

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект спортивного комплексу в Полтаві
з дослідженням роботи арочної конструкції

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Цубера Б. І.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Гудь М. І.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Кошалко С.А.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Цубері Богдану Івановичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект спортивного комплексу в Полтаві з дослідженням
роботи арочної конструкції

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

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

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

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
8-10 листів формату А1

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

Студент

(підпис)

Цубера Б. І.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Гудь М.І.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ	7
1.1 Варіантне проектування	7
1.1.1 Вибір покриття арени	7
1.1.2 Опис і обґрунтування розглянутих конструкцій.....	8
1.2. Вихідні дані для проектування	10
1.2.1 Характеристика об'єкта будівництва.....	10
1.2.2 Характеристика місця будівництва	10
1.3 Об'ємно-планувальне рішення.....	11
1.3.1 Функціональне призначення будівлі	11
1.3.2 Конфігурація будівлі	14
1.3.3 Характеристика будівлі	15
1.4 Конструктивні рішення	15
1.4.1 Характеристика несучих конструкцій	15
1.4.2 Характеристика огорожувальних конструкцій	16
1.4.3 Зовнішнє оздоблення.....	17
1.4.4 Оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	17
РОЗДІЛ 2 Розрахунково-конструктивний.....	20
2.1 Конструктивні рішення спортивного комплексу	20
2.2 Силкові розрахунки поперечника споруди по осі 30	22
2.2.1 Збирання навантажень на раму	22
2.3 Конструктивний розрахунок	32

2.3.1 Розрахунок основної несучої конструкції покриття за віссю 30...	32
2.3.2 Розрахунок прогону покриття.....	35
2.3.3 Розрахунок плити покриття на відм. +14,150 в осях 21-32/Д-Н ...	39
2.3.4 Розрахунок пілона в осях 30/Ж.....	50
РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний.....	55
3.1 Моделювання рами	55
3.2 Результати розрахунку	55
РОЗДІЛ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	62
4.1 Охорона праці.....	62
4.1.1 Запроектвані заходи з охорони праці	63
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	67
ВИСНОВКИ	69
БІБЛІОГРАФІЯ	70

ВСТУП

Новий комплекс, який знаходиться в м. Полтава, обіцяє стати важливим центром розвитку спорту та привертати увагу мешканців та гостей. Його вплив на структуру міста буде надзвичайно значущим, адже він не лише додасть естетичний шар до архітектурного ландшафту, а й збагатить інфраструктуру міста.

Плани передбачають не лише сам комплекс, але й додаткові об'єкти, які стануть доповненням до цієї нової міської локації. Поруч з комплексом розташується парк, який стане зеленим оазисом для відпочинку та розваг. Це місце, де мешканці мають змогу насолоджуватися природою, проводити час на свіжому повітрі та зустрічатися з друзями.

Таким чином, можна стверджувати, що будівництво спортивного комплексу є затребуваним.

З огляду на все перераховане вище, будівництво цього об'єкта є актуальним на даний час.

Актуальність теми. Однією з ключових галузей, що визиває інтерес та активно розвивається, є спортивні комплекси. Будівництво таких будівель стає важливим стратегічним аспектом для приваблення туристів, бізнесменів та інших відвідувачів, що вносять свій внесок у соціокультурний та економічний розвиток міста.

Мета роботи: Розробка проекту спортивного комплексу з дослідженням роботи аркої конструкції.

Об'єкт досліджень – рамна арочна конструкція громадських будівель.

Предмет дослідження – напружено-деформівний стан рамної арочної конструкції з елементами змінного перерізу.

Доцільність проведення спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість використання структурних елементів в каркасах громадських будівель.

Завдання роботи:

– розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі

спортивного комплексу;

- виконати розрахунок основних несучих конструкцій;
- виконати статичний розрахунок арочної конструкції з елементами змінного перерізу при дії експлуатаційної навантажень;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих громадських будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання просторових арочних каркасів з елементами змінного перерізу.

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

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на XII міжнародній науково-технічна конференція молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 6-7 грудня 2023 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: АРКА, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Варіантне проектування

1.1.1 Вибір покриття арени

Як покриття арени приймаємо арочно-зв'язкову конструктивну схему.

Прольоти металевих аркових конструкцій, що застосовуються для промислових, громадських і сільськогосподарських будівель і споруд, можуть бути 30-150м.

Порівняно з балковими і рамними конструкціями арочні мають низку переваг:

- менша витрата металу;
- ефективність арок збільшується зі зростанням прольоту (згинальний момент у 5-8 разів менший, ніж у балкових, і в 3-5 разів менший, ніж у рамних системах, за рахунок раціонального обрису арок);
- велика жорсткість (прогин арок у 2-3 рази менший, ніж у рамах);
- архітектурна виразність.

За статичною схемою вибираємо двошарнірні арки. Вони менш чутливі до температурних і деформаційних впливів, ніж безшарнірні, і мають більшу жорсткість, ніж тришарнірні. Крім того, вони мають більш рівномірний розподіл згинального моменту порівняно з двома іншими статичними схемами. Двошарнірні арки достатньо точно економічні за витратою металу, прості у виготовленні та монтажі.

Для оцінки конструктивних форм несучих конструкцій будівлі розглянемо три конструктивні варіанти каркаса:

- арочна схема, що складається з плоских суцільних арок;
- аркова схема, що складається з плоских наскрізних арок.

Габарит кожної конструкції визначено з умови утворення вільного простору $78,1 \times 106,9 \times 14,9$, що забезпечує можливість розміщення в ньому льодової арени

місткістю щонайменше 7000 місць із дотриманням усіх вимог. Габарит може бути уточнено під час подальшої розробки.

1.1.2 Опис і обґрунтування розглянутих конструкцій

Арки є розпірними системами. Величина розпору залежно від навантаження, прольоту і стріли підйому може коливатися в значних межах. Сприйняття розпору вимагає спеціальних конструктивних заходів і, як правило, призводить до істотних додаткових витрат. Тому під час проектування аркових конструкцій треба особливу увагу приділити питанню, як і якими конструктивними рішеннями буде сприйматися розпір.

Вибираємо передачу розпору на жорсткі опори у вигляді пілонів перерізом 2300x700 мм (рис. 1.1).

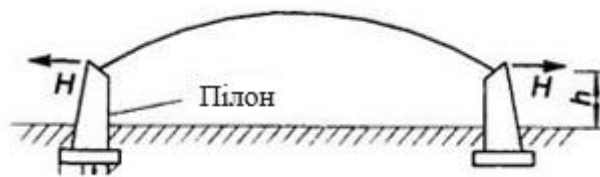


Рисунок 1.1 - Сприйняття пілонами розпору в арках

Варіант 1 - Арочна схема, що складається з плоских суцільних арок. Суцільна арка має висоту перерізу 1200-1400 мм (1/50 - 1/80 прольоту).

Перетин виконують у вигляді зварного широкополочного двотавра. Складні перерізи мають більшу жорсткість із площини арки, тому їх доцільно застосовувати за великих прольотів. З метою економії металу проектується сегментний обрис.

Переваги цього варіанта:

- складений суцільний переріз у вигляді звареного широкополоскового двотавру має велику жорсткість із площини арки;
- суцільностінчаста арка проста у виготовленні та монтажі. Недоліки:
- металоємні.

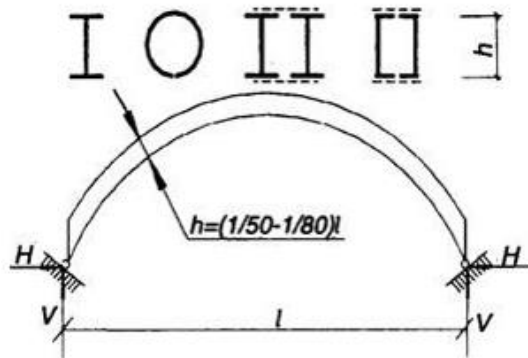


Рисунок 1.2 - Конструктивна схема і типи перерізів суцільної двошарнірної арки

Варіант прийнято в розробку, оскільки він є технологічно простішим і поширенішим. Усі конструкції заводської готовності, що збираються на високоміцних болтах, є негабаритними і можуть без проблем транспортуватися всіма видами транспорту.

Варіант 2 - Арочна схема, що складається з плоских наскрізних арок.

Арка являє собою ґратчасту конструкцію з паралельними поясами з двотаврів. Висота перерізу 1400 мм (1/30 - 1/60 прольоту). У наскрізній арці пояси по вертикалі і горизонталі сполучаються ґратчастими зв'язками трикутного або розкосного типу, що виконуються з одиночних куточків.

Переваги цього варіанта:

- менша металоємність. Недоліки:
- велика трудомісткість у виготовленні;
- менша жорсткість із площини арки.

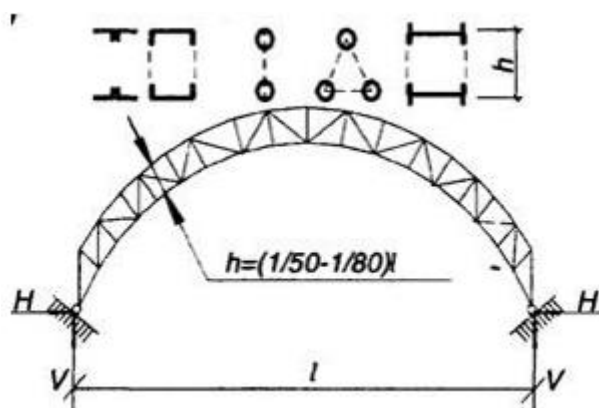


Рисунок 1.3 - Конструктивна схема і типи перерізів наскрізної двошарнірної арки

Варіант прийнято в розробку, оскільки цей вид конструкцій, у загальному випадку, забезпечує перекриття розглянутого прольоту.

Висновок

У розроблення прийнято Варіант 1 як оптимальний у конструктивному відношенні.

1.2. Вихідні дані для проектування

1.2.1 Характеристика об'єкта будівництва

Об'єкт будівництва - багаторівневий багатофункціональний спортивно-видовищний комплекс із льодовою ареною місткістю не менше ніж 7 000 місць у м. Полтава.

Будівля в плані складної конфігурації з розмірами по осях 155,82 м на 118,45 м, різної поверховості. Монолітний залізобетонний каркас, який огорожується від впливу навколишнього середовища сендвіч-панелями і вітражами. Конструкцію покриття виконано зі сталевих арок змінного перерізу, які огорожуються від докільля набірною покрівлею. Вид будівництва - нове.

1.2.2 Характеристика місця будівництва

Ділянка під будівництво розташована у м. Полтава.

Майданчик розташований у межах міської забудови, частково спланований і упорядкований, зайнятий господарськими корпусами, адміністративними будівлями і складами.

Під'їзд до об'єкта здійснюється з південного і південно-західного боку, а також зі східного боку проєктованими автомобільними дорогами.

Кліматична характеристика району наведено

Розрахункова температура повітря найхолоднішої доби забезпеченістю 0,98 - мінус 18 °С. Тривалість опалювального періоду $z_{оп.пер}=184$ доби. Середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період той.пер.=-7,1°С.

Нормативна глибина промерзання ґрунтів - 1,05 м. Сейсмічність майданчика будівництва - 5 балів.

Опади. Район належить до зони достатньої вологості. Середньомісячна кількість опадів - 454 мм [1], кількість опадів за листопад-березень - 104 мм.

Сніговий район - V. Розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м² становить 1.6 (160) кПа (кгс/см²).

Район ожеледиці III, товщина стінки ожеледиці - 15 мм.

Вітер. Для м. Полтава характерна однорідність режиму вітру протягом усього року.

Середньорічна швидкість вітру - 2.6 м/с.

Вітровий район III, з найбільшою швидкістю вітру 28 м/с.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Функціональне призначення будівлі

Основне функціональне призначення об'єкта, що проєктується, - для проведення змагань зимової Універсиади, групових матчів із хокею з шайбою серед чоловічих і жіночих команд, змагань зі шорт-треку, фігурного катання, проведення навчально-тренувального процесу.

