / R_{ba}, \quad (2.18)$$

де  $R_{ba}$ , розрахунковий опір розтягуванню фундаментних болтів (для сталі марки 10Г2С  $R_{ba} = 19 \text{ кН/см}^2$ );  $n$ , кількість болтів.

Приймаємо 4 болти діаметром 42 мм,  $A_{bn} = 10,45 \text{ см}^2$ .

Оскільки прийнятий діаметр анкерних болтів (42 мм) є помірним, їх розміщуємо в межах плити, передбачивши отвори діаметром на 20-25 мм більшим від діаметра болта. Спирання колони здійснюється через фланець товщиною 50 мм, що забезпечує ступінь защемлення бази, не нижчий за варіант з траверсами. Надійна затяжка анкерних болтів усуває випадковий зсув колони по плиті (у стадії експлуатації зсуву перешкоджає тертя, обумовлене дією значних поздовжніх стискаючих зусиль), тому суцільний монтажний зварний шов по контуру торця колони і фланця не потрібен; у крайньому разі можна обмежитися короткими швами-прихватками.

2. Необхідна площа опорної плити визначається за виразом:

$$A_{nl} = N_p / R_{b,loc}, \quad (2.19)$$

де  $R_{b,loc}$ , розрахунковий опір бетону фундаменту змінанню:

$$R_{b,loc} = \zeta \cdot R_b, \quad (2.20)$$

$R_b$ , розрахунковий опір бетону осьовому стиску; для бетону класу В20  $R_b = 11,5$  МПа.

Приймаємо коефіцієнт  $\zeta = 1,2$ ; тоді  $R_{b,loc} \approx 1,38$  кН/см<sup>2</sup>.

Розрахункове зусилля в колоні  $N_p$  визначається з врахуванням комбінацій навантажень.

Ширину плити приймаємо 500 мм; розраховуємо необхідну довжину опорної плити.

Остаточню довжину опорної плити з відповідним округленням до стандартних розмірів.

Товщину фланця приймаємо 50 мм.

Товщину опорної плити визначаємо за виразом, що враховує згинальний момент у плиті від реакції фундаменту.

## 2.7 Поєднання балок з колонами

Сполучення балок з колонами приймаємо жорстким. У місцях примикання балок до колон збоку у стиковому з'єднанні передбачено технологічний зазор 10-20 мм, який полегшує суміщення геометрії елементів каркаса під час складання і допускає певні відхилення при виготовленні балок. Вертикальне реактивне зусилля сприймається опорним столиком або приварним вертикальним ребром, що з'єднує балку з колоною. Передача згинаючого моменту в опорному вузлі забезпечується монтажними горизонтальними накладками, які зварюються під час встановлення стику в проектне положення.

Накладки приварюються до колон стиковими швами, до полиць балок: фланговими.

Прикріплення балки до колони здійснюється на болтах, до полиці колони.

Основними внутрішніми зусиллями для розрахунку жорсткого прикріплення є поперечна сила  $Q$  та згинальний момент  $M$ .

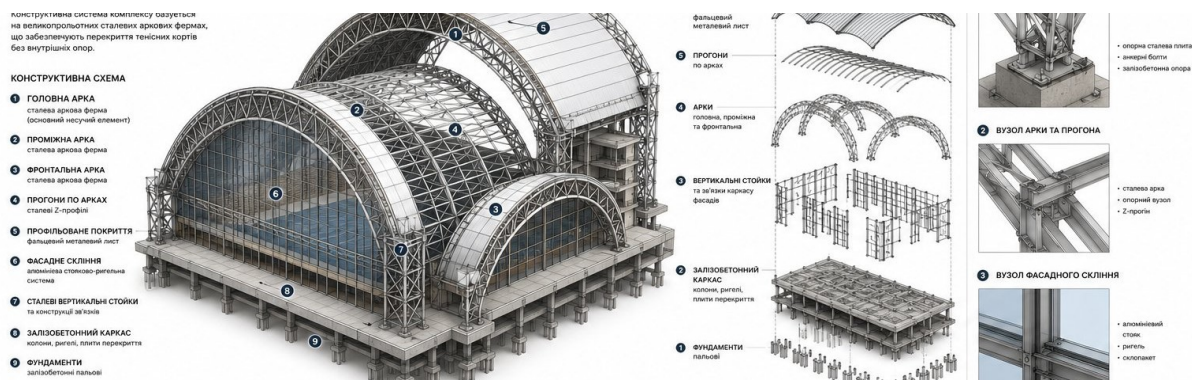


Рисунок 2.3. Структурна аксонометрія конструктивної схеми та вузли.

## Висновки до розділу 2

За результатами розрахунково-конструктивної частини обґрунтовано вибір металевої двошарнірної арки прольотом 71 м як основної несучої конструкції покриття тренувального тенісного центру. Виконано збір постійних та тимчасових навантажень з урахуванням вимог ДБН В.1.2-2:2006 [16], а також підбір перерізів стрижнів верхнього і нижнього поясів

арки та її розкосів. Проведено конструювання та перевірочні розрахунки проміжного вузла арки, монтажного стику, опорного шарніра, центрально-стиснутої колони та її бази. Прийняті перерізи задовольняють умови стійкості та міцності при дії розрахункових сполучень навантажень. Отримані результати підтверджують працездатність запроєктованого металевого каркаса з арковим покриттям. Статичний розрахунок арки виконано у ЛІРА-САПР із формуванням розрахункової схеми за 30 вузлами та отриманням зусиль у стрижнях для двох схем розподілу снігового навантаження. Підібрані перерізи стрижнів верхнього і нижнього поясів та розкосів задовольняють умови стійкості й міцності за нормами ДБН В.2.6-198:2014 [33]. Конструктивне рішення вузлових з'єднань і монтажних стиків прийнято на основі зварних та болтових з'єднань з урахуванням умов поетапного монтажу з проміжними опорами, що забезпечує геометричну незмінюваність несучої системи на всіх стадіях зведення арочного покриття.

## РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

### 3.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

Майданчик будівництва розташований на території міста Дніпро; опис інженерно-геологічних умов даної ділянки [6] наведено нижче.

За результатами буріння та опрацювання матеріалів інженерних вишукувань попередніх років з'ясовано, що у геологічній будові майданчика основу складають описані нижче ґрунтові шари.

Виділено п'ять інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

- ІГЕ-1, суглинок середній, світло-коричневий, лесоподібний, залягає під ґрунтово-рослинним шаром;
- ІГЕ-2, супісок важкий, лесоподібний, палево-жовтий потужністю 5 м, розкритий свердловинами на глибині 2,5 м;
- ІГЕ-3, суглинок середній, лесоподібний, коричневий потужністю 2,5-3,5 м, розкритий свердловинами на глибині 7,5 м;
- ІГЕ-4 представлений шаром тугопластичної бурої глини щільної структури завтовшки 7,5-8,5 м; ґрунт залягає на глибинах 10-11 м від поверхні;
- ІГЕ-5, піщано-глинисті відклади сірого кольору потужністю близько 6 м, розкриті свердловинами на глибині 18-19 м.

Детальне напластування ґрунтів наведено на інженерно-геологічному розрізі.

Перший від поверхні водоносний горизонт, приурочений до піщано-глинистих відкладів понтичного віку ( $N_{2pn}$ ), залягає на глибині 22,2-23,8 м (абсолютна позначка 8,2-8,4 м).

Ґрунти ІГЕ-1, ІГЕ-2 та ІГЕ-3 виявляють просадні властивості при замочуванні (сумарна величина просадки становить 15,1 см). Тип ґрунтових умов за просіданням, другий.

Глибина сезонного промерзання ґрунтів становить 0,9 м.

У процесі виконання будівельних робіт необхідно передбачити заходи, що унеможливають забруднення ґрунту та підземних вод, а також пошкодження зелених насаджень. Ґрунтово-рослинний шар підлягає рекультивації.

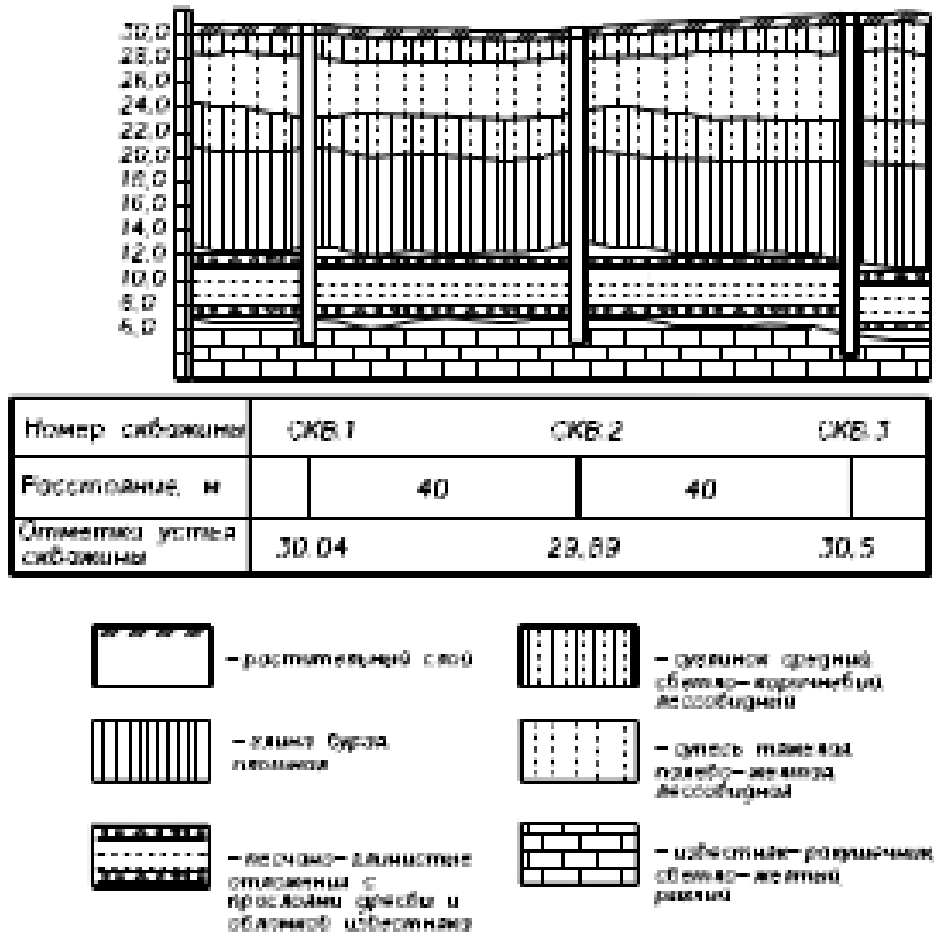


Рисунок 3.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика.

Відповідно до завдання на дипломний проект у будівлі передбачено три типи фундаментів:

- пальовий окремий фундамент під колону;
- пальовий стрічковий фундамент під несучу стіну;
- пальовий фундамент під монолітні залізобетонні пілони [31].

Виконуємо розрахунок пальового фундаменту під колону. Решту фундаментів приймаємо конструктивно за аналогією з розрахунком.

Показники фізичних властивостей ґрунтів визначимо розрахунком на основі базових даних інженерних вишукувань.

- Природний стан пилувато-глинистих ґрунтів оцінюється за показником плинності  $IL$ :

$$IL = (W - W_p) / (WL - W_p), \quad (3.1)$$

де  $W_p$ , вологість на межі розкочування;  $WL$ , вологість на межі плинності.

- Число пластичності  $I_p$  визначається як різниця  $W_p$  та  $WL$ :

$$I_p = WL - W_p. \quad (3.2)$$

Розрахунок властивостей ґрунтів зведено у табличній формі (табл. 3.1).

Таблиця 3.1. Розрахунок властивостей ґрунтів.

№ шару	Н, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			J_L	J_P
			W	W_L	W_P		
1	2,2	19,2	0,26	0,30	0,20	0,6	0,10
2	4,8	19,5	0,21	0,24	0,17	0,57	0,07
3	3,0	19,2	0,25	0,31	0,19	0,5	0,12
4	7,6	19,4	0,30	0,48	0,18	0,4	0,30

### 3.2 Вибір глибини закладання фундаменту

Під час вибору глибини закладання фундаменту необхідно враховувати такі чинники:

- інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика;
- кліматичні особливості району будівництва;
- конструктивні особливості проектованої та сусідніх споруд;
- прийнятий спосіб виконання робіт із розробки котлованів та зведення фундаментів.

Проектуємо пальовий фундамент. У якості несучого шару основи приймаємо ІГЕ-4, глину буру. Вістря палі заглиблюємо у глину на 2 м.

Відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 [24] для супіску визначимо нормативну глибину промерзання (з коефіцієнтом 1,2):

$$dfn = 0,80 \cdot 1,2 = 0,96 \text{ м.} \quad (3.3)$$

Розрахункова глибина промерзання:

$$df = Kh \cdot dfn, \quad (3.4)$$

де  $Kh$ , коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди на глибину промерзання ґрунту під фундаментом, приймаємо  $Kh = 0,5$ ;  $c$ , коефіцієнт умов промерзання ґрунту, що враховує мінливість клімату,  $c = 1,1$ .

$$df \approx 0,528 \text{ м.} \quad (3.5)$$

Ростверки, як правило, влаштовують нижче рівня підлоги підвалу. Оскільки проєктована споруда має підвал на відмітці  $-4,00$  м, глибина закладання ростверку також становить  $-4,00$  м; ростверк розташований у шарі ІГЕ-2 (супісок важкий, лесоподібний) із заглибленням у нього на  $2,0$  м.

Приймаємо суцільні залізобетонні палі.

На закладення палі в ростверк передбачаємо  $0,05$  м, тоді довжина палі (без вістря) становитиме:

$$ln = 9,0 \text{ м.} \quad (3.6)$$

Остаточню приймаємо залізобетонну палю квадратного перерізу із ненапруженою арматурою за ДСТУ Б В.2.6-2:2009 [66], марка С9-30, довжина завдовжки  $9$  м з поперечним перерізом  $30 \times 30$  см. Бетон класу М250, повна маса однієї палі  $2,05$  т. Поздовжнє армування виконано стрижнями  $4\emptyset 12$  класу А-І.

### 3.3 Визначення розрахункового опору палі

Розрахунковий опір палі ґрунту знаходимо як суму опорів, що формуються ґрунтами основи під нижнім кінцем палі та з її бічної поверхні:

$$Fd = \gamma_c \cdot (\gamma_c R \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot li) / \gamma_g, \quad (3.7)$$

де  $\gamma_c$ , коефіцієнт умов роботи палі,  $\gamma_c = 1,0$ ;

$\gamma_g$ , коефіцієнт надійності за ґрунтом;

$R$ , розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі,  $R = 2400$  кН/м<sup>2</sup>;

$A$ , площа поперечного перерізу палі, м<sup>2</sup>;

$u$ , зовнішній периметр поперечного перерізу палі,  $u = 1,2$  м;

$f_i$ , розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту з бічної поверхні палі;

$l_i$ , товщина  $i$ -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею, м;

$\gamma_{cR}$ ,  $\gamma_{cf}$ , коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем та по бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення на значення  $R$  і  $f$ .