У складі споруд об'єкта:

- багаторівневий багатофункціональний спортивно-видовищного комплексу з льодовою ареною місткістю не менше 7000 місць;
- дизельгенераторна установка;
- трансформаторна підстанція;
- каси;
- камери схову;
- паркувальні місця для тимчасової стоянки 10 автобусів;
- автостоянка для автомобілів.

Стоянки для автомашин і автобусів розміщуються навколо багатофункціонального комплексу.

Планувальне рішення Багаторівневого багаторівневого багатофункціонального спортивно-розважального комплексу з льодовою ареною підпорядковане її функціональній організації з чітким поділом зон глядацької, спортивної, преси та суддів.

У підвальному поверсі (відм. -3.300) розташовані:

- у зоні приміщень служби безпеки: приміщення для розміщення нарядів поліції та проведення інструктажу, чергова частина, приміщення для затриманих, приміщення для спецзв'язку, приміщення для відпочинку та приймання їжі, санвузли;

- у зоні приміщень персоналу: їдальня для персоналу, кімната персоналу, побутові приміщення з душовими та санвузлами, майстерні з підсобними приміщеннями, приміщення для зберігання ртутних ламп;

- у зоні технічних приміщень: приміщення насосної, ІТП, насосна АПТ, вузол введення, електрощитові, венткамери.

На третьому поверсі (відм. +9.450) розташовані:

- у зоні для глядачів категорії very vip: хол, приймальня, робочий кабінет і кімната відпочинку із санвузлом і баром із видом на арену, ад'ютантська із санвузлом, приміщення протоколу, медкабінет із приймальною та санвузлом, два приміщення СБ із санвузлом і душовою, приміщення харчоблоку;

- у зоні для глядачів категорії vip: скайбокси з ложами, барами і санвузлами;

- у прес-зоні: приміщення преси, ТБ-студії, звукооператора, апаратні, гримерка, апаратна системи відеотабло, приміщення системи інтер-шуму, серверна; у зоні коментаторів: коментаторські кабінети, приміщення для роботи представників ФІСУ, апаратна відео-гол-суддя, приміщення для працівників статистичних бригад, приміщення для судді відеоповторів, інспектора матчу та технічного працівника, операторська;

- в адміністративній зоні: кабінети адміністрації, операційний центр управління спорспорудою; санвузли, підсобні приміщення, вент-камери.

Входи для глядачів розташовані в осях 27-29, 34-36, Д-Ж. Вхід для vip-глядачів - у осях 36-36/1, У-Ф, вхід для very vip - в осях 31-32, за віссю Е. Вхід для

тих, хто займається, розташований в осях 26/1-27, У-Ф. В осях К-Л, 22-23 розташований вхід для представників преси. В осях К-Л, 40-41 - для суддів. Вхід для працівників адміністрації запроєктовано в осях 40-41, Р-С. Завантаження буфетів здійснюється в осях Т-У за віссю 40, вивантаження харчових відходів - за віссю У в осях 38-39, завантаження їдальні для персоналу - в осях 28-29 за віссю Е. В осях 41-42 за віссю Л у підвальному поверсі запроєктовано окремий вихід із блоку приміщень МВС. Усі входи забезпечені підйомними платформами для МГН, вхід для спортсменів і в приміщення медпункту в осях 26-27, Ф-Ш - підйомним столом вантажопідйомністю 2000 кг.

Евакуаційні виходи з приміщень підвального поверху розташовані в осях 21-22 за віссю Л, в осях Н-П за віссю 21, в осях Ш-Е за віссю 28, в осях Ш-Е за віссю 35, в осях 41-42 за віссю Р, в осях 41-42 за віссю Л.

Евакуація з фойє 2-го поверху здійснюється зовнішніми сходами в осях К-Л, 21-22, в осях Р-С, 21-22, в осях Ф-Е, 27-28, в осях Ф-Е, 35-36, в осях Р-С, 41-42, в осях К-Л, 41-42.

Вертикальні комунікації здійснюються за допомогою 10 сходів і 20 ліфтів. Сходи: для глядачів в осях 24/1-26/1, Е-Ж, в осях 36/1-38/1, Е-Ж, в осях 30/1-32/1, Д-Е, в осях 40-41, І-К; для вір-глядачів- в осях 36/1-38/1, У-Ф, для very vip - в осях 30/1-32/1, Ф-Ш, для преси - І-К, 22-23, для FISU -С-Т, 22-23, для адміністрації С-Т, 40-41. Сходи в осях У-Ф, 24/1-26/1 призначені для евакуації з 2-го і 3-го поверхів. Сходи мають виходи на покрівлю. Огородження на сходах передбачено з двох боків.

В осях 31-32, Ш-Е, і в осях 41-42, М-Н розташовані технологічні сходи для зв'язку з приміщеннями підвального поверху, в осях Т-У, 39-40 розташовані технологічні сходи буфета.

Ліфти: 9 пасажирських ліфтів фірми OTIS швидкістю 1.6 м/с, вантажопідйомністю 1000 кг, розмірами кабіни 1600x1400 мм в осях 31-32/Д-Е, 25-26/Е-Ж, 22-23/І-К, 22-23/С-Т, 25-26/У-Ф, 37-38/У-Ф, 40-41/С-Т, 40-41/І-К, 37-38/Е-Ж; 9 пасажирських ліфтів фірми OTIS швидкістю 1.0 - 2.5 м/с, вантажопідйомністю 1600 кг, розмірами кабіни 2100x1600 мм, в осях 31-32/Д-Е, 25-26/Е-Ж, 22-23/І-К, 22-23/С-Т, 25-26/У-Ф, 37-38/У-Ф, 40-41/С-Т, 40-41/І-К, 37-38/Е-Ж; 1 пасажирський

ліфт фірми OTIS швидкістю 1,6 м/с, вантажопідйомністю 1000 кг, розмірами кабіни 1600x1400 мм, з прохідною кабіною, в осях 31-32/Ф-Ш; 1 пасажирський ліфт фірми OTIS швидкістю 1,0-2. 5 м/с, вантажопідйомністю 1600 кг, розмірами кабіни 2100x1600 мм, з прохідною кабіною в осях 31-32/Ф-Ш; 1 підйомник фірми OTIS для завантаження їдальні для персоналу габаритами 1000x1000 мм в осях 27-28/Ш-Е; 2 підйомники фірми OTIS для завантаження буфетів для глядачів із розмірами шахти 1300x2000 мм в осях 39-40/Т-У. Вантажно-розвантажувальні платформи з підймальними столами вантажопідйомністю 2000 кг передбачені: для завантаження складу в осях 42, Л/Н, для завантаження буфетів для глядачів в осях 40, Т/У, для інших господарських вантажів в осях 21, М/П.

1.3.2 Конфігурація будівлі

Конфігурація будівлі Багаторівневого багаторівневого багатофункціонального спортивно-видовищного комплексу з льодовою ареною - комбінація прямокутного та овального об'ємів, з виступаючими прямокутними елементами сходів і приміщень першого поверху. Наземна частина 3-х поверхової (в основній частині) будівлі з розмірами в плані по осях 155,82 м на 118,45 м являє собою монолітний залізобетонний каркас, який огорожується від впливу навколишнього середовища сендвіч-панелями і вітражами, перегородки - цегляні перегородки 120мм, ГКЛ за металевим каркасом.

Конструкцію покриття виконано зі сталевих арок змінного перерізу, які огорожуються від впливу докілья набірною покрівлею. Відмітка підлоги 1-го поверху - 0.000. Відмітка підлоги 2-го поверху - +4.950.

+4.950, відмітка підлоги 3-го поверху - +9.450, відмітка підлоги підвального поверху

-3.300. Максимальна верхня відмітка будівлі - +24.000. За відносну позначку +0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці - 146,00.

Покрівля будівлі багаторівневого багаторівневого багатофункціонального спортивно-видовищного комплексу з льодовою ареною над основним прямокутним об'ємом скатна циліндричної форми, над овальними вставками і сходовими клітинами - плоска з ухилом не менше ніж 1.5%, над виступаючими з основного об'єму приміщеннями 1-го поверху - плоска експлуатована з ухилом не менше ніж 1.5%. Водовідведення зі скатної покрівлі передбачено зовнішнє неорганізоване на плоску покрівлю, із плоскої покрівлі - внутрішнє організоване, з експлуатованих терас над приміщеннями першого поверху

- зовнішній організований. Передбачається 29 водоприймальних воронок для внутрішнього водовідведення з плоскої покрівлі, 14 водоприймальних воронок для зовнішнього організованого водовідведення з поверхні експлуатованих терас. По периметру скатної покрівлі передбачається огорожа.

1.3.3 Характеристика будівлі

Клас наслідків будівлі – СС3 [5]. Ступінь вогнестійкості -ІІІ [4].

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Характеристика несучих конструкцій

Монолітний залізобетонний каркас будівлі вирішено одним температурним блоком.

Просторова жорсткість і геометрична незмінність каркаса будівлі забезпечується за рахунок жорсткого сполучення монолітних залізобетонних елементів між собою. А також за рахунок раціонального компонування діафрагм і ядер жорсткості в плані.

Клас наслідків – СС3 [5]. Коефіцієнт надійності за відповідальністю - 1,0.

Вхідні групи виконані в монолітному виконанні. Сходи і майданчики вхідних груп виконані з бетону С20/25, W8, F200. Товщина плитної частини входів

становить 200 мм. Покриття над входами виконано з монолітної плити товщиною покриття 200 мм.

Антикорозійний захист сталевих конструкцій виконується згідно з [8]. Усі зварні елементи несучого каркаса ґрунтувати складами на алкідній основі в один шар, товщина шару 80 мкм. У разі порушення заводського антикорозійного покриття під час монтажу або транспортування виконати забарвлення у всіх місцях з попереднім очищенням і знежиренням аналогічним складом за 2 рази. Фарбування здійснювати за температури не нижче +5°C, керуючись [8] і [9]. Після нанесення вогнезахисного складу всі металеві конструкції необхідно пофарбувати фарбою ПФ-115, колір за RAL. Товщина шару фарбування - 80 мкм.

Антикорозійний захист залізобетонних конструкцій здійснюється за рахунок вибору відповідної марки бетону за водонепроникністю, влаштування захисних шарів арматури, а також влаштування гідроізоляції. Гідроізоляція монолітного ростверку і цокольних стін влаштовується обклеювального типу в 2 шари.

1.4.2 Характеристика огорожувальних конструкцій

Зовнішні стіни - сендвіч-панелі (панелі сталеві тришарові з мінераловатним утеплювачем.

1) товщ. 200 мм, алюмінієві вітражі із заповненням стеламітом. Внутрішні стіни сходових кліток, ліфтових шахт, льодової арень - монолітний залізобетон.

Внутрішні перегородки технічних приміщень, стінки шахт - цегла керамічна М 100 завтовшки 120 мм на цементно-піщаному розчині М 100, армована через 5 рядів сіткою кладки Вр 5 мм, марка цегли М 150, перемички типу ПБ.

Внутрішні перегородки в інших приміщеннях - ГКЛ за металевим каркасом. Перегородки поелементного складання з гіпсокартонних листів на металевому та дерев'яному каркасах для житлових, громадських і виробничих будівель..

Покрівля: скатна - двошарова покрівля LMR600, утеплювач 200мм; плоска - Техноеласт ЕКП, ЕПП, армована цементно-піщана стяжка 50 мм, керамзитовий гравій за ухилом об'ємною вагою 600 кг/м³, утеплювач CARBON PROF 400 180 мм.

Пінополістирольні екструзійні «Техноніколь XPS», пароізоляція Уніфлекс; експлуатована - з покриттям тротуарної доріжки; з покриттям тротуарної плитки.