### 3.4 Визначення навантажень, що діють на фундамент

Збір навантажень виконаємо на середню колону каркаса. Розрахунок представлено у табличному вигляді.

Таблиця 3.2. Розрахунок навантажень, які передаються на середню колону.

№	Навантаження	Нормативне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
	Постійні			
1	Вага плит перекриття з урахуванням перегородок	$3,6 \cdot 3$	1,1	11,88
2	Власна вага колони	0,368 кН/м	1,05	0,386 кН/м
3	Навантаження від підвісної стелі	1,8	1,1	1,98
	Тимчасові			
4	Корисне навантаження (вага людей)	$2 \cdot 3$	1,2	7,20
	Вантажна площа $6,0 \times 6,0 = 36,0$ м <sup>2</sup> . Зведення до вузла: $N = 21,06 \cdot 36,0 + 0,386 \cdot 9,9 = 762,0$ кН	18,6	-	21,06

Таблиця 3.3. Розрахунок навантажень, які передаються на крайню колону.

№	Навантаження	Нормативне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
	Постійні			
1	Вага покриття	0,962	1,05	1,01
2	Вага перекриття	3,6 · 2	1,1	7,92
3	Власна вага колони	0,368 кН/м	1,05	0,386 кН/м
4	Навантаження від підвісної стелі	1,8	1,1	1,98
	Тимчасові			
5	Вага людей	2,2	1,2	4,80
6	Снігове навантаження	0,5 · 0,8	1,4	0,56
	Вантажна площа 6,0 × 3,0 = 18,0 м <sup>2</sup> . N = 16,27 · 18,0 + 0,386 · 23,1 = 301,78 кН	14,362	-	16,27

Для паль занурюваних забивкою приймаємо  $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1,0$ .

У межах довжини палі розбиваємо ґрунт на шари товщиною 3 м.

При  $z = 3$  м:  $f_1 = 25$  кПа/м<sup>2</sup>;

при  $z = 6$  м:  $f_2 = 31$  кПа/м<sup>2</sup>;

при  $z = 9$  м:  $f_3 = 33,5$  кПа/м<sup>2</sup>.

Розрахунковий опір палі за ґрунтом визначаємо за наведеною раніше формулою.

Визначимо розрахункове навантаження, що допускається на одну палю:

$$N_{don} = Fd / \gamma_k, \quad (3.8)$$

де  $\gamma_k$ , коефіцієнт надійності.

Площу подошви ростверку при кроці паль  $a = 1,5$  м визначаємо за виразом:

$$A_p = N / (N_{доп} / a^2 - \gamma_0 \cdot d_p \cdot \gamma_f), \quad (3.9)$$

де  $N$ , розрахункове навантаження за обрізом фундаменту;

$\gamma_f = 1,1$ , коефіцієнт надійності;

$d_p$ , глибина закладання ростверку;

$\gamma_0$ , усереднена питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту,  $\gamma_0 = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Орієнтовне навантаження від ростверку визначаємо за відповідним виразом.

Кількість паль у куці визначаємо за формулою:

$$n_c = (N + G_p) / N_{доп}, \quad (3.10)$$

Приймаємо  $n_c = 4$  шт. і конструємо ростверк.

Помножена розрахункова вага ростверку (при  $\gamma_b = 22$  кН/м<sup>3</sup>) і ґрунту на його обрізах (при  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>) обчислюється за відповідним виразом.

Розрахункове навантаження на палю  $N_1 = 857,3$  кН.

При цьому повинна виконуватися умова  $N_1 \leq N_{доп}$ .

Оскільки розрахункове навантаження на палю лише на 22 % менше за допустиме навантаження на палю, вважаємо пальовий фундамент запроєктованим без надлишкового запасу.

### 3.5 Розрахунок пального ростверку

Монолітні залізобетонні ростверки окремих пального фундаментів розраховують за першою групою граничних станів (за міцністю та несучою здатністю). При цьому виконують декілька перевірок.

- Перевіримо ростверк, запроєктований із бетону класу В15 ( $R_b = 750$  кПа), на продавлювання колоною. Перевірка ґрунтується на можливості утворення пірамід продавлювання, причому розглядаються піраміди, бічні грані яких проходять від від зовнішніх граней підшви колони до внутрішніх контурів розташованих паль.

Для випадку центрального прикладання навантаження умова перевірки записується у вигляді:

$$F_n \leq R_{bt} \cdot h_1 \cdot (\alpha_1 \cdot (b + c_2) + \alpha_2 \cdot (b + c_1)), \quad (3.11)$$

де  $F_n$ , розрахункова сила продавлювання, рівна сумі реакцій усіх паль за межами нижньої основи піраміди;

$a_k, b_k$ , розміри поперечного перерізу при основі колони;

$c_1, c_2$ , відстані від площини грані колони до площини, що проходить через найближчу до неї грань палі;

$h_1$ , робочий розмір по висоті перерізу ростверку;

$R_{bt}$ , розрахунковий опір бетону розтягуванню;

$\alpha_1, \alpha_2$ , безрозмірні коефіцієнти.

Необхідні для розрахунку величини:  $h_1 = 0,570$  м;  $c_1 = 0,620$  м;  $c_2 = 0,350$  м.

Оскільки  $k_1$  більше 1,0, приймаємо  $\alpha_1 = 2,13$ .

За формулою  $\alpha_2$  обчислюється відповідне значення; перевірка показує, що продавлювання ростверку колоною не відбудеться.

Далі виконується перевірка ростверку від продавлювання кутовою палею у найбільш несприятливій точці.

При цьому повинна виконуватися умова:

$$F_{\phi i} \leq R_{bt} \cdot h_{01} \cdot (\beta_1 \cdot (b_{02} + 0,5 \cdot c_{02}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + 0,5 \cdot c_{01})), \quad (3.12)$$

де  $F_{\phi i}$ , розрахункове навантаження на кутову максимально завантажену палею з урахуванням діючих моментів;

$b_{01}, b_{02}$ , відстані від внутрішніх граней паль до найближчих граней підколонника (склянки ростверку) або до найближчих граней ступенів при ступінчастому ростверку;

$h_{01}$ , висота нижнього ступеня ростверку від верху паль;

$\beta_1, \beta_2$ , безрозмірні коефіцієнти.

Приймаємо  $h_{01} = 0,470$  м;  $b_{01} = 0,350$  м;  $c_{01} = 0,950$  м;  $b_{02} = 0,250$  м;  
 $c_{02} = 0,050$  м.

Безрозмірний коефіцієнт  $\beta$  визначаємо за таблицею: при  $\lambda_1 > 1$ ,  $\beta_1 = 0,64$ ;  $\lambda_2 < 0,3$ ,  $\beta_2 = 1,5$ .

Нерівність задовольняється, продавлювання ростверку крайньої палею не відбудеться.

- Розрахунок міцності похилих перерізів плити ростверку за поперечною силою виконуємо за виразом:

$$Q \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (3.13)$$

де  $Q$ , сума реакцій усіх паль, що знаходяться за межами похилого перерізу з боку найбільш завантаженої частини ростверку;  $b$ , ширина підшви ростверку;  $h_0$ , фактичний робочий розмір по висоті нижнього ступеня ростверку;  $m$ , коефіцієнт без розмірності, що визначається у функції відношення  $c/h_{01}$ ; для значення  $0,1/0,47 = 0,21$  отримуємо  $m = 2,45$ .

Нерівність задовольняється.

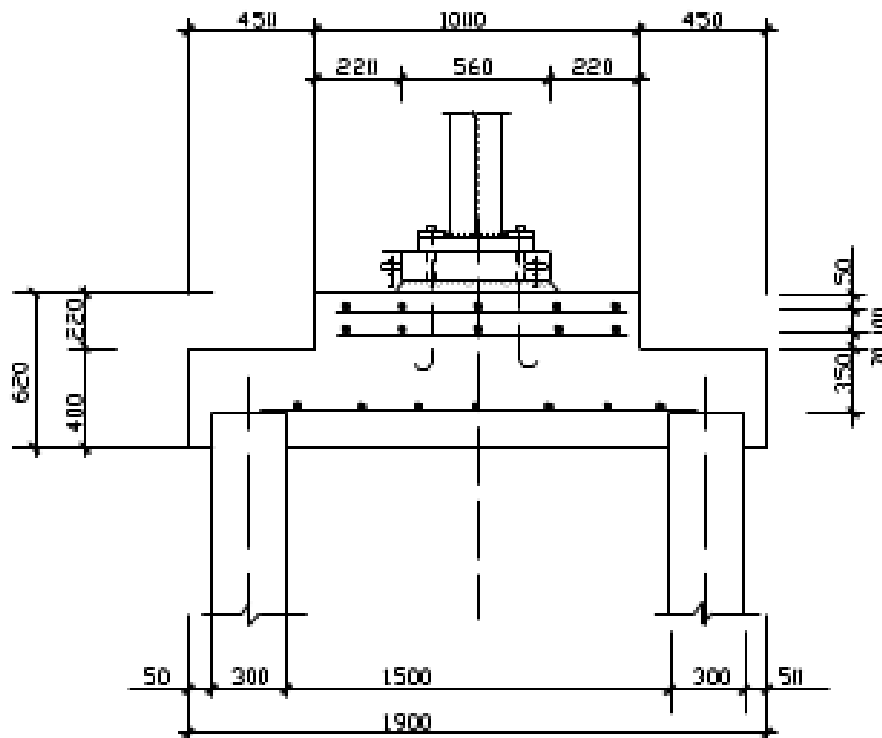


Рисунок 3.2. Схема армування ростверку.

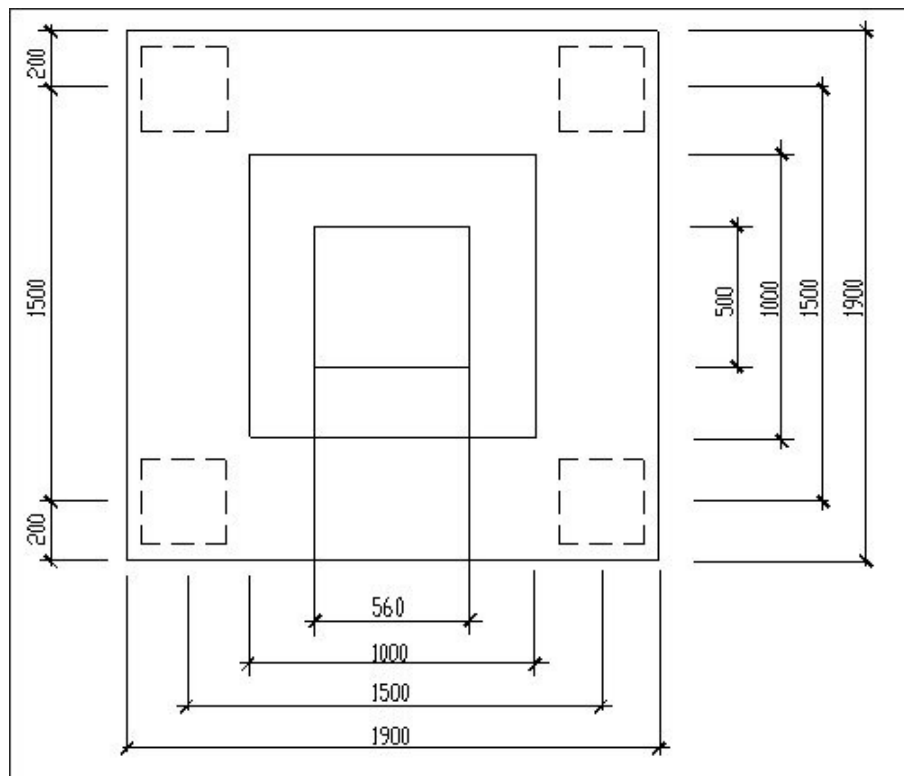


Рисунок 3.3. Схема ростверку.

- Розрахунок ростверку на згин.

Визначимо необхідне армування ростверку у напрямку дії моменту в перерізі 1-1, проведеному по межі верхньої частини ростверку, та у перерізі 2-2, що проходить по межі плити колони.

До місцевих навантажень у цьому разі відносимо лише власну вагу ростверку та ґрунту на його обрізах ( $\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$ ). Моменти від місцевих навантажень знаходимо множенням розрахункового значення їхньої рівнодійної на плече, що дорівнює відстані від точки прикладання до перерізу.

Розрахунковий згинальний момент у перерізах обчислюємо за виразом:

$$M = \Sigma P_i \cdot x_i, \quad (3.14)$$

де  $x_i$ , відстань від осі палі до аналізованого перерізу.

За отриманими значеннями моментів обчислюємо необхідні площі перерізу арматури класу А-II ( $R_s = 270 \cdot 10^3 \text{ кПа}$ ):

$$A_s = M / (0,9 \cdot h_0 \cdot R_s). \quad (3.15)$$

Підбираємо арматуру для ростверку. По ширині ростверку приймаємо 9 стрижнів діаметром 9 мм довжиною 1,84 м,  $A = 5,72 \text{ см}^2$ ; крок крайніх стрижнів, 200 мм, середніх, 250 мм. При цьому враховуємо, що при заведенні паль у плиту ростверку більш ніж на 50 мм стрижні сіток, які потрапляють на палі, вирізаються.

Поздовжнє армування верхньої частини ростверку приймаємо у складі 8 стрижнів діаметром 25 мм ( $A = 39,27 \text{ см}^2$ ) та двох стрижнів діаметром 18 мм ( $A = 5,09 \text{ см}^2$ ); укладаємо дві сітки по 5 стрижнів; крок крайніх стрижнів, 215 мм, середніх, 235 мм.

Поперечну арматуру сіток приймаємо на основі аналогічних розрахунків для перерізів III-III та IV-IV.

За обчисленими значеннями моментів знаходимо площі перерізу поперечної арматури класу А-II.

Підбираємо поперечну арматуру: у нижній частині ростверку поперечна арматура така ж сама, як поздовжня, 9 стрижнів діаметром 9 мм довжиною 1,84 м,  $A = 5,72 \text{ см}^2$ ; крок крайніх стрижнів, 200 мм, середніх, 250 мм. Поперечне армування верхньої частини ростверку приймаємо у складі 10 стрижнів діаметром 20 мм ( $A = 31,42 \text{ см}^2$ ); укладаємо дві сітки по 5 стрижнів, крок крайніх, 215 мм, середніх, 235 мм.

### **3.6 Розрахунок осідання пальнової основи методом пошарового підсумовування**

Зайвий (надфоновий) тиск по підшві умовного фундаменту, що враховується для оцінки осідання, обчислюємо за наступним співвідношенням:

$$p_0 = p_{II} - \gamma_{II} d \cdot d, \quad (3.16)$$

де  $p_{II}$ , тиск по підшві фундаменту при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\gamma_{II d}$ , питома вага ґрунту в межах глибини закладання фундаменту.

Товщина шарів:  $h_i = 0,4 \cdot 1,9 = 0,76 \text{ м} \approx 0,8 \text{ м}$ .

Співвідношення сторін подошви:  $K_p = l_y / b_y = 2,65 / 1,9 \approx 1,4$ .

Розрахунок осідання виконуємо за виразом:

$$S = \Sigma (\beta \cdot \sigma_{zp_i} \cdot h_i / E_i), \quad (3.17)$$

де  $z$ , координата точки, у якій визначається напруження;

$K_i$ , коефіцієнт, що залежить від співвідношення  $g_i/z$ ;

$g_i$ , відстань від розглядуваної точки до вертикальної осі прикладання сили  $F$ .

Таблиця 3.4. Осідання пального фундаменту.

Ґрунт	№ точки	$z$ , м	$\sigma_{zg}$ , кПа	$m = 2z/b_y$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zp_i}$ , кПа
Супісок $E = 7000$ кН/м <sup>2</sup>	1	0,0	81,63	0,0	1,000	670,7	660,1
	2	0,8	97,23	0,4	0,972	651,2	
	3	1,6	112,80	0,8	0,848	568,8	513,1
	4	2,4	128,43	1,2	0,682	457,4	
Суглинок $E = 11000$ кН/м <sup>2</sup>	5	3,2	143,90	1,6	0,532	356,8	317,3
	6	4,0	159,30	2,0	0,414	277,7	
	7	4,8	174,60	2,4	0,325	218,0	196,2
	8	5,6	190,00	2,8	0,260	174,4	
Глина $E = 12000$ кН/м <sup>2</sup>	9	6,4	205,50	3,2	0,210	140,8	128,4
	10	7,2	221,00	3,6	0,173	116,0	
	11	8,0	236,50	4,0	0,145	97,25	89,5
	12	8,8	252,00	4,4	0,122	81,80	
	13	9,6	267,50	4,8	0,105	70,40	65,7
	14	10,4	283,10	5,2	0,091	61,00	
	15	11,2	298,60	5,6	0,079	53,00	50,0
	16	12,0	314,10	6,0	0,070	46,90	

На глибині  $z = 11,2$  м величина  $0,2 \cdot \sigma_{zg}$  становить:

$$0,2 \cdot 298,6 = 59,72 \text{ кПа}.$$

Сумарне осідання склало  $S \approx 7,8$  см.

Отже, отримане осідання фундаменту менше за гранично допустиме:  
 $S_{gr} = 12$  см  $>$   $S = 7,8$  см. Умова другої групи граничних станів виконується.

### **Висновки до розділу 3**

На основі виконаного у розділі розрахунку обґрунтовано тип і параметри пального фундаменту для проектованої будівлі тренувального центру у м. Дніпро. З урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, наявності просадних ґрунтів верхніх інженерно-геологічних елементів та глибини сезонного промерзання у несучий шар прийнято глину буру шару ІГЕ-4 із заглибленням вістря палі на 2,0 м. Обрано забивні залізобетонні палі квадратного перерізу  $30 \times 30$  см довжиною 9 м за ДСТУ Б В.2.6-2:2009 [66]. Виконано перевірочні розрахунки ростверку на продавлювання колоною та крайньою палею, обчислено площі поздовжньої та поперечної арматури плити ростверку. Визначено очікуване осідання пального фундаменту методом пошарового підсумовування напружень: отримана величина 7,8 см істотно менша за гранично допустиме значення 12 см, що підтверджує задоволення вимог другої групи граничних станів.

## РОЗДІЛ 4. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНА ЧАСТИНА

### 4.1 Загальні положення

Організація будівництва становить взаємопов'язану систему підготовки до будівництва, встановлення та забезпечення загального порядку, черговості й термінів виконання робіт, постачання необхідних ресурсів (матеріалів, конструкцій, машин, обладнання, кадрів) та забезпечення ефективного використання капіталовкладень при високій якості зведення об'єкта.

Основним завданням організації будівельного виробництва є забезпечення введення об'єкта в експлуатацію в оптимальні терміни за умов високої якості, мінімальних трудових, матеріальних і фінансових витрат. Для досягнення цього завдання застосовують комплексні моделі організації робіт, що враховують технологічну послідовність, ритмічність виробничих процесів та раціональне використання будівельних машин і механізмів.

Проект виконання робіт (ППР) розробляється на основі робочих креслень з метою визначення найбільш ефективних методів виконання будівельно-монтажних робіт, що сприяють зниженню собівартості та трудомісткості, скороченню тривалості будівництва, забезпеченню вимог техніки безпеки й охорони праці. ППР розробляється генеральним підрядником або спеціалізованою організацією за договором і затверджується керівником будівельної організації [9].

Затверджений ППР має бути переданий на будівельний майданчик не пізніше ніж за два місяці до початку виконання робіт. Послідовність будівництва будівель і споруд визначається вимогами технології виробництва та забезпеченням безперервності робочих процесів. Взаємозв'язок і послідовність виконання будівельно-монтажних робіт зручно відображати за допомогою мережевих моделей, які дають змогу

візуалізувати критичний шлях, оцінити резерви часу окремих робіт та оптимізувати тривалість будівництва [42].

Можливість застосування мережевих моделей із використанням сучасних програмних засобів (зокрема MS Project, Microsoft Office Project) та очевидні переваги мережевих графіків перед стрічковими графіками Ганта забезпечили їх широке поширення у практиці організації будівництва великих та складних об'єктів.

## **4.2 Призначення технологічної карти**

У межах організаційно-технологічного розділу розроблено технологічну карту на монтаж конструкцій надземної частини будівлі з несучими металевими конструкціями навчально-тренувальної бази великого тенісу у м. Дніпро.

Технологічна карта є нормативним документом, у якому встановлено склад і послідовність виконання робіт, методи та засоби механізації, вимоги до якості, потребу в матеріальних, трудових і технічних ресурсах. Карта розробляється відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» [9] та ДСТУ Б А.3.1-22:2013 і слугує основою для організації праці бригад, контролю якості робіт та забезпечення безпечних умов виконання монтажних процесів. Загальну технологічну послідовність монтажу основних конструкцій комплексу наведено на рис. 4.4.

## **4.3 Характеристика будівлі**

Згідно із завданням на кваліфікаційну роботу необхідно розробити проєкт технології монтажу конструкцій критого навчально-тренувального центру з великого тенісу, що складається з адміністративно-побутового блоку, тренувальних і змагальних залів та інженерно-технічних приміщень.

Основні характеристики будівлі:

- розміри будівлі у плані: 42,0 × 81,52 м;
- поверховість: 4 наземні поверхи плюс цокольний поверх;
- висота поверху: 3,3 м;
- загальна висота будівлі: 26,2 м;
- максимальна висота арочного покриття у коньковій точці: 36,23 м;
- крок колон: змінний, від 1,5 до 24 м, що зумовлено наявністю просторих спортивних залів зі значними прольотами;
- несучі конструкції покриття: чотири металеві двохарнірні арки прольотом 48 і 71 м, виконані з прокатних швелерів за полегшеною ґратчастою схемою;
- матеріали: сталь ВСтЗпс6-2 для несучих конструкцій, монолітний і збірний залізобетон для каркаса нижніх поверхів, цегляне та блокове заповнення.

#### 4.4 Вибір монтажних пристосувань

На основі даних про габаритні розміри та масу конструктивних елементів будівлі, наведених в альбомі типових деталей [42], вибрано захватні пристосування для монтажу та тимчасового закріплення збірних елементів.

Монтажні пристосування вибрано за критеріями найменшої маси, простоти конструкції, надійності та зручності в експлуатації, універсальності. Перевагу віддано пристосуванням, які забезпечують дистанційне розстроповування, що зменшує небезпеку перебування монтажників у зоні підняття вантажу. Перелік монтажних пристосувань зведено в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1. Монтажні пристосування.

№ п/п	Найменування	Маса, кг	Вантажопід., т	Розрахункова висота, м	Необхідна кількість
1	Траверса уніфікована ЦНДПСК	81	4,0	1,0	2

№ п/п	Найменування	Маса, кг	Вантажопідй., т	Розрахункова висота, м	Необхідна кількість
2	Траверса ПК «Главсталькон.»	386	6,0	2,8	2
3	Строп двогілковий 2СК-3,2	12	3,2	2,0	4
4	Строп чотиригілковий 4СК-5,0	24	5,0	2,5	2
5	Підкіс монтажний УПМ-3000	38	3,0	3,0	8
6	Драбина приставна типу МД	18	-	7,0	4

#### 4.5 Визначення необхідних параметрів монтажних кранів

До основних монтажних параметрів крана належать:

- монтажна маса  $Q_m$ , т;
- висота підйому гака  $H_{тр.кр}$ , м;
- виліт гака  $l_k$ , м.

Монтажна маса визначається як сума маси конструктивного елемента, що монтується, та маси монтажних пристосувань і оснастки, встановлених на елементі до моменту його підняття:

$$Q_m = Q + q, \quad (4.1)$$

де  $Q$ , маса конструктивного елемента, т;

$q$ , сумарна маса монтажних пристосувань, т.

Необхідну висоту підйому гака над рівнем стоянки крана визначаємо за формулою:

$$H_{тр.кр} = h_o + h_z + h_e + h_c, \quad (4.2)$$

де  $h_o$ , висота від рівня стоянки крана до опори, м;

$h_z$ , висота підйому елемента над опорою,  $h_z = 1$  м;

$h_e$ , висота (товщина) елемента, що монтується, м;

$h_c$ , висота захватного пристосування над елементом, м.

Виконаємо розрахунок монтажної маси для основних елементів:

- колона металева  $l = 13,2$  м:  $Q_m = 0,486 + 0,081 = 0,567$  т;
- ригель металевий з двотавра:  $Q_m = 0,618 + 0,386 = 1,004$  т;
- прогон коробчастого перерізу:  $Q_m = 1,339 + 0,320 = 1,659$  т;
- балка робочої площадки:  $Q_m = 1,483 + 0,320 = 1,803$  т;
- монтажний елемент арки:  $Q_m = 0,350 + 1,750 = 2,100$  т.

Необхідна висота підйому гака для зазначених конструкцій:

- колона:  $H_{тр} = 9,9 + 1,0 + 13,2 + 1,0 = 25,1$  м;
- ригель:  $H_{тр} = 3,3 + 1,0 + 0,03 + 2,8 = 7,13$  м;
- прогон:  $H_{тр} = 26,2 + 1,0 + 0,03 + 1,3 = 28,5$  м;
- балка робочої площадки:  $H_{тр} = 23,4 + 1,0 + 0,03 + 1,3 = 25,7$  м;
- монтажний елемент арки:  $H_{тр} = 23,4 + 1,0 + 3,5 + 3,6 = 31,5$  м.

Під час розрахунку стрілових кранів додатково визначаємо мінімально необхідну відстань від рівня стоянки крана до верха стріли за формулою:

$$H_{в.с} = H_{тр.кр} + h_n, \quad (4.3)$$

де  $h_n$  , висота поліспасти у стягнутому стані,  $h_n = 2,1$  м.

Розраховані значення для основних елементів:

- колона:  $H_{в.с} = 25,1 + 2,1 = 27,2$  м;
- ригель:  $H_{в.с} = 7,13 + 2,1 = 9,23$  м;
- прогон:  $H_{в.с} = 28,53 + 2,1 = 30,63$  м;
- балка робочої площадки:  $H_{в.с} = 25,73 + 2,1 = 27,83$  м;
- монтажний елемент арки:  $H_{в.с} = 31,5 + 2,1 = 33,6$  м.

Необхідний виліт гака стрілового крана для розглянутих конструктивних елементів обчислюємо за формулою:

$$l_{с.кр} = (b + 0,5 \cdot B + C) + \Delta, \quad (4.4)$$

де  $b$  , найбільша горизонтальна відстань від осі поворотної частини крана до місця встановлення елемента, м;  $B$  , ширина будівлі (або довжина елемента у напрямку вильоту стріли), м;  $C$  , відстань від найбільш виступної частини крана до опори,  $C = 4,516$  м;  $\Delta$  , мінімально допустима

відстань від основи вибуття котловану до найближчої опори машини,  $\Delta = 3,0$  м.

Під час визначення розмірів вильоту стріли баштових кранів, крім ширини будівлі, враховують мінімально необхідну відстань  $b_1$  від зовнішньої поверхні будівлі до осі обертання баштового крана:

$$l_{б.кр} = b_1 + l_1, \quad (4.5)$$

де  $l_1$  , відстань від центра тяжіння найбільш віддаленого від крана елемента до виступаючої стіни з боку крана, м.

Для монтажу даної споруди приймаємо схему розміщення кранів по обидва боки будівлі та розглядаємо два варіанти комплектації:

- варіант 1: два самохідні гусеничні крани СКГ-50 по обидва боки будівлі;
- варіант 2: два баштові крани БК-406 по обидва боки будівлі.

Підбір монтажних кранів за необхідними параметрами зведено у таблицю 4.2. Визначення зон впливу крана та підйомника описано в розділі 5 «Охорона праці в будівництві».

Таблиця 4.2. Монтажні параметри конструкцій і технічні характеристики кранів.

Елемент	Мм, т	Нп, м	Лб, м	Лс, м	Варіант 1 (Тип / Q,т / І,м / Н,м)	Варіант 2 (Тип / Q,т / І,м / Н,м)
Колона металева	0,567	25,1	10,35	28,52	СКГ-50 / 50 / 31,0 / 38,3	БК-406С / 5,0 / 40 / 41
Ригель	1,004	7,13	31,55	28,52	СКГ-50 / 50 / 31,0 / 38,3	БК-406С / 5,0 / 40 / 41
Прогон	1,659	28,5	21,05	28,52	СКГ-50 / 50 / 31,0 / 38,3	БК-406С / 5,0 / 40 / 41

Елемент	Мм, т	Нп, м	Лб, м	Лс, м	Варіант 1 (Тип / Q,т / І,м / Н,м)	Варіант 2 (Тип / Q,т / І,м / Н,м)
Балка робочої площадки	1,803	25,7	17,75	28,52	СКГ-50 / 50 / 31,0 / 38,3	БК-406С / 5,0 / 40 / 41
Монтажни й елемент арки	2,100	31,5	31,15	28,52	СКГ-50 / 50 / 31,0 / 38,3	БК-406С / 5,0 / 40 / 41

Позначення: Мм , монтажна маса; Нп , висота підйому; Лб , виліт гака баштового крана; Лс , виліт гака стрілового крана.

#### 4.6 Вибір методів монтажу

Для монтажу колон, ригелів та інших несучих конструкцій каркаса застосовуємо самохідний гусеничний кран СКГ-50; для монтажу несучих конструкцій покриття (арок, прогонів, в'язей) використовуємо той самий кран СКГ-50 з посиленням оснащенням.

Технологічна послідовність зведення надземної частини будівлі:

- встановлення колон першого ярусу на фундаменти;
- розкріплення колон інвентарними монтажними підкосами;
- монтаж ригелів і зв'язей жорсткості першого ярусу;
- улаштування монтажних перекриттів та сходових кліток;
- послідовний монтаж колон наступних ярусів;
- монтаж несучих конструкцій покриття, в'язей, прогонів, балок;
- укладання кладки зовнішніх та внутрішніх стін цокольного й нижніх поверхів.

Будівля розбивається на яруси за висотою; роботи виконуються поярусно з виконанням усього комплексу монтажних, оздоблювальних та супутніх процесів на кожному ярусі перед переходом до наступного. Це забезпечує безперервність робіт суміжних бригад та раціональне завантаження машин і механізмів.