1.4.3 Зовнішнє оздоблення

Таблиця 1.2 - Відомість оздоблення фасаду

Елементи фасаду	Оздоблення	Стандартний колір, номер кольору за каталогом RAL
Підвал вище рівня землі		
Облицювання фасаду	керамогранітна плитка	UF010R, UF007R
Сходи ганків	плитка керамогранітна, нековзна	
Покриття пандусів	ц/п стяжка із залізненням	
Фасад вище позначки +/- 0,000		
Стіни	сендвіч-панелі, алюмінієві вітражі із заповненням стемалітом	RAL 9002, 6021, 6000, 7001
Колони	алюмінієві панелі	

1.4.4 Оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Приміщення основного призначення: льодова арена, вестибюль, фойє, приміщення для VIP і very VIP глядачів, зали силової підготовки та хореографії, роздягальні спортсменів - згідно з дизайн-проектом у складі робочої документації;

Льодова арена:

- Стеля - без підвісної стелі;
- Стіни - Фарба інтер'єрна;

Підлоги – Спеціальне каучукове покриття навколо арени, трибуни - бетон із залізненням поверхні.

Вестибюль, фойє:

- Стеля - сталева касетна ;
- Стіни – керамограніт;
- Підлога – керамограніт.

Зал силової підготовки:

- Стеля - алюмінієва касетна;
- Стіни - водно-дисперсійна фарба інтер'єрна;
- Підлога - спортивне покриття Challenge-lino.

Зал хореографії:

- Стеля - алюмінієва касетна;
- Стіни - водно-дисперсійна фарба інтер'єрна;
- Підлога – паркет.

Гардероби:

- Стеля - алюмінієва касетна ;
- Стіни - водно-дисперсійна фарба ін-тер'єрна;
- Підлога -керамограніт.

Роздягальні:

- Стеля - алюмінієва касетна;
- Стіни - високоякісне фарбування;
- Підлога - Challenge Lino

2. Приміщення служб безпеки - відповідно до вимог відповідних служб;

3. Коридори, кабінети, тренерські, суддівські:

- Стеля - алюмінієва касетна;
- Стіни - високоякісне фарбування водно-дисперсійна фарба інтер'єрна. КМ1
- Підлоги - керамограніт нековзкий;

4. Приміщення вологого і мокрого циклу (санвузли, душові, умивальні, комори прибирального інвентарю, підсобні приміщення їдальні персоналу):

- Стеля - рейкова підвісна стеля;
- Стіни - керамічна плитка;
- Підлога - нековзка керамічна плитка.

5. Побутові приміщення, їдальня персоналу:

- Стеля - рейкова підвісна стеля;
- Стіни - високоякісне фарбування;
- Підлога - нековзка керамічна плитка.

6. Технічні та підсобні приміщення:

- Стеля – фарбування;
- Стіни – фарбування;
- Підлога - нековзка керамічна плитка.

7. Сходові клітки:

- Стеля і низ маршів - високоякісне фарбування;
- Стіни-високоякісне фарбування;
- Підлога - керамограніт нековзкий;
- Сходинокки - керамограніт із насічкою;

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Конструктивні рішення спортивного комплексу

Покриття арени. Розмір частини будівлі становить 78100x106900 мм в осях Ж-У/23-40. По торцевих осях 23 і 40 прибудова з розмірами в плані 3842x40900. Радіус покрівлі для покриття основної будівлі та покриття прибудов 90м. Відмітка в гребені +24,000м для покриття основної будівлі і +22,200м для прибудов. Крок арок 6,3м, висота по карнизу 14,9м.

Конструктивна схема покриття є арочно-зв'язковою. Каркас виконано зі сталевих конструкцій. Елементи арок суцільностінчасті, складові зварні, двотаврового перерізу. Висота стінки, ширина поясів і їхні товщини змінюються по довжині відповідно до огинаючої епюри внутрішніх силових факторів від різних комбінацій зовнішніх впливів.

Прогони по покрівлі - оцинковані холодногнуті Z-подібного перерізу висотою 262 мм, товщина прогонів становить 2,0 мм.

Зв'язки запроектовані у вигляді одинарних і здвоєних тяжів $\varnothing 18$ - $\varnothing 30$ мм, а також діагональних труб $\varnothing 114 \times 4$ - $\varnothing 219 \times 6$. Як розпірки виступають труби круглого перетину.

Покрівля являє собою конструкцію пошарового складання з подвійною обшивкою, що складається з верхніх покрівельних панелей завтовшки 0.66 мм з фальцевим з'єднанням, теплоізоляції і нижнього покрівельного профільованого листа завтовшки 0.55 мм. Як теплоізоляцію використано скловату щільністю 15 кг/м³, товщиною 160 мм.

Фахверкові стійки під стінові сендвіч-панелі на поверхах виконані з труби 140x140x4 за [11] і розташовуються з кроком 3 метри.

Монолітний залізобетонний каркас будівлі вирішено одним температурним блоком.

Колони монолітного залізобетонного каркаса мають розміри перерізів 600x600 мм і діаметр 600 мм. Виконано з бетону класу за міцністю С25/30, марки

за водонепроникністю W8, марки за морозостійкістю F200 (для зовнішніх конструкцій) і F100 (для внутрішніх конструкцій). Як армування використовувалися арматурні стрижні діаметром 28 мм А500С за [12].

Пілони монолітного залізобетонного каркаса мають розміри поперечного перерізу 2300x700 мм. Слугують опорою для прогонових конструкцій покриття, міжповерхових перекриттів і ригелів, на які здійснюється обпирання збірних з/б конструкцій трибун. Пілони виконані з бетону класу за міцністю В30, марки за водонепроникністю W6, марки за морозостійкістю F100. Як армування використовували арматурні стрижні діаметром 28 мм А500С за [12].

Діафрагми жорсткості мають товщину 200 мм. Виконані з бетону класу за міцністю С25/30, марки за водонепроникністю W6, марки за морозостійкістю F100. Армування діафрагм жорсткості виконано з арматури діаметрами 12; 14; 18 А500С за [12].

Сходово-ліфтові блоки виконані в монолітному виконанні. Товщина стін і сходових майданчиків - 200 мм. Виконані з бетону класу за міцністю В30, марки за водонепроникністю W6, марки за морозостійкістю F100. Армування сходово-ліфтових блоків виконано з арматури діаметрами 12; 14; 18 А500С за [12].

Перекриття виконані в монолітному виконанні. Товщина перекриттів 200 мм. Виконано з бетону класу за міцністю С25/30, марки за водонепроникністю W6, марки за морозостійкістю F100. Армування виконано з арматури діаметром 14; 16; 18 А500С за [12].

Ригелі та балки монолітного каркаса виконані в монолітному виконанні. Залежно від сприйманих навантажень мають різні розміри поперечних перерізів і армування. Розміри поперечних перерізів ригелів і балок такі: 600x600 мм; 600x300 мм; 1200x180 мм; 600x1000 мм; 2300x800 мм; 700x800 мм; 600x800 мм; 800x800 мм. Виконано з бетону класу за міцністю В30, марки за водонепроникністю W6, марки за морозостійкістю F100. Армування виконано з арматури діаметром 28 і 25 мм А500С за [12].

Збірні елементи трибун виконані з монолітного залізобетону виготовленого в заводських умовах. Збірні елементи трибун мають Z-подібний поперечний профіль

різної довжини і висоти. Товщина полиці та стінки Z-подібного поперечного профілю становить 140 мм. Виконані з бетону класу за міцністю В30, марки за водонепроникністю W4, марки за морозостійкістю F100. Армування виконано з арматури діаметром 8 мм А500С за [12].

2.2 Силкові розрахунки поперечника споруди по осі 30

2.2.1 Збирання навантажень на раму

Як навантаження на будівлю та її елементи використано навантаження, регламентовані в [13].

Відповідно до вимог [13] для розрахунку придатності до нормальної експлуатації застосовано нормативні навантаження, для розрахунку несучої здатності - розрахункові навантаження.

Усі навантаження поділяються за тривалістю впливу на постійні, тимчасові тривалої дії, короткочасної дії і враховуються в розрахунках у вигляді основного поєднання (особливого поєднання немає через відсутність особливих навантажень).

В основному поєднанні:

- постійні навантаження прийняті з коефіцієнтом $\psi=1$;
- усі тривалі навантаження прийняті з коефіцієнтом $\psi_{11}=1$ у запас міцності;
- короткочасні навантаження прийнято з коефіцієнтом $\psi_{t1}=1$ для основного за ступенем впливу короткочасного навантаження, $\psi_{t2}=0,9$ для другого за ступенем впливу короткочасного навантаження, $\psi_{t3}=0,7$ для решти короткочасних навантажень.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для конструкцій прийнято відповідно до [13]:

- коефіцієнт надійності за навантаженням для ваги будівельних конструкцій:
 $\gamma_f = 1,05$ - металеві конструкції;
- $\gamma_f = 1,1$ - залізобетонні конструкції ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$);
- $\gamma_f = 1,2$ - ізоляційні, вирівнювальні та оздоблювальні шари, що виконуються

в заводських умовах;

$\gamma_f = 1,3$ - ізоляційні, вирівнювальні та оздоблювальні шари, що виконуються на будівельному майданчику;

- коефіцієнти надійності за навантаженням для рівномірно розподілених навантажень:

$\gamma_f = 1,3$ - за повного нормативного значення менше ніж 2,0 кПа; $\gamma_f = 1,2$ - за повного нормативного значення 2,0 кПа і більше.

Снігове та вітрове навантаження підраховані за допомогою програмного комплексу .

Вітрове навантаження.

Проектована будівля згідно з додатком 5, картою 3 [13] розташована в III вітровому районі. Нормативне значення вітрового тиску $w_0 = 0,5$ кПа.

Коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням γ_f слід приймати рівним 1,4.

Навітряний бік будівлі.

Таблиця 2.1 - Вихідні дані для розрахунку вітрового навантаження

Вітровий район	III
Нормативне значення вітрового тиску	0,473 кН/м ²
Тип місцевості	A - відкриті узбережжя морів, озер і водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундра
Тип будівлі	Будівля зі склепінчастими або близькими до нього за обрисами покриттям

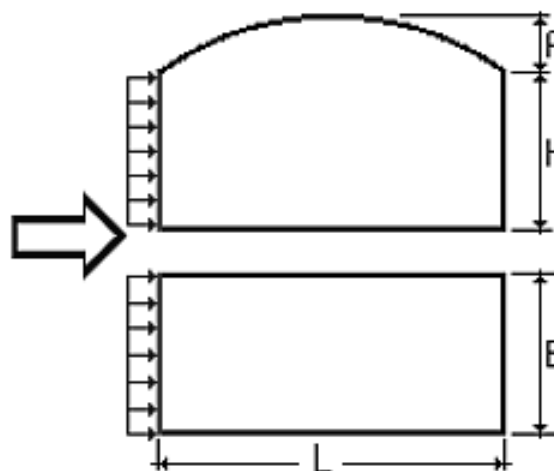


Рисунок 2.1 - Схема будівлі з напрямком вітрового впливу

Таблиця 2.2 - Параметри будівлі

Поверхня	Навітряна поверхня
Крок сканування	2 м
Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	1,4
H	16,89 м
B	106,9 м
f	8,6 м
L	75,8 м

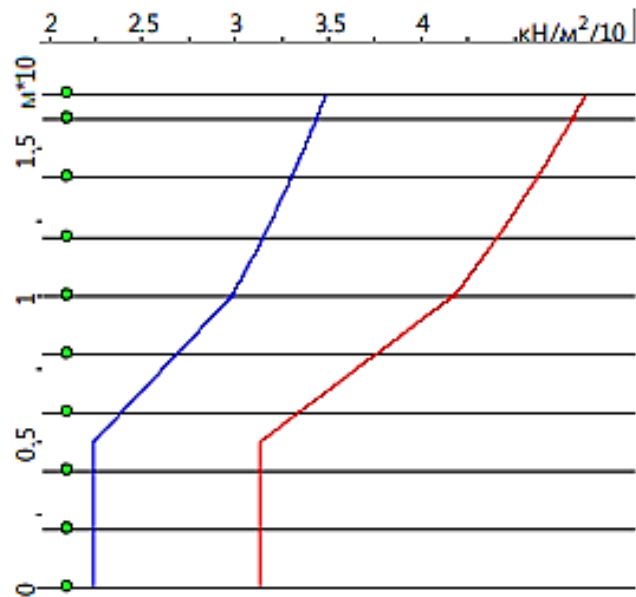


Рисунок 2.2 - Графік значень вітрового тиску залежно від висоти будівлі

Таблиця 2.3 - Значення нормальних і розрахункових вітрових навантажень залежно від висоти будівлі

Висота (м)	Нормативне значення (кНм ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	0,224	0,313
2	0,224	0,313
4	0,224	0,313
6	0,239	0,334
8	0,268	0,376
10	0,298	0,418
12	0,315	0,441
14	0,33	0,462
16	0,343	0,481
16,89	0,349	0,489

- Підвітряний бік будівлі;

Таблиця 2.4 - Вихідні дані для розрахунку вітрового навантаження

Вітрової район	Ш
Нормативне значення вітрового тиску	0,373 кН/м ²
Тип місцевості	А - відкриті узбережжя морів, озер і водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундра
Тип будівлі	Будівля зі склепінчастими або близькими до нього за обрисами покриттям

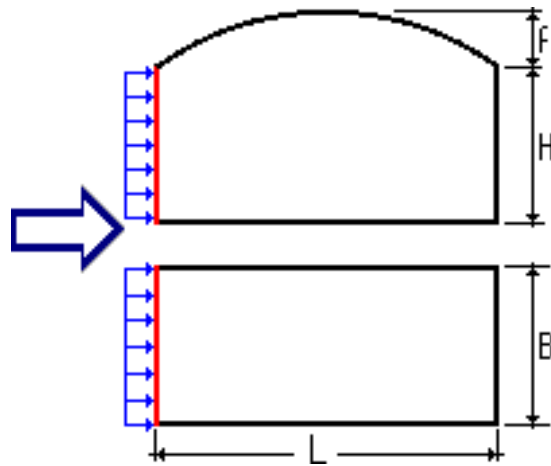


Рисунок 2.3 - Схема будівлі з напрямком вітрового впливу

Таблиця 2.5 - Параметри будівлі

Поверхня	Навітряна поверхня
Крок сканування	2 м
Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	1,4
H	16,89 м
B	106,9 м
f	8,6 м
L	75,8 м

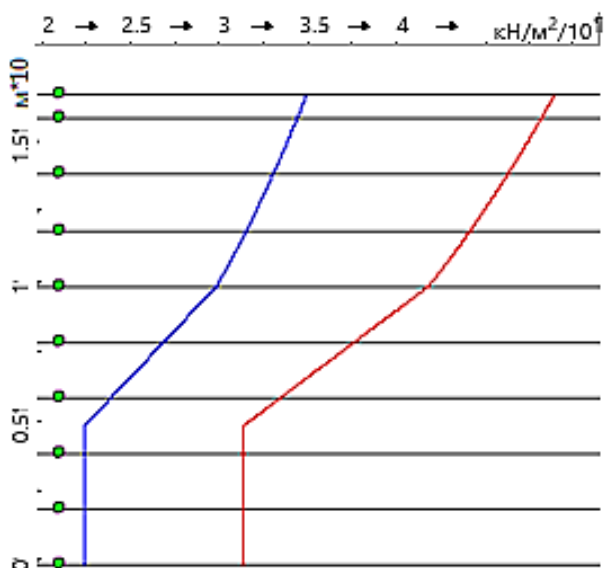


Рисунок 2.4 - Графік значень вітрового тиску залежно від висоти будівлі

Таблиця 2.6 - Значення нормальних і розрахункових вітрових навантажень залежно від висоти будівлі

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	0,224	0,313
2	0,224	0,313
4	0,224	0,313
6	0,239	0,334
8	0,268	0,376
10	0,298	0,418
12	0,315	0,441
14	0,33	0,462
16	0,343	0,481
16,89	0,349	0,489

- Підвітряний бік будівлі;

Таблиця 2.7 - Вихідні дані для розрахунку вітрового навантаження

Вітровий район	III
Нормативне значення вітрового тиску	0,373 кН/м ²
Тип місцевості	A - - відкриті узбережжя морів, озер і водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундра
Тип споруд	Будівля зі склепінчастими або близькими до нього за обрисом покриттями

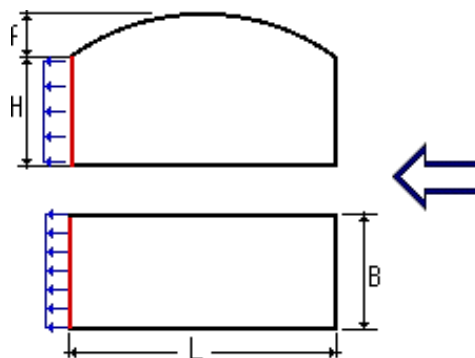


Рисунок 2.5 - Схема будівлі з напрямком вітрового впливу

Таблиця 2.8 - Параметри будівлі

Поверхня	Навітряна поверхня
Крок сканування	1 м
Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	1,4
H	16,89 м
B	106,9 м
f	8,6 м
L	75,8 м

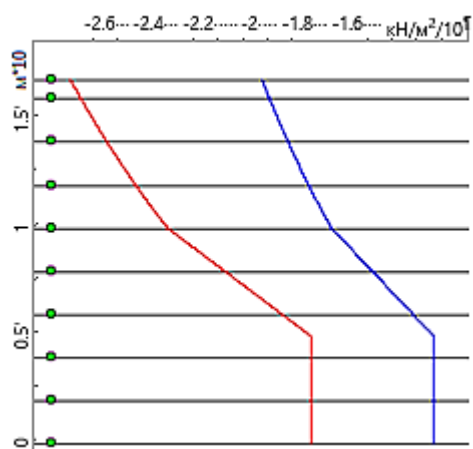


Рисунок 2.6 - Графік значень вітрового тиску залежно від висоти будівлі

Таблиця 2.9 - Значення нормальних і розрахункових вітрових навантажень залежно від висоти будівлі

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	-0,123	-0,173
2	-0,123	-0,173
4	-0,123	-0,173
6	-0,132	-0,184
8	-0,148	-0,207

Продовження таблиці 2.9

10	-0,164	-0,23
12	-0,174	-0,243
14	-0,182	-0,255
16	-0,189	-0,265
17	-0,192	-0,269

Покрівля.

Таблиця 2.10 - Вихідні дані для розрахунку вітрового навантаження

Вітровий район	III
Нормативне значення вітрового тиску	0,373 кН/м ²
Тип місцевості	A - - відкриті узбережжя морів, озер і водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундра
Тип споруд	Будівля зі склепінчастими або близькими до нього за обрисом покриттями

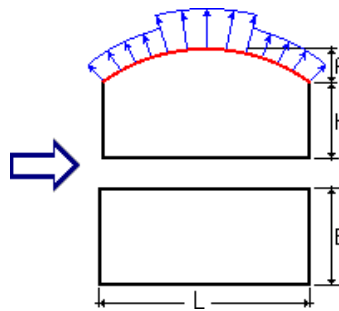


Рисунок 2.7 - Схема будівлі з напрямком вітрового впливу

Таблиця 2.11 – Параметри

Поверхня	Навітряна поверхня
Крок сканування	1 м
Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	1,4
H	16,89 м
B	106,9 м
f	8,6 м
L	75,8 м

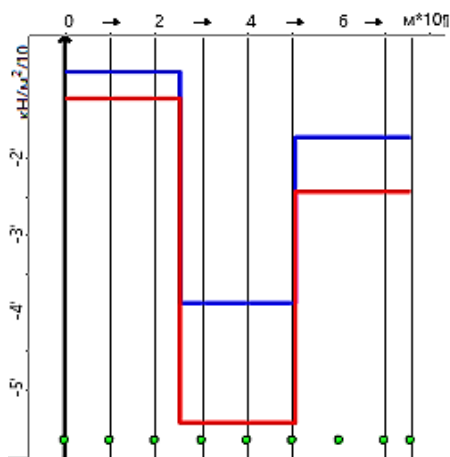


Рисунок 2.8 - Графік значень вітрового тиску залежно від довжини будівлі

Таблиця 2.12 – Значення нормальних і розрахункових вітрових навантажень залежно від висоти будівлі

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	-0,089	-0,124
10	-0,089	-0,124
20	-0,089	-0,124
30	-0,389	-0,544
40	-0,389	-0,544
50	-0,389	-0,544
60	-0,175	-0,244
70	-0,175	-0,244
75,8	-0,175	-0,244

Таблиця 2.13 - Снігове навантаження

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Снігової район	III	
Нормативне значення снігового навантаження	1,6	кН/м ²
Тип місцевості	В - Міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м	
Середня швидкість вітру взимку	2,6	м/сек
Середня температура січня	0	°C
Будівля		

Продовження таблиці 2.13

Висота будівлі Н	16,89	м
Ширина будівлі В	106,9	м
L	75,8	м
f	8,6	м
Неутеплена конструкція з підвищеним тепловідленням	Немає	
Коефіцієнт надійності за навантаження	1,429	

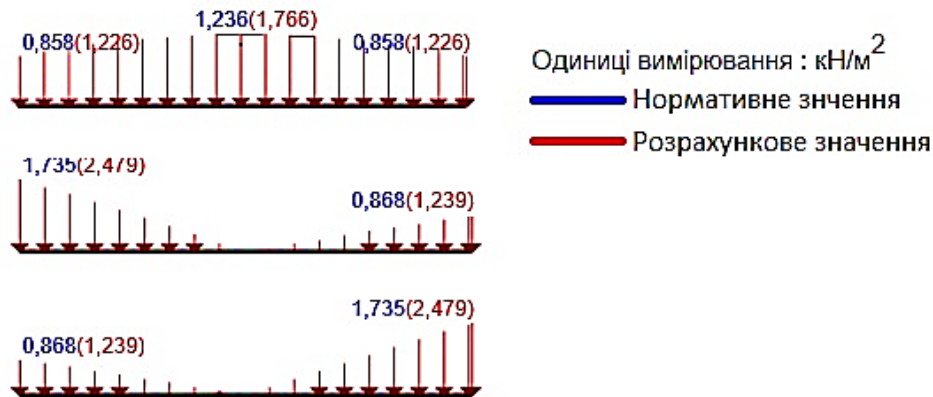


Рисунок 2.9 - Графік значень снігового тиску залежно від довжини будівлі

Проектована будівля розташовується згідно з додатком 5, картою 1 [13] знаходиться в V сніговому районі. Розрахункове значення ваги снігового тиску S_g на 1 м² горизонтальної поверхні землі прийнято $S_g=1,6$ кПа.

Нормативне значення ваги снігового покриву землі:

$$S_n = S_g \cdot \mu = 1,6 \cdot 1 = 1,6 \text{ кПа}, \quad (2.1)$$

де μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, обчислюється відповідно до [пп. 5.3-5.6, 13].

Появу снігових мішків розраховано згідно з [13]. Схему на рисунку 3.5 слід застосовувати при виконанні умови

$$h > \frac{s}{2}, \quad (2.2)$$

де h - висота парапету, м;

S - розрахункове снігове навантаження, що дорівнює $0,7 \cdot S_n$, кПа.

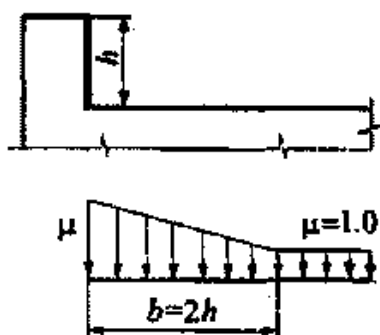


Рисунок 2.10 - Схема снігового навантаження для покриттів із парапетами.