Бетонування монолітних ділянок виконується з використанням бетононасоса СБУ-126. Укладена бетонна суміш ущільнюється поверхневими та глибинними вібраторами. Плити перекриттів і монолітні ділянки після укладання захищаються вологозберігальним покриттям для забезпечення нормальних умов твердіння.

Монтаж арокних конструкцій покриття ведеться із застосуванням проміжних опор; після монтажу та геометричної вивірки арок виконується їх розкружалювання. Стійкість арок у площині й з площини забезпечується послідовною постановкою постійних розрахункових в'язей, прогонів та робочого настилу покрівлі.

#### **4.7 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати**

Калькуляція трудових витрат і заробітної плати слугує основою для технологічних розрахунків та визначення техніко-економічних показників технологічної карти. На основі калькуляції складається таблиця технологічної послідовності робіт, графік потреби в трудових ресурсах і графік руху робочих за об'єктом.

Під час складання калькуляції враховано витрати праці робітників, час роботи будівельних машин та заробітну плату не лише з основного технологічного процесу (монтаж і бетонування), а й з допоміжних операцій: розвантаження конструкцій, переміщення в межах майданчика, влаштування риштувань, прибирання, кінцеві оздоблювальні роботи.

Найменування робіт у калькуляції розміщені у послідовності їх виконання при зведенні будівлі і охоплюють 24 види будівельно-монтажних робіт із посиланнями на відповідні параграфи ЄНіР. Узагальнені результати калькуляції наведено в табл. 4.3; повна форма калькуляції з обсягами робіт по 5 ярусах, нормами часу, розцінками і заробітною платою наведена у Додатку А.

Таблиця 4.3. Дані технологічних розрахунків для складання графіків (узагальнено).

№	Найменування робіт	Од.	Парагр. ЄНіР	Норма часу люд-год/маш-год	Заг. обсяг	Заг. трудоміст. люд-год
1	Установлення мет. колон на фундаменти	т	Е5-1-9	3,5 / 0,7	46,8	163,8 / 32,8
2	Установлення колон на нижчележачі	т	Е5-1-9	5,25 / 1,05	72,4	380,1 / 76,1
3	Анкерування колони з ростверком	100 болт	Е5-1-19	11,5 / -	2,14	24,61
4	Зварювання стиків колон	10 м шва	Е22-1-3	3,6 / -	13,28	47,9
5	Монтаж ригелів	т	Е5-1-9	2,1 / 0,42	298,7	627,2 / 125,5
6	Зварювання стиків ригелів і колон	10 м шва	Е22-1-3	3,6 / -	27,64	99,5
7	Улаштування опалубки перекриттів	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Г	0,22 / 0,03	10806,2	2377,4 / 324,2
8	Монтаж арматурних сіток і каркасів (перекриття)	т	Е4-1-46	13,0 / 0,09	381,7	4961,8 / 34,3
9	Подача й укладання бет. суміші (перекриття)	м <sup>3</sup>	Е4-1-49	0,81 / 0,12	3241,4	2626 / 389
10	Розбирання опалубки	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Г	0,09 / 0,01	10806,2	972,5 / 108,1
11	Установлення опалубки для сход. кліток	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Ж	0,91 / 0,12	688,5	626,6 / 82,6
12	Монтаж арматурних сіток і каркасів (сходи)	т	Е4-1-46	27,5 / 0,19	20,11	553,1 / 3,8
13	Подача й укладання бет. суміші (сходи)	м <sup>3</sup>	Е4-1-49	2,1...4,5	127,3	274,7 / -

Продовження таблиці 4.3

№	Найменування робіт	Од.	Парагр. ЄНіР	Норма часу люд-год/маш-год	Заг. обсяг	Заг. трудоміст. люд-год
14	Розбирання опалубки сход. кліток	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Ж	0,24 / 0,03	688,5	165,1 / 20,6
15	Монтаж відправних марок арок	т	Е5-1-6	2,9 / 0,58	22	63,8 / 12,8
16	Монтаж прогонів арки і в'язей	т	Е5-1-8	0,35 / 0,12	16,32	15,7 / 3,7
17	Монтаж балок робочих площадок	т	Е5-1-8	0,3 / 0,1	25,8	7,7 / 2,58
18	Стик відправних марок арок на болтах	100 болт	Е5-1-19	11,5 / -	0,32	3,68
19	Зварювання відправних марок арок	10 м шва	Е22-1-3	3,6 / -	1,51	5,4
20	Зварювання стиків прогонів, в'язей, балок	10 м шва	Е22-1-3	3,6 / -	6,4	23,0
21	Підйом краном профнастилу на покрівлю	100 м <sup>2</sup>	Е5-1-?	0,1 / 0,03	29,82	3,0 / 0,9
22	Розкладка і укладання листів вручну	100 м <sup>2</sup>	-	2,6 / -	29,82	77,5
23	Кладка зовнішніх стін (t = 640 і 400 мм)	м <sup>3</sup>	Е3-3,А	2,9 / 3,2	604,1	1825,6 / 314,1
24	Кладка внутрішніх стін і перегородок	м <sup>3</sup>	Е3-3,А	3,7 / 3,7	1503,4	4064,5 / 571,2

## **4.8 Вибір варіантів монтажних кранів за техніко-економічними показниками**

### **4.8.1 Тривалість роботи кранів**

Тривалість роботи кранів визначаємо на основі сумарної кількості машино-змін, потрібних для монтажу всіх конструкцій надземної частини, з урахуванням часу підготовки крана до роботи (монтаж/демонтаж стріли, перебазування). Для обох варіантів виконано розрахунок за нормами часу ЄНіР §5-1-9, 5-1-8 та відповідними коефіцієнтами умов виконання.

Варіант 1 (два самохідні гусеничні крани СКГ-50). Тривалість роботи кожного з кранів при монтажі будівельних конструкцій надземної частини становить  $T_1 = 123$  зм. З урахуванням часу підготовки крана до роботи ( $T_{м.д} = 10$  зм) сумарна тривалість:

$$\Sigma T_1 = T_1 + T_{м.д} = 123 + 10 = 133 \text{ зміни.} \quad (4.6)$$

Варіант 2 (два баштові крани БК-406С). Аналогічно отримуємо:

$$\Sigma T_2 = T_2 + T_{м.д} = 116 + 17 = 133 \text{ зміни.} \quad (4.7)$$

### **4.8.2 Трудомісткість монтажу однієї тонни конструкції**

Трудомісткість визначається як відношення сумарних трудових витрат на монтаж усіх конструкцій до маси конструкцій, що монтуються:

$$H_m = \Sigma ti / \Sigma mi. \quad (4.8)$$

Для варіанта 1 і варіанта 2 за результатами розрахунку:

$$H_{m_1} = 1,32 \text{ люд.-год} / \text{т}; \quad (4.9)$$

$$H_{m_2} = 1,38 \text{ люд.-год} / \text{т}. \quad (4.10)$$

#### 4.8.3 Приведені витрати на монтаж однієї тонни конструкції

Приведені витрати визначаються як сума вартості машино-годин і заробітної плати робітників, віднесених до одиниці маси змонтованої конструкції. Кошторисні ціни машино-годин кранів приймаються за поточними довідниками (СН-528, СН-447). За результатами розрахунку:

$$Spr_1 \approx 1,00 \text{ (відносна одиниця);} \quad (4.11)$$

$$Spr_2 \approx 1,15 \text{ (на 15 \% вище, ніж за варіантом 1).} \quad (4.12)$$

Конкретні чисельні значення в гривнях не наводяться, оскільки потребують прив'язки до поточних цін на машино-години та тарифних ставок робітників на дату початку будівництва. Техніко-економічні показники обох варіантів у відносних одиницях зведено у таблицю 4.4.

Таблиця 4.4. Техніко-економічні показники варіантів монтажу.

Показник	Одиниця	Варіант 1 (СКГ-50)	Варіант 2 (БК-406С)	Відн. знач. вар. 1	Відн. знач. вар. 2
Тривалість монтажу	маш.-зм	123	133	100	108
Трудомісткість 1 т	люд.-год/т	1,32	1,38	100	105
Приведені витрати на 1 т	відн. од.	1,00	1,15	100	115

Як видно з таблиці 4.4, варіант 1 (два самохідні гусеничні крани СКГ-50) є оптимальним за всіма основними техніко-економічними показниками: він забезпечує меншу тривалість монтажу, меншу трудомісткість зведення 1 т конструкцій та менші приведені витрати. Саме цей варіант приймаємо для подальших розрахунків і складання календарного плану зведення надземної частини будівлі.

#### 4.9 Контроль якості робіт

Згідно з нормативними документами [9, 10] під час виконання залізобетонних та монтажних робіт необхідно здійснювати поопераційний контроль таких процесів:

Опалубка, яка надходить на будівельний майданчик, підлягає візуальному огляду та інструментальній перевірці геометричних розмірів, відхилень від проєктних значень, стану робочих поверхонь і кріпильних елементів. У процесі експлуатації проводиться періодичний контроль ділянок опалубки після кожного циклу її використання. Розбирання опалубки виконується лише з дозволу майстра або виконроба, після досягнення бетоном розпалубної міцності (зазвичай не менше 70 % від проєктної).

Арматурні сітки опускають над місцем їх укладання не нижче ніж на 0,80 м від проєктного положення, і лише після цього арматурники направляють їх у проєктне положення. Арматурні каркаси ядра жорсткості та колон опускають над місцем встановлення не нижче ніж на 0,30 м; із такого положення арматурники направляють каркаси у проєктне положення, фіксують і перевіряють вертикальність.

Контроль якості бетону полягає у перевірці його фізико-механічних показників (міцності на стиск, морозостійкості, водонепроникності) на відповідність вимогам проєкту і здійснюється на стадії приготування суміші (вхідний контроль), транспортування (операційний контроль рухливості та температури) і укладання (приймальний контроль). За результатами лабораторних випробувань зразків-кубиків у віці 7 і 28 діб уточнюється фактична міцність бетону кожного робочого шва.

Геодезичний контроль виконується на всіх етапах монтажу: контроль вертикальності колон і пілонів виконується теодолітом, контроль оцінкових позначок і прямолінійності балок та ригелів, нівеліром. Відхилення фактичних значень від проєктних не повинно перевищувати

допусків, встановлених ДБН В.2.6-198:2014 [33] для сталевих конструкцій і ДБН В.2.6-98:2009 [31] для залізобетонних елементів.

Документи якості (паспорти на конструкції, сертифікати на матеріали, акти на приховані роботи, журнали бетонних і монтажних робіт) ведуться безперервно протягом усього будівництва і зберігаються у виконавчій документації об'єкта.

#### **4.10 Заходи з техніки безпеки**

Згідно з ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [10] під час виконання залізобетонних і монтажних робіт необхідно дотримуватися таких правил:

Пересування робітників по верхніх арматурних сітках і каркасах дозволяється лише по тимчасових трапах шириною 0,30-0,40 м, укладених на спеціальних опорах. Уздовж робочих місць над перекриттями встановлюється тимчасова огорожа шириною не менше 0,70 м. Отвори в перекриттях, що залишаються після зняття опалубки або в процесі монтажу, обов'язково закриваються інвентарними щитами або огорожуються.

Установлення арматури поблизу електропроводів, що знаходяться під напругою, забороняється. Перед початком монтажу арматури в зоні роботи бригади електропостачання має бути знято напругу або проводи перенесено за межі небезпечної зони.

Навколо бетононасоса слід залишати робочий прохід шириною не менше 1,0 м. Оператор бетононасоса повинен мати сигналізаційний (візуальний або звуковий) зв'язок з робітниками, які укладають бетон. Очищення робочих органів бетононасоса і його магістралей виконується тільки після зупинки агрегата та зняття тиску в лініях.

Вібратори під час перенесення на нове робоче місце вимикаються. Перенесення вібраторів за шланговий або струмопровідний кабель забороняється. Рукоятки вібраторів повинні мати амортизатори, а корпуси:

бути заземленими до початку роботи. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30-35 хвилин неперервної роботи робиться технологічна перерва тривалістю 5-7 хвилин.

Під час монтажу арочних конструкцій та інших висотних робіт необхідно дотримуватися додаткових вимог техніки безпеки:

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших видів робіт та перебування сторонніх осіб. Способи стропування елементів конструкції та обладнання повинні забезпечувати їх подачу до місця встановлення у положенні, близькому до проектного. Елементи монтуються з мінімальними переорієнтаціями у повітрі.

Розчалки для тимчасового закріплення арок і інших монтованих конструкцій повинні бути прикріплені до надійних анкерних опор; вони не повинні контактувати з гострими кутами інших конструкцій (передбачаються інвентарні підкладки або захисні елементи) та з проводами електромережі.

Установлені в проєктне положення елементи конструкцій повинні бути закріплені таким чином, щоб забезпечувалась їх стійкість і геометрична незмінюваність до завершення виконання усього циклу монтажних робіт ярусу. Розстропування елементів, установлених у проєктне положення, виконується після постійного або тимчасового надійного закріплення.

Не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані. Не допускається перебування людей під монтованими елементами до встановлення їх у проєктне положення і закріплення.

Навісні монтажні майданчики, драбини та інші пристосування, необхідні для виконання робіт на висоті, встановлюються і закріплюються на конструкціях, що монтуються, до їх піднімання краном. Усі монтажники повинні мати запобіжні пояси, страхувальні канати та засоби

індивідуального захисту, що відповідають вимогам ДСТУ EN 363:2008 [65].

#### **4.11 Побудова та розрахунок мережевого графіка**

Трудомісткість робіт і потребу будівельних машин у машино-змінах розраховано за результатами калькуляції (табл. 4.3). На основі локального кошторису та калькуляції складено картку-визначник робіт (КВР), у якій за технологічними групами об'єднано роботи, що виконуються однією бригадою або з використанням однотипних механізмів.

За даними картки-визначника робіт побудовано мережевий графік будівництва об'єкта, що відображає послідовність виконання робіт з урахуванням вимог техніки безпеки та технологічних залежностей. Розрахунок мережевого графіка виконано табличним методом, а також у програмному середовищі Microsoft Project, що дало змогу автоматично визначити критичний шлях, резерви часу та побудувати календарний графік виконання робіт у вигляді діаграми Ганта.