Визначаємо коефіцієнт μ за формулою:

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 4,78}{1,26} = 7,6 > 3 \quad (2.3)$$

Приймаємо $\mu=3$.

Постійні та тимчасові навантаження.

Постійні навантаження від власної ваги несучого металевого і залізобетонного каркаса враховуються автоматично програмним комплексом.

Таблиця 2.14 - Навантаження на покриття

№	Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коеф. Надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійні (покриття)				
1	Вага сталевих ел-ів покриття	0,22	1,05	0,231
2	Теплоізоляція скловата $\gamma=15\text{кг/м}^3$, $\delta=160\text{мм}$	0,024	1,3	0,0312
3	Пароізоляція	0,04	1,3	0,039
4	Прогони довжиною 6,3 м	0,08	1,05	0,084
5	Зв'язки по покриттю	0,07	1,05	0,074

Продовження таблиці 2.14

6	Металева арка покриття	Враховується автоматично	1,1	Враховується автоматично
	Разом:	$g_n=0,65$	-	$g=0,74$
Тимчасові				
1	Комунікації	0,5	1,2	0,65

Усі отримані розрахункові навантаження на 1 пог.м арки множимо на ширину вантажної площі, що дорівнює кроку рам у поперечному напрямку, 6,3 м.

2.3 Конструктивний розрахунок

2.3.1 Розрахунок основної несучої конструкції покриття за віссю 30

Вихідні дані:

- перерізи всіх елементів арки прийняті зі зварного двотавра таких розмірів: полиці - 420x16мм, стінки - 1300x12мм;
- проліт 75,8 м;
- статична схема - однопролітна шарнірно-оперта;
- коефіцієнт умов роботи - $\gamma_c = 1$ [14, табл. 1];
- коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1$;
- матеріал арки - сталь С 345 за [17]; група конструкцій 2, розрахункова температура району будівництва $t = - 40$ °С; показники з ударної в'язкості та хімічного складу відповідно приймати відповідно до [17] і [18];
- розрахункові характеристики сталі: $R_y = 320$ Н/мм² за товщини прокату від 2 до 20 мм включно, $R_{un} = 470$ Н/мм²; $R_s = 0,58 \cdot 320 = 185,6$ Н/мм²; $R_p = 459$ Н/мм².

Вертикальний граничний прогин $f_u = I_{ap}/300$ [13].

Статичний і конструктивний розрахунок арки виконано в ПК "SCAD", результати статичного розрахунку наведено на рисунках 3.10.1-3.10.4.

Арка має бути запроектована з напружено-деформованим станом (НДС), за якого напруження по всій площі поперечного перерізу не повинні перевищувати розрахункового опору сталі.

Перевіряємо несучу здатність арки. Ця перевірка відповідає першій групі граничних станів, виконується на розрахункові поєднання зусиль і містить у собі перевірку на міцність і стійкість.

Перевірку проводимо для центрального сегмента у двох перерізах:

- у центрі сегмента $M_{\max} = 1015,85$ кН·м, $Q = 0$ $h_w = 1400$:

$$\frac{M_{\max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1015,85 \cdot 10^3}{13240 \cdot 320 \cdot 1} = 0,264 \leq 1;$$

- на краю сегмента $M = 720,05$ кН·м, $Q = -95,54$, $h_w = 1200$:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} < 1,15R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.4)$$

де
$$\sigma_x = \frac{M \cdot h_w}{W_{xln} \cdot h} = \frac{720,05 \cdot 120 \cdot 10^3}{10871,1 \cdot 123,2} = 64,51 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2},$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I_x \cdot t_w} = \frac{95,54 \cdot 3427,2 \cdot 10}{483317,76 \cdot 1,2} = 5,65 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_s \cdot \gamma_c = 185,6 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\sigma_{ef} = \sqrt{64,51^2 + 3 \cdot 5,65^2} = 65,25 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 1,15 \cdot 320 \cdot 1 = 368 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка загальної стійкості

Розрахунок на міцність перевірено в програмному комплексі SCAD.

Усі елементи арки є позацентрово-стиснутими. Розрахунок на стійкість перерізу арки слід виконувати як у площині дії моменту (плоска форма втрати стійкості), так і з площини дії моменту (згинально-крутильна форма втрати стійкості).

Розрахунок на стійкість перерізу арки в площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.5)$$

де φ_e - коефіцієнт зниження розрахункових опорів під час позацентрового стиснення, який визначається для суцільностінних стрижнів за [14], залежно від значення відносного ексцентриситету

$$m_{ef} = m \cdot \eta, \quad (2.6)$$

де η - коефіцієнт впливу форми перерізу;

m - відносний ексцентриситет, що визначається за формулою

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c}, \quad (2.7)$$

де W_c - момент опору перерізу для найбільш стиснутого волокна;

e - ексцентриситет, що дорівнює $M/N = 0,78$.

$$m = \frac{0,78 \cdot 0,029}{0,012} = 1,885.$$

Коефіцієнт η підбираємо залежно від значень $A_f/A_w = 0,431$ і

$\lambda = 5,63$ за [таблиця Д.2, 14].

$$m_{ef} = 1,885 \cdot 1,25 = 2,36.$$

$$\frac{1296 \cdot 10^{-3}}{0,17 \cdot 0,029} = 262,9 \text{ Н/мм}^2 \leq 320 \text{ Н/мм}^2$$

Перевірку виконано.

Розрахунок на стійкість позacentрово-стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту під час вигину найбільшої жорсткості ($J_x > J_y$), що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формою:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.8)$$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_{ef}}, \quad (2.9)$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_{ef} = 0,65 + 0,05 \cdot 2,36 = 0,768$$

$$c = \frac{1,584}{1+0,768 \cdot 2,36} = 0,593.$$

При $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi_y = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 \cdot (51 - \bar{\lambda})} = \frac{332}{5,63^2 \cdot (51 - 5,63)} = 0,231.$$

де α і β - коефіцієнти, які приймають за [таблицею 21];

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_{ef} = 0,65 + 0,05 \cdot 2,36 = 0,768$$

$$c = \frac{1,584}{1+0,768 \cdot 2,36} = 0,593.$$

При $\lambda > 4,5$

$$\varphi_y = \frac{332}{\lambda^2 \cdot (51 - \lambda)} = \frac{332}{5,63^2 \cdot (51 - 5,63)} = 0,231.$$

Приймаємо 0,24

$$\frac{1296 \cdot 10^{-3}}{0,593 \cdot 0,24 \cdot 0,029} = 314 \leq 320.$$

Перевірка для розглянутого сегмента арки виконується.

Перевірка деформативності (жорсткості) арки належить до другої групи граничних станів і спрямована на запобігання умовам, що ускладнюють нормальну експлуатацію.

Відповідно до [13] граничні значення деформацій $[f] = L/300 = 253$ мм.

Перевірку проводимо за результатами розрахунків програмного комплексу SCAD (рис. 3.11)

$$[f] = 253 \text{ мм} > f = 223,69 \text{ мм}$$

Умова $[f] > f$ виконується.

2.3.2 Розрахунок прогону покриття

Статичний розрахунок прогону.

Вихідні дані:

Ухил покрівлі - 24° .

Крок металевих арок - 6,3 м. Довжина прогону 7,3 м.

Крок прогонів - 0,75 м.

Матеріал прогонів - сталь С245 з $R_y=240$ Н/мм² [14]. Кріплення прогонів до ригелів - на болтах нормальної точності М20.

Розрахунок прогону виконуємо на навантаження від ваги покрівлі, власної ваги прогону, снігу та вітру.

Попередньо приймемо прогін за проектом аналогом Z-подібного перерізу 262Z20. $H = 262$ мм, $W_x = 59,58$ см³, $W_y = 7,9$ см³, $m = 6,52$ кг/м.

Постійне навантаження

Постійне нормативне вертикальне навантаження на прогін визначаємо за формулою:

$$q = \left(\frac{g_k}{\cos \alpha} + S \right) \cdot b + q_p, \quad (2.10)$$

де g_k - розрахункове навантаження від ваги покрівлі, кН/м²;

S - розрахункове снігове навантаження (розділ 3.2.1);

b - крок прогонів, м;

$\cos \alpha$ - косинус кута нахилу покрівлі до горизонту, град;

q_p - вага 1 м прогону, кН.

Приймаємо: $g_k = 0,284$ кН/м²; $b = 0,75$ м; $q_p = 0,0652$ кН/м; $\cos \alpha = 0,914$.

Підставимо прийняті значення у формулу (2.10) і отримаємо

$$q = \left(\frac{0,284 \cdot 1,3}{0,914} + 3,78 \right) \cdot 0,75 + 0,0652 \cdot 1,05 = 3,21 \text{ кН/м.}$$

Прогони, розташовані на схилі покрівлі, працюють на згин у двох площинах.

Складові навантаження визначають за формулами

$$q_x = q \cdot \cos \alpha, \quad (2.11)$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha, \quad (2.12)$$

де q - розрахункове навантаження на прогін, кН/м;

$$q_x = 3,21 \cdot 0,914 = 2,93 \text{ кН/м.}$$

$$q_y = 3,21 \cdot 0,407 = 1,31 \text{ кН/м.}$$

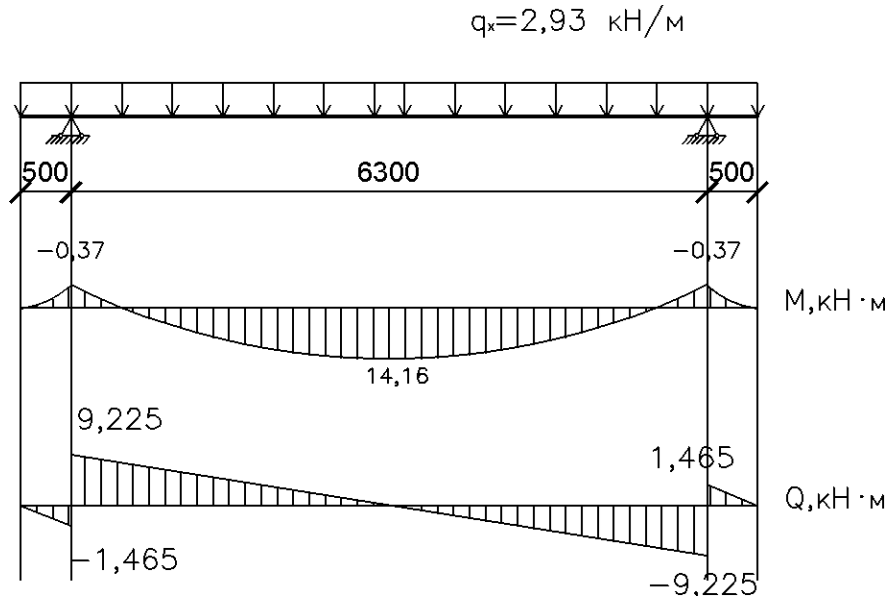


Рисунок 2.11 - Епюри згинальних моментів і поперечної сили від навантаження q_x

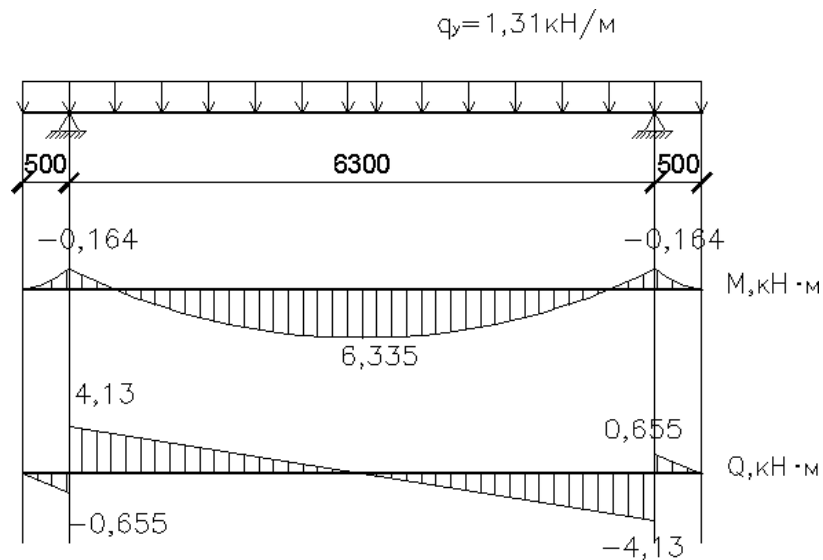


Рисунок 2.12 - Епюри згинальних моментів і поперечної сили від навантаження q_y

Перевіримо міцність прогонів прийнятого перерізу за нормальними напруженнями.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.13)$$

де M_x і M_y - розрахункові моменти від складових навантажень q_x і q_y , кН·м (рис. 3.11 і рис. 3.12).

$$M_x = 14,16 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_y = 6,335 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\sigma = \frac{14,16 \cdot 10^2}{59,58} + \frac{6,335 \cdot 10^2}{7,9} = 104 \text{ Н/мм}^2 \leq 240 \text{ Н/мм}^2$$

Перевірку виконано.