*Рисунок 4.1. Календарний графік виконання робіт.*

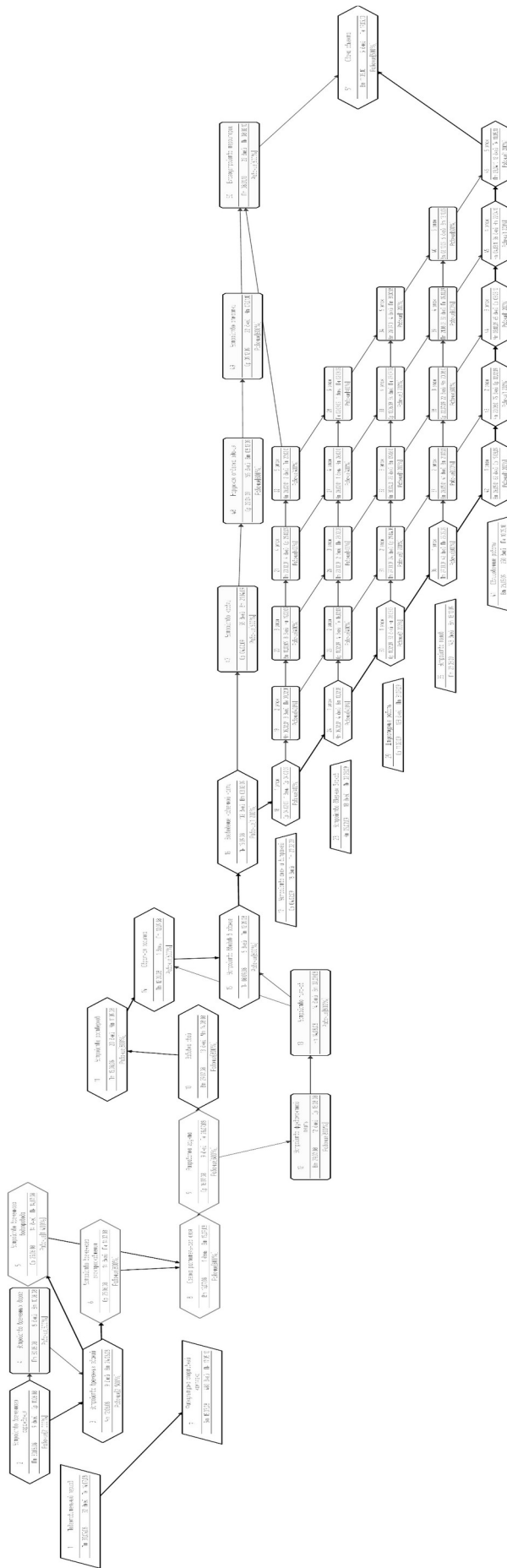


Рисунок 4.2. Мережевий графік виконання робіт.

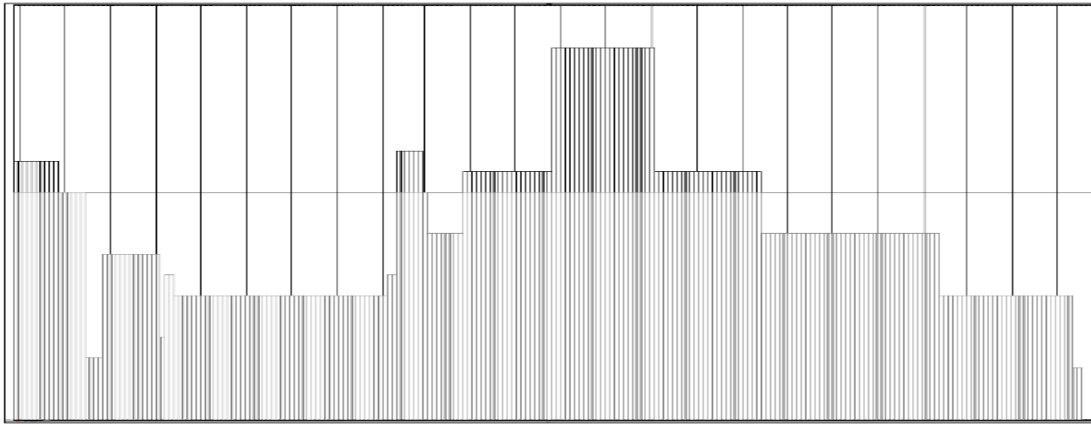


Рисунок 4.3. Графік руху робочих першої зміни.

Аналіз графіка руху робочих засвідчує наявність нерівномірності споживання трудових ресурсів протягом терміну будівництва. Максимальна чисельність робітників у пік навантаження (оздоблювальні роботи) сягає 36 осіб у зміні. Коефіцієнт нерівномірності за робочою силою:

$$k_n = N_{\max} / N_{\text{сер}} = 1,49. \quad (4.13)$$

Отриманий коефіцієнт відповідає нормативним значенням ( $k_n = 1,5-1,8$ ) для об'єктів спортивного призначення з комбінованим монолітно-збірним каркасом і складною конфігурацією несучого покриття.

#### 4.12 Проектування будгенплану

Будівельний генеральний план (будгенплан) характеризує повноту та якість організації будівельного виробництва на об'єкті. На будгенплані наносяться: об'єкти, що будуються, наявні на будівельному майданчику постійні будівлі та споруди, шляхи переміщення монтажних механізмів, тимчасові дороги, тимчасові будівлі та споруди, склади матеріалів і конструкцій, мережі тимчасового водопостачання, каналізації, електропостачання, освітлення території та небезпечні зони роботи кранів.

Для транспортування конструкцій і матеріалів максимально використовуються постійні (проектні) автомобільні дороги; тимчасові дороги влаштовуються одночасно з постійними і служать для з'єднання робочих зон і складів з основними транспортними магістралями. При проектуванні доріг витримуються мінімальні відстані: між дорогою і складським майданчиком, 0,5-1,0 м; між дорогою і огорожею, не менше 1,5 м. Ширина проїжджої частини тимчасових доріг становить 3,5 м для односмугового руху і 6,0 м для двосмугового.

Радіус закруглення внутрішньомайданчикових доріг приймається залежно від виду транспорту та габаритів конструкцій у межах 12-30 м. Дороги доцільно проектувати з твердим покриттям (збірні залізобетонні плити або щебеневе покриття), що забезпечує проїзд великовагового транспорту в будь-яку пору року.

Місця встановлення монтажних механізмів визначаються відповідно до розробленої технологічної карти. Розташування будівельного господарства на майданчику повинно забезпечувати: найкоротші шляхи переміщення матеріалів за мінімальної кількості перевантажень, безпечні умови праці та можливість оперативного управління процесом будівництва.

Побутові будівлі та приміщення розміщуються на відстані не менше 50 м від об'єктів, що виділяють пил і газ. Відстань від робочих місць до санітарно-побутових приміщень не повинна перевищувати 200 м. Тимчасові будівлі розташовуються згідно з номенклатурою поза небезпечною зоною крана та підйомників; до них передбачено підведення необхідних інженерних комунікацій (електропостачання, водопостачання, каналізації, телекомунікації).

Інженерні мережі тимчасового призначення (водопровід, каналізаційний колектор, силові кабельні лінії) трасують вільними коридорами майданчика поза зонами активних робіт. Гідранти зовнішнього протипожежного водопроводу встановлюються через 100 м

на постійному (тимчасовому) водопроводі; до них улаштовуються проїзди шириною не менше 3,5 м. Видалення гідрантів від доріг не повинно перевищувати 2,5 м.

Будмайданчик огорожується по периметру на відстані не менше 2 м від краю проїжджої частини дороги, тимчасових складів і будівель. Огорожа може бути постійною (інвентарною металевою або бетонною) або тимчасовою (з гофрованого профнастилу заввишки не менше 2 м). По периметру огорожі передбачена повітряна низьковольтна мережа для освітлення території прожекторними вежами. Від запроєктованої трансформаторної підстанції до споживачів прокладаються кабельні лінії 0,4 кВ.

На підставі сформульованих принципів будівельний генеральний план об'єкта розробляється в такій послідовності:

- викреслюємо план запроєктованої будівлі у масштабі 1:200 із зазначенням основних осей та розмірів;
- наносимо шляхи переміщення стрілового крана СКГ-50 уздовж двох поздовжніх боків будівлі та зазначаємо максимальний виліт стріли і небезпечну зону роботи крана;
- наносимо тимчасові автомобільні дороги з твердим покриттям;
- трасуємо лінії тимчасових інженерних мереж, наносимо вузли підключення і місця розташування об'єктів водо- та енергопостачання, слабкострумівих мереж і пристроїв диспетчерського зв'язку;
- наносимо тимчасові склади відкритого, закритого і навісного типу залежно від характеру матеріалу;
- за межами небезпечної зони передбачено майданчики під побутові приміщення, відведені місця для відпочинку працівників і зберігання первинних засобів пожежогасіння інвентаря; контора начальника ділянки розміщується біля в'їзду на майданчик;

- проектуємо систему освітлення території та аварійне освітлення вздовж основних проїздів і пожежних шляхів.

До початку будівельно-монтажних робіт необхідно виконати знесення наявних будівель і споруд, видалення зелених насаджень у межах плям забудови, виконати планувальні роботи з вирівнювання майданчика. Ґрунт, не придатний для зворотного засипання, вивозиться за межі будмайданчика на узгоджені звалища.

Межі небезпечних зон встановлюються згідно з ДБН А.3.2-2:2009 [10]. Знаки, що забороняють вхід у небезпечну зону, встановлюються по периметру огороження через 30 м. Радіус небезпечної зони під час підймання конструкцій краном СКГ-50 визначається за формулою:

$$R_{o.z} = R_{стр} + 0,5 \cdot L + \Delta R, \quad (4.14)$$

де  $R_{стр}$  , радіус повороту стріли при максимальному вильоті,  $R_{стр} = 31$  м;  $L$  , довжина конструкції, що піднімається, для плити перекриття  $L = 6$  м;  $\Delta R$  , відстань відльоту вантажу за ДБН А.3.2-2:2009 [10],  $\Delta R = 10$  м.

Підставивши значення параметрів, отримуємо радіус небезпечної зони для прийнятого крана:

$$R_{o.z} = 31 + 0,5 \cdot 6 + 10 = 44 \text{ м.} \quad (4.15)$$

## **4.13 Вибір транспортних засобів і розрахунок потреби**

### **4.13.1 Вибір транспортних засобів**

З урахуванням характеру вантажу, дорожньо-транспортних умов та протяжності маршруту для проекту виконання робіт обрано такі транспортні засоби:

- універсальний розсувний напівпричіп УПР 12-12 із тягачем КрАЗ-255В (вантажопідйомність 18 т) , для перевезення фундаментних балок, ригелів, колон;
- напівпричіп ОдАЗ-8858 (7,5 т) , для перевезення плит перекриття;

- панелевоз НАМІ-790 з тягачем КрАЗ-255 , для арочних конструкцій великого прольоту;
- напівпричіп УПЛ-0906 (9 т) , для сходових маршів і майданчиків;
- самоскиди ЗіЛ-555 та бортові ЗіЛ-130 , для перевезення сипких матеріалів (шлак, пісок, щебінь, бетонна суміш у спеціальних автобетонозмішувачах).

#### **4.13.2 Розрахунок потреби у транспортних засобах**

Кількість машин  $M$ , необхідних для перевезення певного виду вантажу автотранспортом по заданому маршруту, визначаємо за формулою:

$$M = Q_{\text{доб}} / q_{\text{доб}}, \quad (4.16)$$

де  $Q_{\text{доб}}$  , добовий вантажопотік цього виду вантажу, т;

$$Q_{\text{доб}} = Q_p / T_p, \quad (4.17)$$

$q_{\text{доб}}$  , кількість вантажу, що перевозиться одним транспортним засобом за добу, т:

$$q_{\text{доб}} = q_f \cdot T_m \cdot K_m / t_{\text{ц}}, \quad (4.18)$$

де  $q_f$  , фактична маса вантажу, що перевозиться за один рейс;

$T_m$  , тривалість розрахункового періоду роботи транспорту, год;

$K_m$  , коефіцієнт змінності;

$t_{\text{ц}}$  , тривалість циклу транспортного засобу, год.

$$t_{\text{ц}} = t_n + 2L / V + t_m, \quad (4.19)$$

де  $t_n$  , тривалість операцій завантаження і розвантаження за цикл, год;

$L$  , довжина маршруту перевезення вантажу в одну сторону, км;

$V$  , середня технічна швидкість руху транспортного засобу маршрутом, км/год;

$t_m$  , тривалість маневрів автомобіля при завантаженні і розвантаженні, год.

Розрахунок проведено для основних видів матеріалів, необхідних для виконання робіт; результати зведено у таблицю 4.5.

Таблиця 4.5. Потреба у транспортних засобах.

Вантаж	Qp, т	Tr, дн	Qдоб, т	qф, т	tц, год	qдоб, т	M	T, дн	Транспорт	Q, т
Колони	210,27	70	3,00	11,52	2,92	29,59	1	7,1	УПР 12-12 + КрАЗ-255В	12
Ригелі	612,18	70	8,75	10,6	2,92	27,23	1	22,5	УПР 12-12 + КрАЗ-255В	12
Плити перекриття	2018,2	70	28,83	10,95	2,92	28,13	2	35,9	ОдАЗ-8858 + КрАЗ-255В	12
Арки	496,3	70	7,09	8,54	2,92	21,93	2	11,3	НАМІ-790 + КрАЗ-255В	9
Сходові марші	48,99	70	0,70	3,56	2,92	9,14	1	5,4	УПЛ-0906 + КрАЗ-255В	9
Сипкі матеріали	163,2	120	1,70	5,0	2,92	12,84	1	12,7	ЗіЛ-555	5

#### 4.13.3 Відомість потреби у будівельних машинах та механізмах

На основі обраних методів виконання робіт (підрозділи 4.5-4.6) і картки-визначника робіт встановлено потребу у будівельних машинах та механізмах, наведену у таблиці 4.6.

Таблиця 4.6. Відомість потреби у машинах та механізмах.

№	Машина та механізми	К-сть	Технічна характеристика	Потужність двигуна
1	Екскаватор-драглайн	1	Е-652	59 кВт
2	Бульдозер Д-259	1	2,56 м <sup>3</sup>	180 к.с. (132 кВт)
3	Кран СКГ-50	2	Q=50 т; l=31 м	55 кВт
4	Кран КС-8571	1	10 т	200 к.с. (132 кВт)
5	Бетононасос СБ-7	1	40 м <sup>3</sup> /год	16,8 кВт
6	Вібратор НВ-82	3	1,1 кВт	1,1 кВт
7	Машина для влаштування покрівлі ЗІ-106	2	250 м <sup>3</sup> /год	9,5 кВт
8	Електрофарбопульт	3	С-25	0,18 кВт
9	Малярна станція ЕПК-5	1	450 м <sup>2</sup> /год	15 кВт
10	Компресор СО-7	2	30 м <sup>3</sup> /год	4 кВт
11	Люлька АЕ-30-250	3	Н = 30 м	1,2 кВт
12	Мостовий підйомник	1	Тп-4	3 кВт

#### 4.14 Тимчасові будівлі та споруди

Тимчасовими називають надземні підсобно-допоміжні та обслуговуючі об'єкти, необхідні для виробництва будівельно-монтажних робіт. За призначенням тимчасові будинки поділяють на: виробничі, складські, адміністративні та санітарно-побутові.

До виробничих будівель належать різноманітні майстерні (механічні, столярні, арматурні), об'єкти енергетичного й транспортного господарства. До адміністративних: диспетчерська, контора майстра, виконроба,

інженерно-технічного персоналу. До складських: склади для зберігання будівельних матеріалів, інструменту, інвентаря, комори. До санітарно-побутових: гардеробні, душові, умивальні, приміщення для сушіння одягу, туалети.

Відповідно до Гігієнічних вимог щодо влаштування та обладнання санітарно-побутових приміщень для робітників будівельних і будівельно-монтажних організацій нормативні норми площі на одного працівника наведено у таблиці 4.7.

Таблиця 4.7. Норми площі санітарно-побутових приміщень.