Перевірка міцності прогонів прийнятого перерізу за дотичними напруженнями.

$$\tau = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} + \frac{Q_y \cdot S_y}{J_y \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (2.14)$$

де Q_x і Q_y - розрахункові значення поперечних сил, кН (рис. 2.10 і рис. 2.11);

S_x і S_y - статичні моменти відносно осей x-x і y-y відповідно;

S_x і S_y - статичні моменти відносно осей x-x і y-y відповідно;

J_x і J_y - момент інерції перерізу відносно осей x-x і y-y відповідно.

$$\tau = \frac{9,225 \cdot 37,4 \cdot 10}{766,6 \cdot 0,2} + \frac{4,13 \cdot 6,31 \cdot 10}{50,1 \cdot 0,2} = 48,51 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \leq 139,2 \text{ Н/мм}^2$$

Перевірка виконується.

Залишаємо прогін Z-подібного перерізу 262Z20. $H = 262$ мм, $W_x = 59,58$ см³, $W_y = 7,9$ см³, $I_x = 786,6$ см⁴, $I_y = 50,1$ см⁴.

Перевірка загальної стійкості прогону.

Загальну стійкість прогону можна вважати забезпеченою, оскільки виконується умова 8.4.4 а [7].

Перевірка жорсткості прогонів.

Прогин прогону перевіряємо від дії складової нормативного навантаження, спрямованого перпендикулярно до площини ската за формулою

$$q_{nx} = q_n \cdot \cos\alpha, \quad (2.15)$$

де q_n - сумарне нормативне лінійне навантаження на прогін, кН/м.

Приймаємо: $q_n = 1,65$ кН/м.

Підставимо прийняті значення у формулу (2.15) і отримаємо

$$q_{nx} = 1,65 \cdot 0,914 = 1,51 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Умова жорсткості визначається за формулою

$$f = \frac{5 \cdot q_{nx} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} < f_u = \frac{l}{200}, \quad (2.16)$$

Підставимо прийняті значення у формулу (2.16) і отримаємо

$$\frac{5 \cdot 1,5 \cdot 6,3^4 \cdot 10}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 786,6} = 0,478 \text{ см} < \frac{630}{200} = 3,15 \text{ см}.$$

Жорсткість прогону забезпечена.

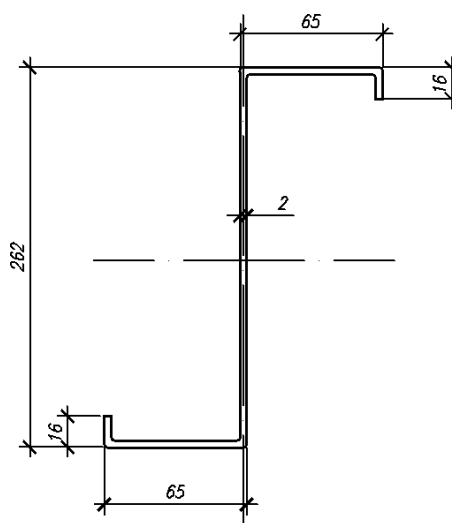


Рисунок 2.13 - Розміри прогону та кріпильного куточка

2.3.3 Розрахунок плити покриття на відм. +14,150 в осях 21-32/Д-Н

Збір навантажень на монолітну плиту покриття, монолітну колону виконуємо відповідно до вимог [13].

Розрахунок плити покриття виконуємо відповідно до вимог. Усі навантаження на плиту покриття прийнято рівномірно розподіленими.

Розглядаємо ділянку покриття будівлі на відм. +14,150 в осях 21-32/Д-Н. Покриття проектується монолітним, залізобетонним, товщиною 200 мм.

Вихідні дані

Розглядаємо ділянку покриття на відм. +14,150. Під час збирання розподіленого навантаження на покриття будівлі будемо враховувати постійні та тимчасові навантаження. Тимчасові навантаження містять у собі короточасні навантаження (снігове навантаження, корисне навантаження, стеля і підвісне обладнання) і тривалі (сніговий мішок). До постійних навантажень належить власна вага плити покриття, а також власна вага конструкції покрівлі. Під час збирання навантаження на покриття і перекриття враховується основне поєднання навантажень, що включає в розрахунок постійні навантаження з коефіцієнтом 1, короточасні - 0,9 і тривалі - 0,95.

Згідно з вимогами повне нормативне значення корисного навантаження на покриття становить 0,8 кН/м². Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для рівномірно розподілених навантажень слід приймати 1,3 за повного нормативного значення, меншого за 2,0 кПа (200 кгс/м²).

Таблиця 2.15 - Постійне навантаження на 1 м² покриття

№	Види навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	Постійне: Покриття "Техноеласт" $\delta = 0,008\text{м}, \rho = 13 \text{ кН/м}^3$	0,104	1,3	0,135
2	Цементно-піщана стяжка $\delta = 0,05\text{м}, \rho = 18 \text{ кН/м}^3$	0,9	1,3	1,17
3	Розуклонка з гравію: $\delta = 0,25\text{м}, \rho = 6 \text{ кН/м}^3$	1,5	1,3	1,95
4	Утеплювач CARBON PROF $\delta = 0,18\text{м}, \rho = 0,38 \text{ кН/м}^3$	0,068	1,2	0,082
7	Монолітна плита перекриття $\delta = 0,2 \text{ м}, \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	5	1,1	5,5
	Разом:	7,572		8,837

Таблиця 2.16 - Короткочасне і тривале навантаження на 1 м² покриття

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
1	Короткочасні: Корисне	0,8	1,3	1,04
2	Снігова на горизонтальній поверхні	1,29	1,4	1,8
3	Стеля та підвісне обладнання	1	1,3	1,3
	РАЗОМ:	3,09		4,14
4	Тривалі: Сніговий мішок	3,86	1,4	5,4
	Разом:	3,86		5,4

Статичний розрахунок монолітної плити покриття.

Плиту покриття прийнято монолітною товщиною 200 мм із важкого бетону марки С25/30. Арматура в поздовжньому і поперечному напрямку прийнята А500С.

Для розрахунку армування елементів плити покриття розглянемо ділянку монолітного перекриття в осях 21-32/Д-Н. Розміри ділянки перекриття в плані: 81060×54900 мм. У програмному комплексі SCAD виконано підбір арматури, верхніх і нижніх сіток.

Щоб визначити армування на розглянутій ділянці, розрахункову схему задаємо у вигляді ділянки 81х55м. Сполучення перекриття з монолітними колонами і монолітними балками вибираємо жорстке, обмежуємо переміщення вздовж x, y і z, а також моменти.

Проводимо генерацію сітки довільної форми. Перетворюємо 3-х вузлові елементи на 4-х вузлові. Крок триангуляції 0,5 м. Жорсткість визначаємо товщиною плити 200 мм і бетоном класу В30. По черзі завантажуюмо плиту перекриття постійним, короткочасним і тривалим навантаженнями.