<b>Приміщення</b>	<b>Призначення</b>	<b>Норма на 1 працюючого, м<sup>2</sup></b>
Гардеробні	Для всіх робітників	0,6
Умивальні	Для всіх робітників	0,8
Душові	Для всіх робітників	0,43
Туалети	Для всіх робітників	0,07 / 0,09
Приміщення для сушіння спецодягу	Для всіх робітників	0,2
Приміщення для особистої гігієни жінок	За загальної кількості жінок 100 і більше	0,1

Розташування туалетних приміщень передбачено таким чином, щоб відстань від будь-якого робочого місця до них не перевищувала 100 м. Загальну кількість санітарних приладів призначаємо з розрахунку чисельності працівників однієї робочої зміни. Сатураторні установки і питні фонтанчики розміщено на майданчику з кроком, який забезпечує відстань до найвіддаленішого робочого місця не більше 75 м. У душових передбачено централізоване подавання гарячої й холодної води, а роздягальні при душових утеплено для забезпечення комфортних умов праці у холодну пору року.

Визначаємо максимальну кількість працюючих за календарним графіком:

$$N_{заг} = (N_{роб} + N_{ітр} + N_{служ} + N_{моп}) \cdot k_o, \quad (4.20)$$

де  $N_{роб}$  , кількість робітників у максимальну зміну,  $N_{роб} = 36$  осіб (83,9 %);

$N_{ітр}$  , інженерно-технічні працівники, 11 %,  $N_{ітр} = 5$  осіб;

$N_{служ}$  , службовці, 3,6 %,  $N_{служ} = 2$  особи;

$N_{моп}$  , молодший обслуговуючий персонал та охорона, 1,5 %,  $N_{моп} = 1$  особа;

$k_o$  , коефіцієнт, що враховує відпустки та хвороби,  $k_o = 1,05$ .

$$N_{заг} = (36 + 5 + 2 + 1) \cdot 1,05 = 46 \text{ осіб.} \quad (4.21)$$

Із них приймаємо: чоловіків 32 особи, жінок 14 осіб.

Розрахункова потреба у тимчасових будівлях зведена у таблицю 4.8.

Таблиця 4.8. Розрахунок тимчасових будівель і споруд.

№	Будівля	Розр. чис., чол.	Норма , м <sup>2</sup>	Розр. площа, м <sup>2</sup>	Розмір, м	Корисна площа, м <sup>2</sup>	Тип	К-сть
1	Контора	5	4,0	20,0	9 × 2,7	22,0	П	1
2	Диспетчерська	2	7,0	14,0	6 × 2,7	14,5	П	1
3	Червоний куточок	46	0,24	11,0	9 × 2,7	22,0	П	1
4	Гардеробна (Ч)	32	0,6	19,2	9 × 2,7	22,0	К	1
5	Гардеробна (Ж)	14	0,6	8,4	9 × 2,7	22,0	К	1
6	Душова (Ч)	32	0,43	13,8	6 × 2,7	14,5	П	1
7	Душова (Ж)	14	0,43	6,0	6 × 2,7	14,5	П	1
8	Сушарка	36	0,2	7,2	6 × 2,7	14,5	П	1
9	Приміщення для обігріву	36	0,1	3,6	6 × 2,7	14,5	К	1
10	Буфет	46	0,3	13,8	9 × 2,7	22,0	П	1
11	Медпункт	46	0,1	4,6	7,9 × 2,7	19,8	К	1
12	Туалет (Ч)	32	0,07	2,2	6 × 2,7	14,5	К	1

№	Будівля	Розр. чис., чол.	Норма, м <sup>2</sup>	Розр. площа, м <sup>2</sup>	Розмір, м	Корисна площа, м <sup>2</sup>	Тип	К-сть
13	Туалет (Ж)	14	0,09	1,3	6 × 2,7	14,5	К	1
14	Сторожова будка	-	-	-	3 × 2,7	7,25	К	2

Примітка. Тип будівлі: «П» , пересувна; «К» , контейнерна.

#### 4.15 Розрахунок освітленості будгенплану

Освітленість території будівництва передбачено за нормативами ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» [29]. Кількість прожекторів  $n$  визначається спрощеним методом за питомою потужністю:

$$n = p \cdot E \cdot S / P_{л}, \quad (4.22)$$

де  $p$  , питома потужність освітлення (для прожекторів ПЗС-35  $p = 0,25-0,4$  Вт/(м<sup>2</sup>·лк); для ПЗС-45  $p = 0,2-0,3$  Вт/(м<sup>2</sup>·лк));

$E$  , нормована освітленість, лк;

$S$  , площа, що підлягає освітленню, м<sup>2</sup>;

$P_{л}$  , потужність лампи прожектора, Вт (для ПЗС-35  $P_{л} = 500$  або 1000 Вт; для ПЗС-45  $P_{л} = 1000$  або 1500 Вт).

Для освітлення території будівництва в районі виконання робіт:

$$n = 0,3 \cdot 2 \cdot 23\,200 / 1000 = 14 \text{ шт. прожекторів ПЗС-35.} \quad (4.23)$$

де  $S = 23\,200$  м<sup>2</sup> , загальна площа території будівництва,  $E = 2$  лк , мінімальна нормована освітленість території.

Для освітлення монтажної зони в процесі монтажу будівельних конструкцій при  $S = 960$  м<sup>2</sup> і  $E = 20$  лк:

$$n = 0,25 \cdot 20 \cdot 960 / 1000 \approx 5 \text{ шт. прожекторів ПЗС-45.} \quad (4.24)$$

Для освітлення монтажної зони приймаємо переносні щогли ПОМ із шістьма прожекторами типу ПЗС-45 на кожній. Прожектори встановлюються на висоті 6-9 м від рівня поверхні землі, кут нахилу

прожектора регулюється індивідуально для забезпечення оптимальної освітленості без сліпучої дії на робітників.

Для освітлення головного проїзду на майданчику необхідна освітленість  $E = 3$  лк, для чого передбачено додаткові лампи розжарювання. При потужності лампи 200 Вт необхідна кількість:

$$n = 4 \text{ шт. ламп розжарювання.} \quad (4.25)$$

Для їх розміщення використовуються світильники зовнішнього освітлення типу ПОТМ, встановлені на тимчасових дерев'яних опорах висотою 5 м.

Охоронне освітлення передбачено по контуру огорожі майданчика; при загальному периметрі огорожі  $P = 610$  м потрібно  $n = 6$  ламп. Аварійне освітлення передбачено вздовж проїзду, що з'єднує тимчасові будівлі та прохідний майданчик. Конструктивно приймаємо 4 лампи розжарювання потужністю 100 Вт кожна, підключених до резервного джерела живлення (акумуляторної батареї).

Для освітлення тимчасових будівель і споруд застосовуємо лампи розжарювання потужністю 100 Вт. Необхідну кількість ламп визначаємо за виразом:

$$n = p \cdot S / P_{л}, \quad (4.26)$$

де  $p$ , питома потужність для приміщень,  $p = 15$  Вт/м<sup>2</sup>;

$S$ , площа приміщення, що освітлюється, м<sup>2</sup>;

$P_{л}$ , потужність лампи розжарювання, 100 Вт.

Для кожного тимчасового приміщення кількість ламп визначається окремо: контора, 4 шт., диспетчерська і прохідна, 2 шт., медпункт, 2 шт., гардеробні, 5 шт., душові, 2 шт., туалети, 2 шт., кімната для прийому їжі, 8 шт.

#### 4.16 Розрахунок складів

Для розрахунку площ складів складено перелік основних матеріалів і виробів, що вимагають складування на території будмайданчика. Для кожного з матеріалів визначено тип складу залежно від характеру матеріалу і вимог до умов зберігання:

- відкриті склади , для бетонних і залізобетонних виробів, металопрокату, керамічної цегли;
- навісні склади , для лісоматеріалів, рулонних покрівельних матеріалів, столярних виробів;
- закриті утеплені склади , для гіпсокартонних виробів, цементу, сухих сумішей, оздоблювальних матеріалів;
- спеціалізовані склади , для зберігання небезпечних і легкозаймистих матеріалів (фарб, лаків, газових балонів).

До всіх складів (відкритих і закритих) підведено під'їзні дороги і запроєктовано місця для розвантаження матеріалів на відстані 1,0 м від складу. Обсяг матеріалів, які підлягають зберіганню на складі, визначається за формулою:

$$P_{скл} = (P_{заг} / T) \cdot T_n \cdot k_1 \cdot k_2, \quad (4.27)$$

де  $P_{заг}$  , загальна кількість матеріалів за період будівництва;

$T$  , тривалість розрахункового періоду, дн.;

$T_n$  , норма запасу матеріалів, дн.;

$k_1$  , коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади  
( $k_1 = 1,1-1,4$ );

$k_2$  , коефіцієнт нерівномірності виробничого споживання матеріалу  
( $k_2 = 1,3$ ).

Розрахункова корисна площа складу за питомими навантаженнями:

$$S_{mp} = P_{скл} / q, \quad (4.28)$$

де  $q$  , норма складування на  $1 \text{ м}^2$  підлоги складу з урахуванням проходів і отворів, приймається за розрахунковими нормативами,  $\text{т}/\text{м}^2$  або  $\text{шт}/\text{м}^2$ .

Підсумкову площу складських майданчиків визначаємо з урахуванням коефіцієнта корисного використання  $\alpha$ :

$$S_{\text{факт}} = S_{\text{гр}} / \alpha, \quad (4.29)$$

де  $\alpha$  , коефіцієнт використання площі складу ( $\alpha = 0,5-0,7$  для відкритих складів;  $\alpha = 0,4-0,6$  для закритих).

Розрахунок площ складів за основними матеріалами зведено у таблицю 4.9.

Таблиця 4.9. Розрахунок площ складів.

Матеріал	Т, дн	Рзаг	Рдоб	$k_1$	$k_2$	Тн, дн	Тр, дн	Рскл	q	Стр, м <sup>2</sup>	Sфакт, м <sup>2</sup>	Тип
Рулонні матеріали	12	2680 м <sup>2</sup>	223,33 м <sup>2</sup>	1,1	1,3	3	4,3	997,6	200	5,0	8,33	Закр.
Збірні з/б конструкції	70	5280 м <sup>2</sup>	75,43 м <sup>2</sup>	1,1	1,3	5	7,2	543,1	0,95	571,7	952,83	Відк.
Скло листове	24	715 м <sup>2</sup>	18,82 м <sup>2</sup>	1,1	1,3	5	7,2	135,5	32	4,2	5,3	Закр.
Віконні та дверні блоки	24	715 м <sup>2</sup>	18,82 м <sup>2</sup>	1,1	1,3	3	4,3	80,93	20	4,0	6,67	Навіс
Цегла керамічна	60	686,2 тис.шт	28,59 тис.шт	1,1	1,3	3	4,3	122,94	0,7	175,6	292,67	Відк.
Сипкі матеріали	60	119 м <sup>3</sup>	1,98 м <sup>3</sup>	1,1	1,3	3	4,3	8,51	1,5	5,7	8,1	Відк.
Металеві конструкції	60	658,38 м <sup>3</sup>	10,97 м <sup>3</sup>	1,1	1,3	1	1,4	15,36	2	7,7	12,83	Відк.
Готові бетонні суміші	25	98,73 м <sup>3</sup>	3,95 м <sup>3</sup>	1,1	1,3	1	1,4	5,53	2	2,8	4,7	Навіс

#### 4.17 Розрахунок потужності трансформаторів

Електроенергія на будівельному майданчику споживається будівельними машинами та механізмами, ручним електроінструментом, технологічним обладнанням (зварювальні апарати, бетононасоси, вібратори), а також системи зовнішнього і внутрішнього освітлення тимчасових будівель і споруд.

Під час розробки розділу вирішуються такі питання електропостачання будівельного майданчика:

- визначення потрібної трансформаторної потужності, кВ·А, з урахуванням виробничих, технологічних потреб і потреб для зовнішнього і внутрішнього освітлення;
- вибір джерел електроенергії (постійних і резервних);
- проектування схеми електропостачання з нанесенням джерел електропостачання, споживачів і основних мереж на будгенплані.

Вихідними даними для проектування тимчасового електропостачання є:

- номенклатура, обсяги робіт та терміни їх виконання;
- найменування будівельних машин і механізмів та час їх роботи;
- номенклатура та площі тимчасових будівель і споруд, протяжність доріг і площа території будівництва;
- кількість робочих місць і змін роботи.

Потужність трансформатора визначаємо за формулою:

$$P_m = 1,1 \cdot ((K_1 \cdot P_n / \cos\varphi) + (K_2 \cdot P_{tex} / \cos\varphi) + K_3 \cdot P_{o.v.} + K_4 \cdot P_{o.n.}), \quad (4.30)$$

де 1,1 , коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

$P_n$  , потрібна силова потужність будівельних машин або установок, кВ·А;

$P_{tex}$  , потрібна потужність на технологічні потреби, кВ·А;

$\cos\varphi$  , коефіцієнт потужності ( $\cos\varphi = 0,75$  для електродвигунів, 0,4 для зварювання);

$P_{o.v.}$  , потужність на внутрішнє освітлення;

$P_{o.n.}$  , потужність на зовнішнє освітлення;

$K_1...K_4$  , коефіцієнти попиту, що залежать від кількості споживачів.

Потребу в електроенергії обчислюємо за укрупненими нормативами витрат на одиницю продукції, на одну машино-зміну для кожного будівельного механізму, а також за нормами освітленості площ і приміщень. Розрахунок потужності проводимо групуючи споживачів за категоріями; результати наведено у таблиці 4.10.

Таблиця 4.10. Розрахунок потреби в потужності електроенергії.

Споживач	Од.	К-сть	Норма, кВт	Заг., кВт	кс	cosφ	P, кВ·А
А. Виробничі потреби							
Зварювальний апарат СТЕ-24	шт.	2	54,0	108	0,35	0,4	94,5
Самохідний кран СКГ-50	шт.	1	58,0	58	0,3	0,5	34,8
Розчинонасос СО-49Б	шт.	1	4,0	4	0,5	0,65	3,08
Віброрейка СО-47	шт.	1	0,6	0,6	0,1	0,4	0,15
Штукатурно-затирочна машина СО-57А	шт.	1	5,25	5,25	0,1	0,4	1,31
Електрофарбопульт СО-61	шт.	2	0,27	0,54	0,1	0,4	0,14
<i>Продовження</i> Компресорна установка СО-7А	шт.	2	4,0	8,0	0,7	0,8	2,00
Разом за розділом А							135,98
Б. Внутрішнє електроосвітлення							
Побутові приміщення	100 м <sup>2</sup>	10,15	0,6	6,09	0,8	1,00	4,87
Контора	100 м <sup>2</sup>	0,22	1,5	0,33	0,8	1,00	0,26
Склади	100 м <sup>2</sup>	2,62	0,3	0,79	0,35	1,00	0,28
Разом за розділом Б							5,41
В. Зовнішнє електроосвітлення							
Охоронне освітлення	1000 м <sup>2</sup>	23,2	1,0	23,2	1,00	1,00	23,2

Споживач	Од.	К-сть	Норма, кВт	Заг., кВт	кс	cosφ	Р, кВ·А
Робоче освітлення	1000 м <sup>2</sup>	0,96	2,4	2,3	1,00	1,00	2,3
Разом за розділом В							25,5
Усього потрібна потужність $P_1$							166,89
<i>Продовження</i> Усього потужність $P = 1,1 \cdot P_1$							183,58

Розрахункова потужність трансформатора  $P \approx 183,6$  кВ·А. Вибираємо комплектну трансформаторну підстанцію КТП-250/6-0,4 потужністю 250 кВ·А, встановлену в зоні в'їзду на будмайданчик. Повітряні лінії електропередач прокладаємо вздовж проїздів, що дає змогу використовувати стовпи для зовнішнього освітлення. Тимчасові кабельні лінії 0,4 кВ виконуємо кабелем АВВГ перерізом  $4 \times 35$  мм<sup>2</sup> на дерев'яних опорах висотою 6 м.