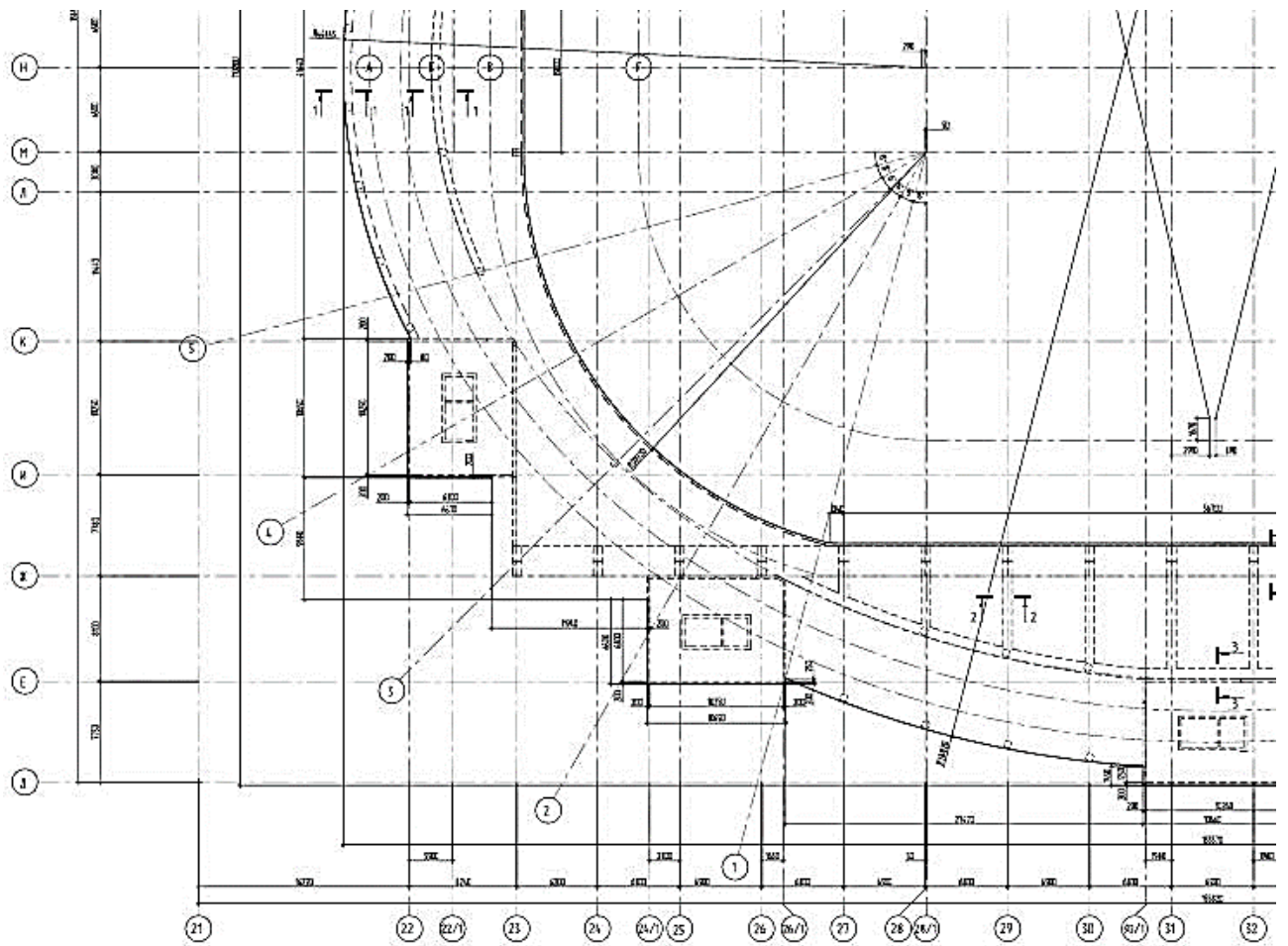


Рисунок 2.14 - Ділянка плити покриття, що розглядається

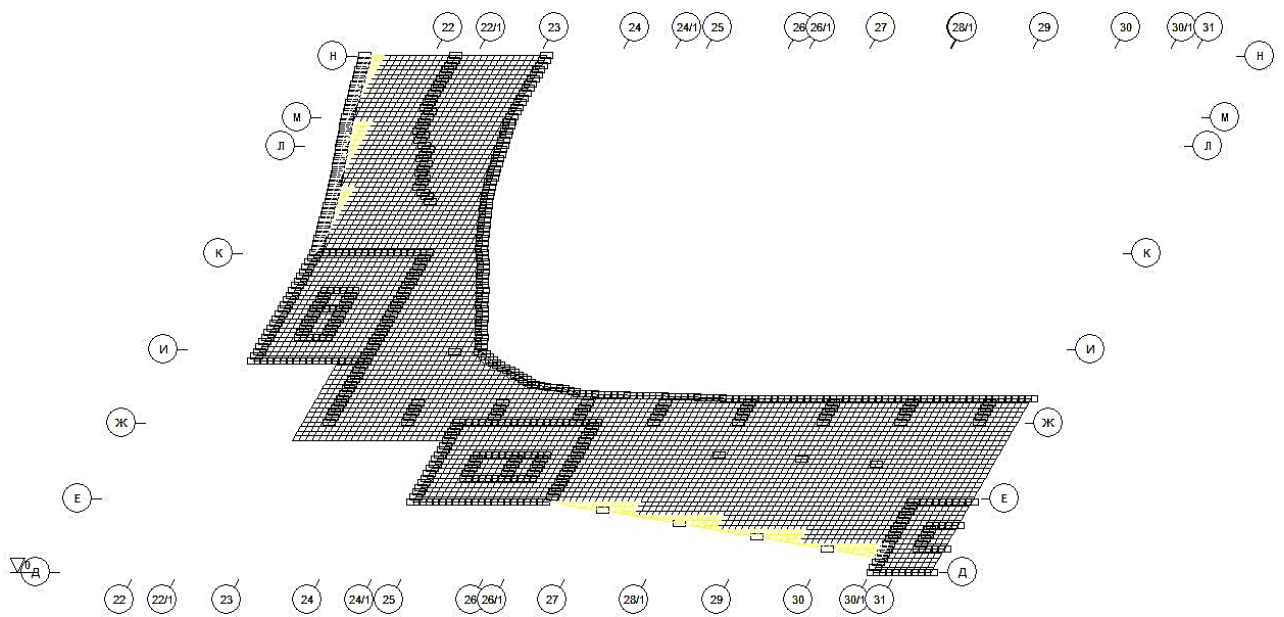


Рисунок 2.15 - Розрахункова схема плити

Аналіз результатів розрахунку плити.

Результати розрахунку плити перекриття представлені на рис. Монолітна залізобетонна плита покриття товщиною 200 мм армується окремими стрижнями, укладеними з кроком 200 мм у поздовжньому та поперечному напрямках.

армується окремими стрижнями, укладеними з кроком 200 мм у поздовжньому і поперечному напрямку. По контуру плити передбачено додаткові каркаси.

У результаті розрахунків програмного комплексу SCAD отримуємо, що нижнє і верхнє армування покриття в прольоті та на опорі здійснювати $\emptyset 14 A500C$ з кроком 200 мм. Армування виконаємо у вигляді окремих стрижнів. По контуру плити додаємо обрамляючі стрижні П1 з арматури $\emptyset 12 A500C$.

Поперечну арматуру виконуємо $\emptyset 6 A240$ з кроком 400 мм. З кроком 1000 мм встановлюємо підтримувальні каркаси КРП1 з арматури $\emptyset 10 A500C$.

Максимальне вертикальне переміщення плити перекриття становить 20,52 мм (за результатами розрахунків у SCAD).

Згідно з нормами, максимально допустимий вертикальний прогин для плит покриття прольотом 6,3 м становить $f_u = 1/204 = 0,0309 \text{ м} = 3,09 \text{ см}$.

$f_u \geq f$, тобто $3,09 \text{ см} > 2,052 \text{ см}$, отже, жорсткість покриття забезпечено.