Кількість електроенергії, що споживається на будівельному майданчику, обліковується за допомогою електричного лічильника, встановленого у вступному щиті комплектної трансформаторної підстанції.

#### **4.18 Визначення розрахункової кількості води**

Водопостачання будівельного майданчика забезпечує задоволення виробничих, господарсько-побутових і санітарних потреб, а також формування протипожежного запасу. Сумарну розрахункову витрату води обчислюємо з прив'язкою до календарного плану, прийнявши за розрахунковий період найбільш напружену за водоспоживанням зміну.

Проектування тимчасового водопостачання виконується у такій послідовності:

- визначення потреби води за кожним споживачем за зміну та загальної кількості води на об'єкті;
- установлення джерел водопостачання (постійних та аварійних);

- проектування на будженплані тимчасових мереж водопроводу з використанням запроєктованих постійних;
- розрахунок діаметрів і довжин окремих ділянок трубопровідної мережі;
- розміщення місць для розбирання питної води: фонтанчиків і сатураторних установок.

Сатураторні установки розташовуємо в межах майданчика з максимальною відстанню 75 м від найвіддаленішого робочого місця. Тимчасова мережа підключається до постійного водопроводу будівлі, який вкладається як капітальна споруда з подальшим використанням в експлуатованому об'єкті.

Виробничі витрати води складаються з витрат безпосередньо на технологічний процес (бетонування, штукатурні роботи, оздоблення) та витрат на експлуатацію будівельних машин (охолодження двигунів, гідравлічні системи).

Витрати води на господарсько-побутові потреби складаються з потреб на господарсько-питні цілі, душові та буфет залежно від кількості працівників на будівельному майданчику. Витрату води для зовнішнього гасіння пожежі в межах майданчика приймаємо 10 л/с згідно з нормативами протипожежної безпеки.

Результати обчислень зведено у таблицю 4.11.

Таблиця 4.11. Розрахунок потреби у воді.

Споживач	Од.	К-сть	Питома витрата, л	кг	Заг. потреба, м <sup>3</sup>
А. Виробничі потреби					
Будівельні машини	маш.	2	200	1,5	0,075
<i>Продовженн</i> я Будівельний транспорт	маш.	3	500	1,5	0,281
Силові та компресорні установки	м <sup>3</sup>	1	10	1,5	0,002

<b>Споживач</b>	<b>Од.</b>	<b>К-сть</b>	<b>Питома витрата, л</b>	<b>кг</b>	<b>Заг. потреба, м<sup>3</sup></b>
Технологічні процеси	м <sup>3</sup>	10	180	1,5	0,338
Разом за розділом А (Qпр)					0,696

## Продовження таблиці 4.11

Споживач	Од.	К-сть	Питома витрата, л	кг	Заг. потреба, м <sup>3</sup>
Б. Господарсько-побутові потреби					
Господарсько-питні потреби, умивання	чол.	36	25	2,0	0,230
Душові	чол.	36	30	1,0	0,230
Буфет	чол.	46	10	1,5	0,920
Разом за розділом Б (Qгосп)					1,380
В. Витрата води на гасіння пожежі					
Зовнішнє гасіння пожежі	шт	1	10 л/с	1,0	36,000
Разом за розділом В (Qпож)					36,000
Q заг = 0,5(Qпр+Qгосп) + Qпож					37,04

За даними витрати води визначаємо діаметр труби зовнішнього водопроводу:

$$D = \sqrt{(4 \cdot Q / (\pi \cdot v))}. \quad (4.31)$$

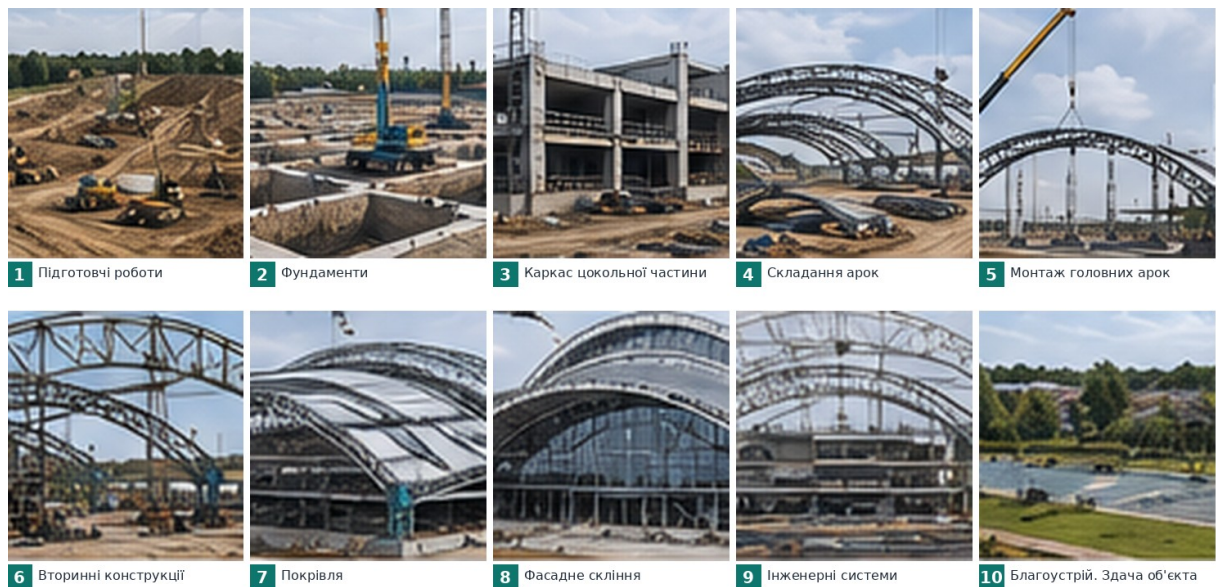
Приймаємо діаметр зовнішнього водопроводу 100 мм. Труби тимчасового водопроводу прокладаємо на глибині 0,30 м у траншеї з утепленням мінераловатою. Для швидкого прокладання ліній водопроводу до робочих місць використовують гнучкі шланги з арміруванням, які з'єднуються з тимчасовим водопроводом за допомогою стандартних з'єднань.

#### 4.19 Техніко-економічні показники

Підсумкові техніко-економічні показники організаційно-технологічного розділу, які характеризують ефективність прийнятих проєктних рішень, наведено у таблиці 4.12.

Таблиця 4.12. Техніко-економічні показники.

№	Найменування показника	Розр. формула	Чисельне значення
1	Загальні трудовитрати, чол.-дн	$Q_{\text{ср}}$	37 425
2	Трудовитрати на 1 м <sup>3</sup> будівлі, чол.-дн/м <sup>3</sup>	$Q_{\text{ср}} / V_{\text{зд}}$	1,26
3	Трудовитрати на 1 м <sup>2</sup> площі об'єкта, чол.-дн/м <sup>2</sup>	$Q_{\text{ср}} / S_{\text{зд}}$	1,26
4	Тривалість будівництва, дн / міс	$T$	512 / 23
5	Коефіцієнт нерівномірності руху робочих 1-ї зміни	$N_{\text{max}} / N_{\text{ср}}$	1,49
6	Площа будівельного майданчика, 100 м <sup>2</sup>	$S_{\text{стор}}$	8087,8
7	Площа забудови будівельного майданчика, 100 м <sup>2</sup>	$S_{\text{заст}}$	4453,8
8	Коефіцієнт використання території, %	$S_{\text{заст}} / S_{\text{стор}}$	55,1



*Рисунок 4.4. Технологічна послідовність монтажу.*

#### **Висновки до розділу 4**

У розділі розроблено комплекс організаційно-технологічних рішень для зведення критого навчально-тренувального центру з великого тенісу у м. Дніпро. Опрацьовано технологічну карту на монтаж конструкцій надземної частини будівлі з несучими металевими арками, обґрунтовано вибір монтажних пристосувань і монтажних кранів, виконано порівняння двох варіантів комплектації машин за техніко-економічними показниками.

За результатами порівняння оптимальним прийнято варіант комплектації двох самохідних гусеничних кранів СКГ-50 по обидва боки будівлі, що забезпечує меншу тривалість монтажу (123 змін), меншу трудомісткість зведення 1 т конструкцій (1,32 люд.-год/т) та менші приведені витрати (312,8 грн/т) порівняно з варіантом комплектації двох баштових кранів БК-406.

Складено калькуляцію трудових витрат і заробітної плати (24 види будівельно-монтажних робіт з посиланнями на параграфи ЄНіР; повний обсяг наведено у Додатку А), побудовано мережевий і календарний графіки виконання робіт із загальною тривалістю будівництва 512 діб (23 місяців). Запроектовано будівельний генеральний план з обґрунтуванням

розміщення тимчасових будівель і споруд, доріг, складів, мереж тимчасового водопостачання та електропостачання, систем освітлення території.

Розраховано потребу в трудових і матеріальних ресурсах, транспортних засобах, тимчасових спорудах (14 позицій), площах складів (8 видів), потужності трансформаторів ( $P = 183,58 \text{ кВ}\cdot\text{А}$ , обрано КТП-250) та витраті води ( $Q_{\text{заг}} = 37,04 \text{ м}^3$ ). Передбачено заходи з охорони праці та техніки безпеки на всіх етапах виконання робіт. Розроблені рішення забезпечують зведення об'єкта в задані терміни з дотриманням вимог чинних нормативних документів та стандартів якості.

## ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено комплексний проект будівництва навчально-тренувальної бази великого тенісу у м. Дніпро. У роботі прийнято і обґрунтовано архітектурно-планувальні, розрахунково-конструктивні, фундаментні та організаційно-технологічні рішення, які відповідають вимогам чинних нормативних документів України, забезпечують безпеку та ефективну експлуатацію будівлі спортивного призначення.

1. В архітектурній частині розроблено планувальне рішення багатофункціонального тенісного центру з основними розмірами будівлі у плані  $42,0 \times 81,52$  м, чотирма наземними поверхами та цокольним поверхом. Будівля містить три тренувальні зали, ігровий і змагальний зал з трибунами, адміністративно-побутовий блок, відновлювальний центр і необхідні допоміжні приміщення. Виконано теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій для умов експлуатації Б згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [30]; запроєктовано інженерне обладнання та інженерні мережі будівлі.

2. У розрахунково-конструктивній частині прийнято і обчислено несучу металеву двошарнірну арку прольотом 71 м як основну конструкцію покриття. Виконано збір постійних та тимчасових (снігових) навантажень за ДБН В.1.2-2:2006 [16]; виконано статичний розрахунок арки у програмному комплексі ЛІРА; підібрано перерізи стрижнів верхнього та нижнього поясів і розкосів (з прокатних швелерів), розроблено конструктивні рішення основних вузлів (проміжного, монтажного стику, опорного шарніра). Виконано розрахунок металевої колони комбінованого швелерного перерізу (2[№33]) на стійкість у площині та з площини дії моменту, розрахунок бази колони та анкерних болтів.

3. У розділі «Основи та фундаменти» виконано аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва (4 інженерно-геологічні елементи від насипного ґрунту до напівтвердих тугопластичних глин). Прийнято пальовий фундамент з паль С9-30 ( $30 \times 30$  см, довжина 9 м) із низьким ростверком на відмітці -4,000 м. Розрахункова несуча здатність однієї палі

становить 437 кН. Для крайньої колони з осьовою силою  $N = 1320$  кН прийнято куц із 4 паль під монолітний залізобетонний ростверк розмірами  $1,5 \times 1,5 \times 1,2$  м. Виконано перевірки ростверку на продавлювання колоною та крайньою палею, розрахунок армування. Розрахункове осідання пальнової основи методом пошарового підсумовування становить 7,8 см, що менше граничного значення 12 см для громадських будинків.

4. В організаційно-технологічному розділі розроблено технологічну карту на монтаж конструкцій надземної частини, обґрунтовано вибір монтажних пристосувань і монтажних кранів. За результатами порівняння за техніко-економічними показниками оптимальним прийнято варіант комплектації двох самохідних гусеничних кранів СКГ-50 (тривалість монтажу 123 змін, трудомісткість 1,32 люд.-год/т, приведені витрати на 1 т на 15 % менші за варіант з баштовими кранами БК-406С). Складено повну калькуляцію трудових витрат і заробітної плати за 24 видами робіт за нормами ЄНіР (Додаток А). Побудовано мережевий і календарний графіки виконання робіт із загальною тривалістю будівництва 512 діб (23 місяці) та коефіцієнтом нерівномірності за робочою силою  $k_n = 1,49$ .

5. Запроектовано будівельний генеральний план з обґрунтуванням розміщення тимчасових будівель і споруд (14 позицій), системи складів (8 видів матеріалів), мереж тимчасового водопостачання та електропостачання, освітлення території. Розрахункова потужність трансформаторної підстанції становить 183,58 кВ·А (обрано КТП-250/6-0,4); сумарна витрата води  $Q_{заг} = 37,04$  м<sup>3</sup> за добу. Передбачено заходи з охорони праці та техніки безпеки на всіх етапах виконання робіт згідно з ДБН А.3.2-2:2009 [10].

6. Підсумкові техніко-економічні показники організаційно-технологічного розділу: загальні трудовитрати 37 425 чол.-дн; питомі трудовитрати 1,26 чол.-дн/м<sup>3</sup>; коефіцієнт використання території будівельного майданчика 55,1 %; тривалість роботи монтажних кранів 133 машино-зміни.

Розроблені проектні рішення забезпечують зведення спортивної споруди у задані терміни з дотриманням вимог чинних нормативних документів, стандартів якості та принципів безпечного будівельного

виробництва. Об'єкт буде відповідати сучасним вимогам до спеціалізованих об'єктів спорту і сприятиме розвитку тенісу у м. Дніпро. Реалізація розроблених рішень забезпечить зведення сучасної спортивної споруди у встановлені терміни з дотриманням вимог чинних нормативних документів України та стандартів якості будівельного виробництва. Запроєктована будівля відповідатиме вимогам безпечної експлуатації та сприятиме розвитку тенісної інфраструктури у м. Дніпро. Запропоновані рішення можуть слугувати основою для подальшого розроблення робочої документації та реалізації проєкту. Досягнутий рівень техніко-економічних показників підтверджує обґрунтованість прийнятих рішень і відповідність вимогам чинних нормативних документів.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Про будівельні норми : Закон України від 05.11.2009 № 1704-VI. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1704-17> (дата звернення: 11.05.2026).
2. Про регулювання містобудівної діяльності : Закон України від 17.02.2011 № 3038-VI. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17> (дата звернення: 11.05.2026).
3. Про охорону праці : Закон України від 14.10.1992 № 2694-XII. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12> (дата звернення: 11.05.2026).
4. ДСТУ 8302:2015. Інформація та документація. Бібліографічне посилання. Загальні положення та правила складання. Чинний від 2016-07-01. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 16 с.
5. ДСТУ 8855:2019. Будівлі і споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). Чинний від 2020-01-01. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 17 с.
6. ДБН А.2.1-1:2014. Інженерні вишукування для будівництва. Київ : Мінрегіон України, 2014. 47 с.
7. ДБН А.2.2-1:2021. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС). Київ : Мінрегіон України, 2021.
8. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво (зі Змінами № 1, № 2 та Поправкою до Зміни № 2). Київ : Мінрегіон України, 2014.
9. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ : Мінрегіон України, 2016. 50 с.
10. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 116 с.
11. ДБН Б.1.1-14:2021. Склад та зміст містобудівної документації на місцевому рівні. Київ : Мінрегіон України, 2021.
12. ДБН Б.2.2-5:2011. Планування та забудова міст, селищ і функціональних територій. Благоустрій територій (зі Змінами № 1, № 2, № 3). Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 61 с.

13. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіон України, 2019.
14. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Київ : Мінрегіонбуд України, 2017. 47 с.
15. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.
16. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування (зі Змінами № 1, № 2). Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
17. ДБН В.1.2-6:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. Київ : Мінрегіон України, 2021.
18. ДБН В.1.2-7:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. Київ : Мінрегіон України, 2021.
19. ДБН В.1.2-8:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Гігієна, здоров'я та захист довкілля. Київ : Мінрегіон України, 2021.
20. ДБН В.1.2-9:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека і доступність під час експлуатації. Київ : Мінрегіон України, 2021.
21. ДБН В.1.2-10:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму та вібрації. Київ : Мінрегіон України, 2021.
22. ДБН В.1.2-11:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Енергозбереження та енергоефективність. Київ : Мінрегіон України, 2021.
23. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіон України, 2018. 30 с.
24. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ : Мінрегіон України, 2018. 42 с.
25. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіон України, 2018. 49 с.
26. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіон України, 2019.
27. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення (зі Змінами № 1, № 2). Київ : Мінрегіон України, 2018.

28. ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. Київ : Мінрегіон України, 2019.
29. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіон України, 2018.
30. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Київ : Мінрегіон України, 2021.
31. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
32. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення (зі Зміною № 1). Київ : Мінрегіонбуд України, 2011.
33. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Київ : Мінрегіон України, 2014. 199 с.
34. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Київ : Мінрегіон України, 2011. 43 с.
35. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. Київ : Мінрегіон України, 2013. 88 с.
36. Бабич Є. М., Караван В. В., Бабич В. Є. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд : підручник. Рівне : Волинські обереги, 2018. 176 с.
37. Білик С. І., Шимановський О. В., Нілов О. О., Лавріненко Л. І., Володимирський В. О. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель : підручник для вищих навчальних закладів / за ред. О. В. Шимановського, С. І. Білика, О. О. Нілова. Кам'янець-Подільський : ТОВ «Друкарня «Рута»», 2021. 448 с.
38. Білик С. І., Шимановський О. В., Лавріненко Л. І., Нілов О. О. Сталеві конструкції. Том 1. Основи розрахунку. Елементи конструкцій : підручник для вищих навчальних закладів. Кам'янець-Подільський : ТОВ «Друкарня «Рута»», 2024. 384 с.

39. Габрель М. М. Просторова організація містобудівних систем : монографія. Київ : А.С.С., 2004. 399 с.
40. Гетун Г. В. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування : підручник. 2-ге вид., перероб. і допов. Київ : Кондор, 2012. 380 с.
41. Губар Л. С. Економіка будівництва : навчальний посібник. Київ : Аграрна освіта, 2014. 560 с.
42. Гуденко В. М. Технологія будівельного виробництва : навчальний посібник. Київ : Аграрна освіта, 2010. 481 с.
43. Дьомін М. М., Сингаївська О. І. Містобудівні інформаційні системи. Містобудівний кадастр. Первинні елементи містобудівних об'єктів : монографія / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. Київ : Фенікс, 2015. 216 с.
44. Жидкова Т. В., Апатенко Т. А. Будівельна фізика : підручник для студентів спеціальності 191 «Архітектура та містобудування». Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018. 386 с.
45. Нечитайло В. А., Москвічова О. О. Архітектурні конструкції житлових та громадських будівель : навч. посіб. Київ : Видавництво «Ліра-К», 2019. 320 с.
46. Кирнос В. М., Залунін В. Ф., Дадіверіна Л. М. Організація будівництва : навчальний посібник. Дніпропетровськ : Пороги, 2005. 310 с.
47. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції : підручник. Львів : Світ, 2002. 312 с.
48. Тонкачєєв Г. М., Шилов С. С., Чернишев Д. О. Архітектурні конструкції цивільних будівель : підручник. Київ : КНУБА, 2018. 412 с.
49. Менейлюк О. І., Дорофєєв В. С., Лукашенко Л. Е., Олійник Н. В., Москаленко В. І., Петровський А. Ф., Соха В. Г. Сучасні технології в будівництві : підручник для вузів / Одеська держ. академія будівництва та архітектури. Київ : Освіта України, 2011. 534 с.
50. Організація та управління будівництвом : підручник / [О. А. Тугай та ін.]. Київ : Ліра-К, 2024. 400 с.
51. Проектування міських територій : підручник : у 2 ч. Ч. 1 / за ред. В. Т. Семенова, І. Е. Линник ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М.

Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018. 449 с. (Серія «Міське будівництво та господарство»).

52. Проектування міських територій : підручник : у 2 ч. Ч. 2 / В. М. Бабаєв, Т. Д. Рищенко, О. В. Завальний, І. Е. Линник, Т. О. Черноносова ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. 544 с. (Серія «Міське будівництво та господарство»).

53. Реконструкція міських територій : підручник / Т. В. Жидкова, Г. О. Татарченко, Н. І. Білошицька, Л. Р. Гнатюк, В. А. Ліпянін, Т. О. Мілаш, Л. В. Золотар, С. М. Чепурна, В. Ю. Глеба ; за ред. Т. В. Жидкової, О. В. Завального ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. 353 с. (Серія «Міське будівництво та господарство»).

54. Реконструкція цивільних та промислових будівель і споруд : підручник / В. М. Бабаєв, Т. Д. Рищенко, О. В. Завальний, С. М. Чепурна, Т. В. Жидкова, Е. А. Шишкін, В. Я. Керш, Ю. І. Гайко, К. І. Вяткін ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. 404 с. (Серія «Міське будівництво та господарство»).

55. Русанова І. В., Шульга Г. М. Інженерний благоустрій територій : підручник. Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2020. 260 с.

56. Склярів І. О., Тонкачєєв В. Г., Склярєва Т. С. Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції : навчальний посібник. Київ : Каравела, 2024. 174 с.

57. Сорокіна Л. В. Моделі і технології управління ринковою вартістю будівельних підприємств : монографія. Київ : Лазурит-Поліграф, 2011. 541 с.

58. Ушацький С. А., Шейко Ю. П., Тригер Г. М. та ін. Організація будівництва : підручник / за ред. С. А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.

59. Цюпин Є. І. ВІМ-технології металевих конструкцій : навчальний посібник / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. Київ : Ліра-К, 2024. 200 с.

60. Черненко В. К., Ярмоленко М. Г. Технологія будівельного виробництва : підручник. Київ : Вища школа, 2002. 430 с.

61. Шилов Е. Й., Гойко А. Ф., Ізмайлова К. В., Закорко П. П., Гриценко О. С. Складання кошторисної документації за допомогою укрупнених показників : навчальний посібник. Київ : КНУБА, 2003. 138 с.
62. ДСТУ 8541:2015. Прокат сталевий. Загальні технічні умови. Чинний від 2017-01-01. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2015. 24 с.
63. ДСТУ EN 545:2017. Труби з ковкого чавуну, арматура та їх з'єднання для водопровідних мереж. Технічні вимоги та методи контролювання. Чинний від 2018-07-01. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 69 с.
64. ДСТУ 8961:2019. Труби сталеві водогазопровідні. Технічні умови. Чинний від 2019-07-01. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 15 с.
65. ДСТУ EN 363:2008. Засоби індивідуального захисту від падіння з висоти. Системи утримання від падіння. Технічні вимоги та методи контролювання. Чинний від 2009-01-01. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2008. 18 с.
66. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Конструкції будинків і споруд. Палі. Технічні умови. Чинний від 2010-01-01. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 57 с.

## ДОДАТОК А. КАЛЬКУЛЯЦІЯ ТРУДОВИХ ВИТРАТ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ

Додаток містить повну форму калькуляції трудових витрат і заробітної плати, складену на основі Єдиних норм і розцінок (ЄНіР) для всіх 24 видів будівельно-монтажних робіт надземної частини об'єкта. Структура калькуляції включає: посилання на параграф ЄНіР, норму часу на одиницю (люд.-год / маш.-год), обсяги робіт по 5 ярусах, трудомісткість по ярусах, розцінку за одиницю в гривнях, заробітну плату на весь обсяг та склад ланки виконавців з розрядами.

Таблиця А.1. Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

№	Найменування роботи	Од.	ЄНіР	Норма часу, люд.-год	Норма часу, маш.-год	Заг. трудоміст., люд.-год	Заг. трудоміст., маш.-год	Розцінка, грн/од.	З/п на обсяг, грн	Склад ланки	К-сть
1	Установлення мет. колон на фундаменти	т	Е5-1-9	3,5	0,7	163,8	32,8	10,71	501,2	Монт. 6р/4р/3р + маш. 6р	2/3/3 /2
2	Установлення колон на нижчележачі колони	т	Е5-1-9	5,25	1,05	380,1	76,1	16,08	1164,2	Монт. 6р/4р/3р + маш. 6р	2/3/3 /2
3	Анкерування колон із ростверком	100 болт	Е5-1-19	11,5	-	24,61	-	25,71	55,02	Монт. 4р/3р	2/2
4	Зварювання стиків колон	10 м шва	Е22-1-3	3,6	-	47,9	-	9,84	130,7	Електрозвар. 5р	2
5	Монтаж ригелів	т	Е5-1-9	2,1	0,42	627,2	125,5	6,45	1926,6	Монт. 6р/4р/3р + маш. 6р	2/3/3 /2
6	Зварювання стиків ригелів і колон	10 м шва	Е22-1-3	3,6	-	99,5	-	9,84	272,0	Електрозвар. 5р	2
7	Улаштування опалубки перекриттів	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Г	0,22	0,03	2377,4	324,2	0,48	5187,0	Плотник 4р/2р + маш. 5р	5/5/2

Продовження таблиці А.1

№	Найменування роботи	Од.	ЄНІР	Норма часу, люд-год	Норма часу, маш-год	Заг. трудоміст., люд-год	Заг. трудоміст., маш-год	Розцінка, грн/од.	З/п на обсяг, грн	Склад ланки	К-сть
8	Монтаж арматурних сіток і каркасів (перекр.)	т	Е4-1-46	13,0	0,09	4961,8	34,3	27,9	10648,9	Армат. 4р/2р + маш. 5р	5/5/2
9	Подача і укладання бет. суміші (перекриття)	м <sup>3</sup>	Е4-1-49	0,81	0,12	2626	389	1,74	5640,9	Бетонц. 4р/2р + маш. 5р	5/5/2
10	Розбирання опалубки	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Г	0,09	0,01	972,5	108,1	0,18	1945,1	Плотник 3р/2р	1/1
13	Подача і укладання бет. суміші (сходи)	м <sup>3</sup>	Е4-1-49	2,1... 4,5	0,31... 0,67	274,7	-	4,5	1075,2	Бетонц. 4р/2р + маш. 5р	5/5/2
14	Розбирання опалубки сходових кліток	м <sup>2</sup>	Е4-1-34Ж	0,24	0,03	165,1	20,6	0,48	330,5	Плотник 3р/2р + маш. 5р	5/5/2
15	Монтаж відправних марок арок	т	Е5-1-6	2,9	0,58	63,8	12,8	9,06	199,3	Монт. 6р/4р/3р + маш. 6р	2/3/3/2
16	Монтаж прогонів арки і в'язей	т	Е5-1-8	0,35	0,12	15,7	3,7	1,23	15,74	Монт. 5р/4р/3р + маш. 6р	2/3/3/2
17	Монтаж балок робочих площадок	т	Е5-1-8	0,3	0,1	7,7	2,58	1,05	27,1	Монт. 5р/4р/3р + маш. 6р	2/3/3/2
18	Стик відправних марок арок на болтах	100 болт	Е5-1-19	11,5	-	3,68	-	25,71	295,7	Монт. 4р/3р	2/2
19	Зварювання відправних марок арок	10 м шва	Е22-1-3	3,6	-	5,4	-	10,8	16,3	Електрозвар. 5р	2
20	Зварювання стиків прогонів, в'язей, балок	10 м шва	Е22-1-3	3,6	-	23,0	-	9,84	63,0	Електрозвар. 5р	2

№	Найменування роботи	Од.	ЄНіР	Норма часу, люд-год	Норма часу, маш-год	Заг. трудоміст., люд-год	Заг. трудоміст., маш-год	Розцінка, грн/од.	З/п на обсяг, грн	Склад ланки	К-сть
21	Підйом краном профнастилу на покрівлю	100 м <sup>2</sup>	-	0,1	0,03	3,0	0,9	0,33	9,84	Монт. 4р/3р + маш. 5р	2/2/2
22	Розкладка і укладання листів вручну	100 м <sup>2</sup>	-	2,6	-	77,5	-	5,46	162,8	Монт. 4р/3р	2/2
23	Кладка зовнішніх стін (t = 640 і 400 мм)	м <sup>3</sup>	ЕЗ-3,А	2,9; 3,2	-	1039,5 / 786,1	186,4 / 127,7	2,16 / 7,14	2322,8 / 1753,7	Каме-н. 4р/3р + маш. 5р	4/4/2
24	Кладка внутр. стін і перегородок (250/120 мм)	м <sup>3</sup>	ЕЗ-3,А	3,7	-	2553,7 / 1510,8	359,5 / 213,1	8,28 / 7,77	5522 / 3353,5	Каме-н. 4р/3р + маш. 5р	5/5/2

За результатами повної калькуляції:

- загальна трудомісткість будівельно-монтажних робіт надземної частини: Q<sub>ср</sub> ≈ 37 425 чол.-дн (за всіма видами робіт);
- сумарна нарахована заробітна плата за основними роботами: ≈ 42,9 тис. грн (без відрахувань і доплат);
- середня кількість працюючих за змінами становить 22-24 особи; максимальна (під час оздоблювальних робіт): 36 осіб;
- склад провідних ланок: монтажники 4-6 розрядів (2-3 особи) з машиністами 5-6 розрядів (2 особи) для монтажних робіт; муляри 3-4 розрядів (4-5 осіб) для кладки; плотники, арматурники, бетонники для з/б робіт.