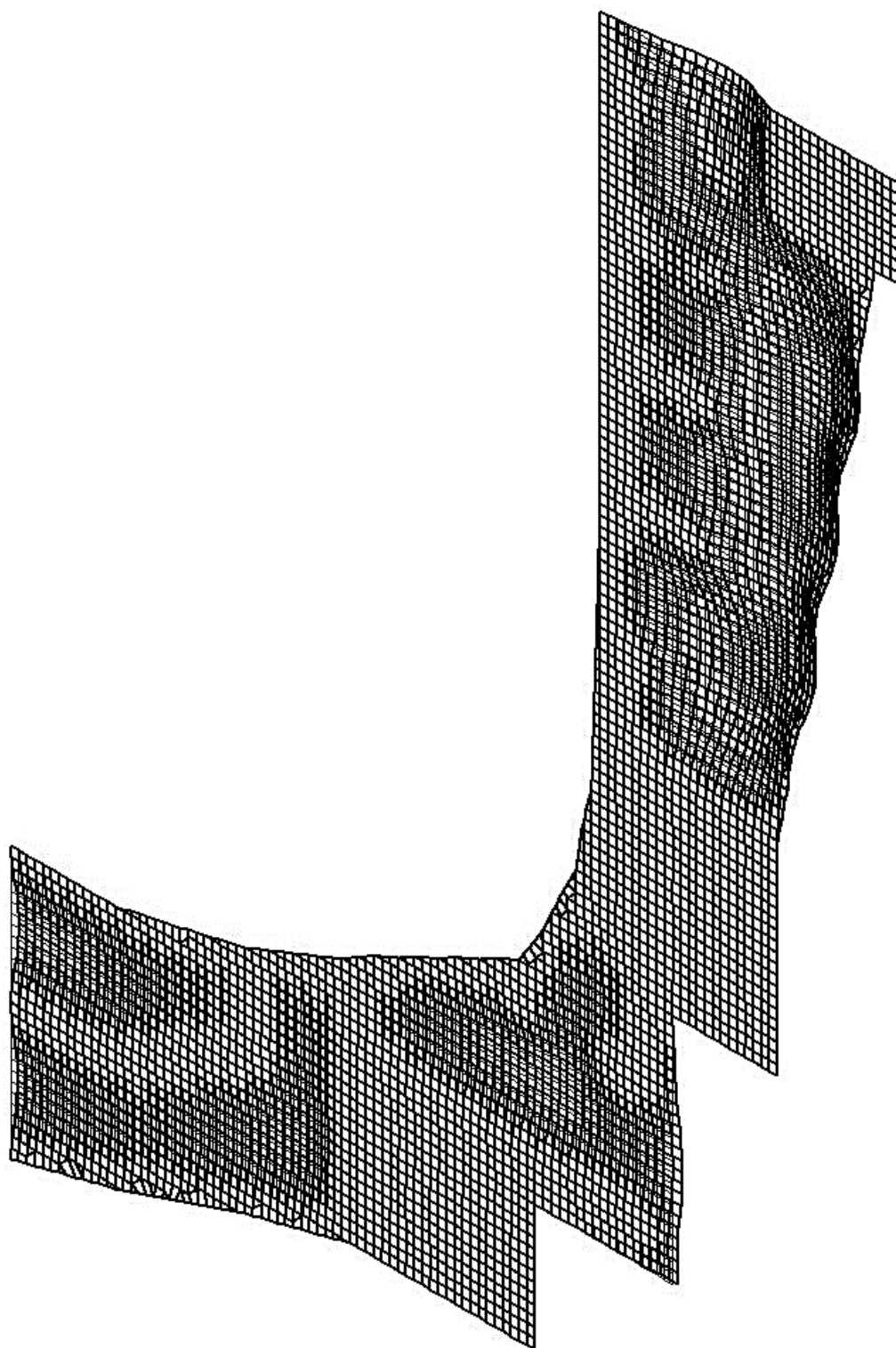


Рисунок 2.16 - Спільне відображення вихідної та деформованої схеми

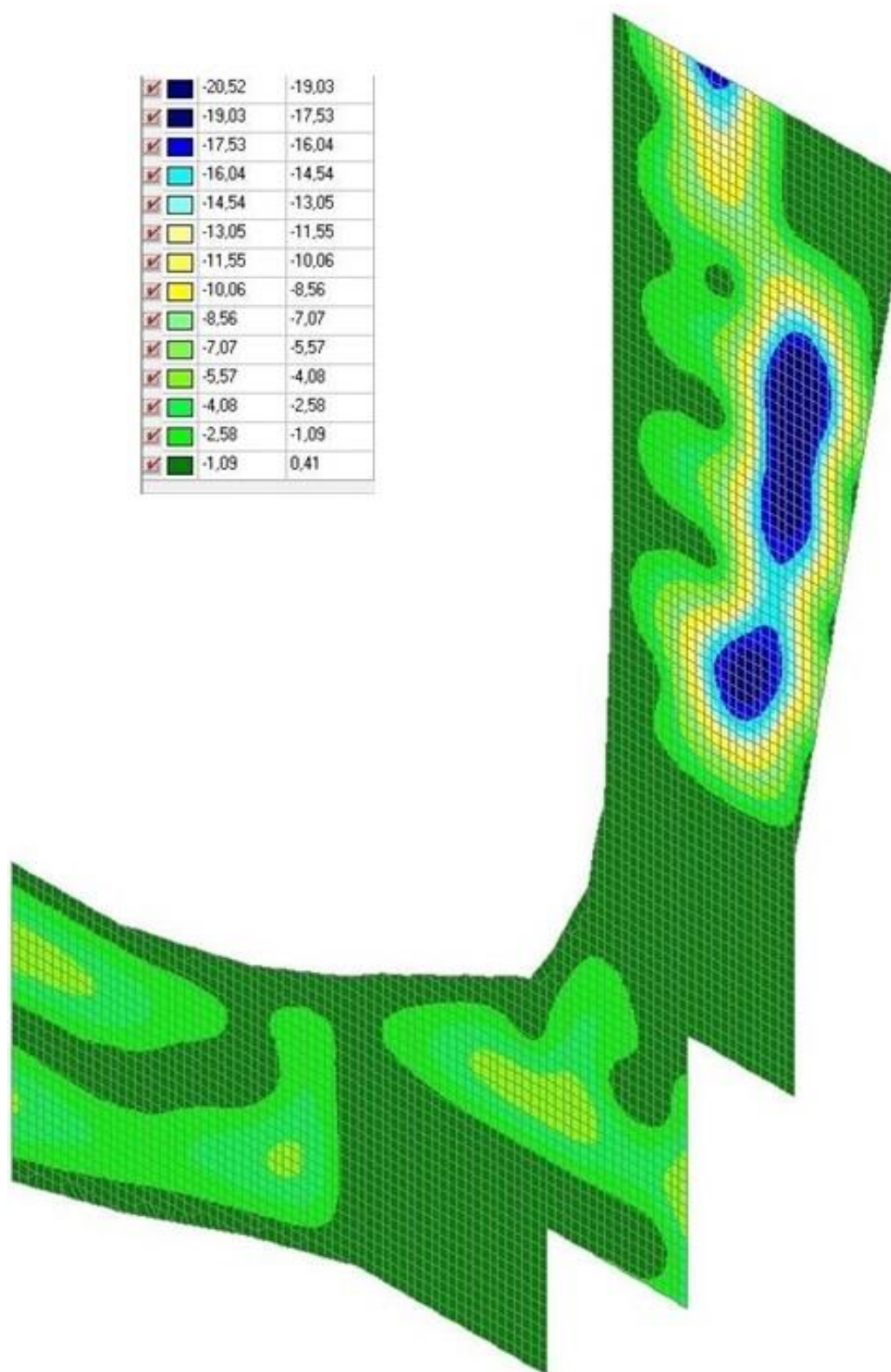


Рисунок 2.17 - Ізополя переміщень у напрямку осі Z, мм

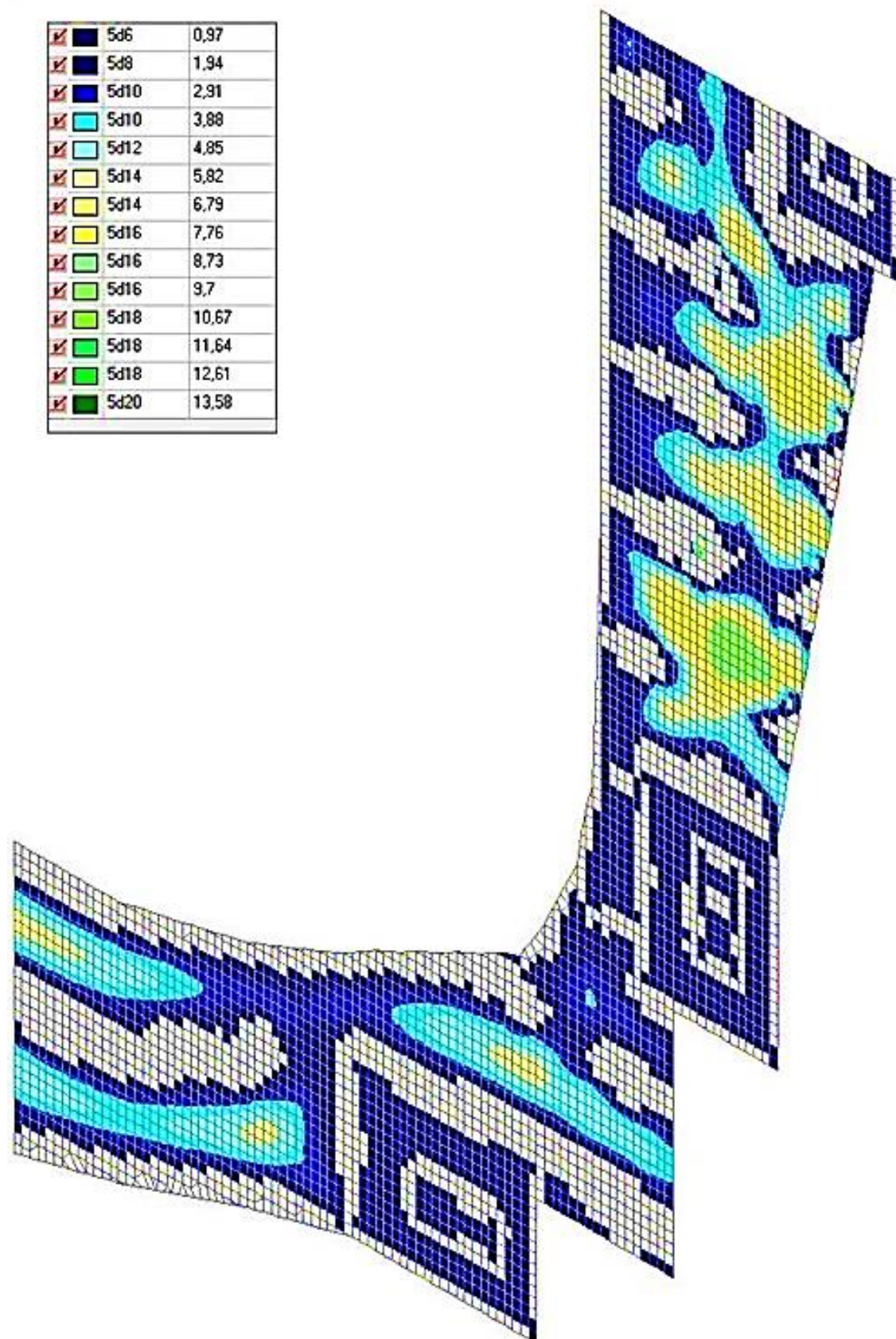


Рисунок 2.18 - Нижня арматура по X

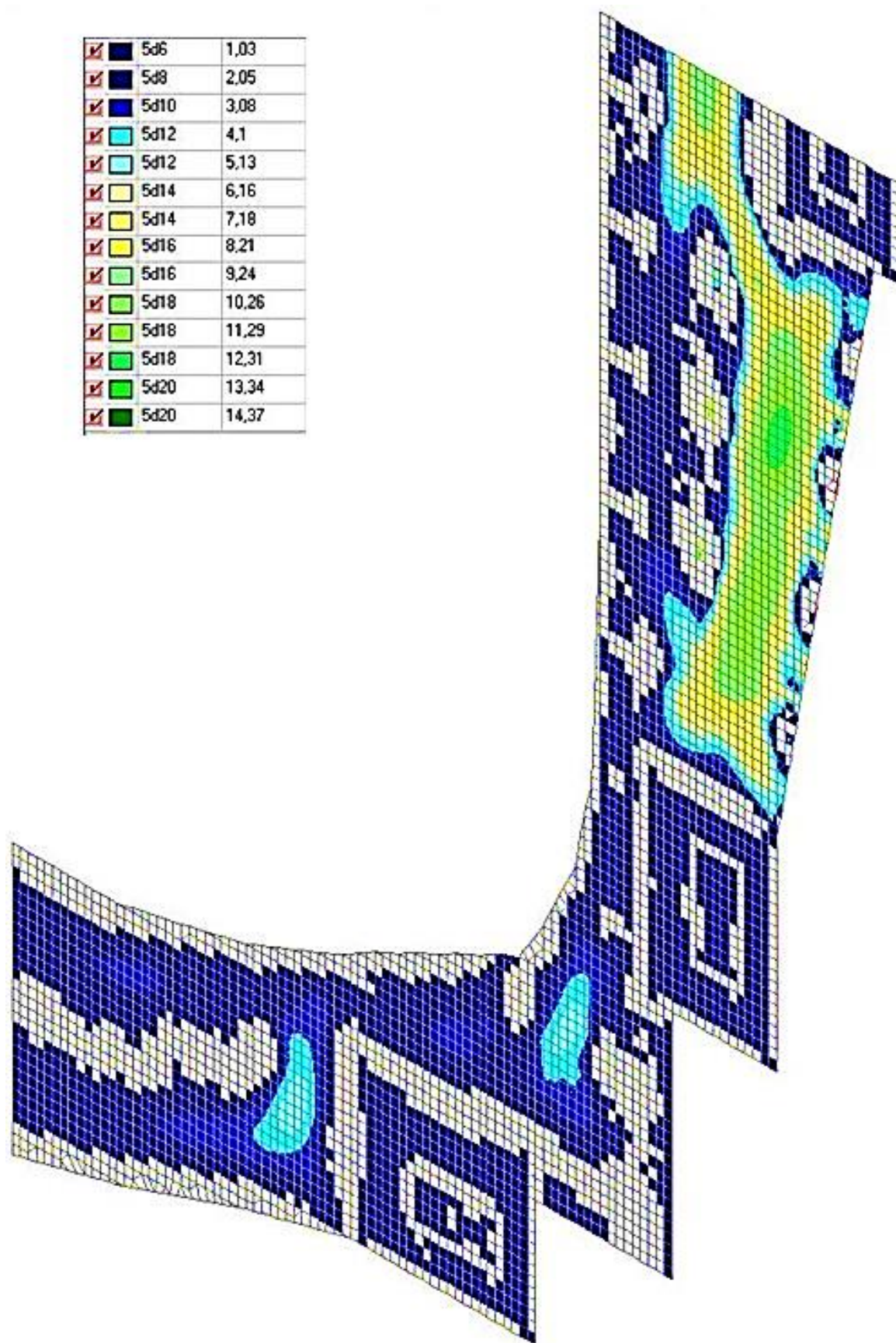


Рисунок 2.19 - Нижня арматура за У

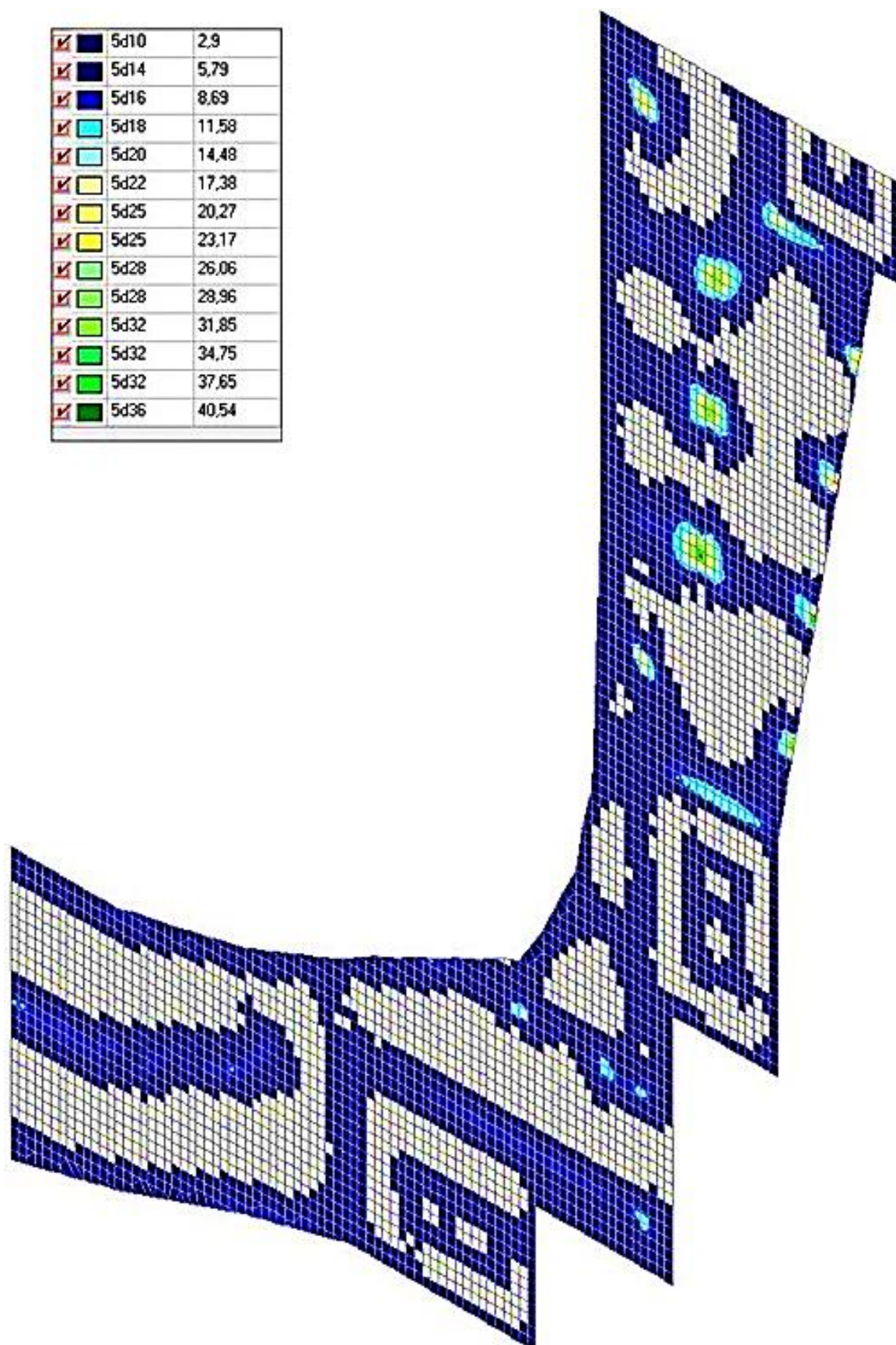


Рисунок 2.20 - Верхня арматура по X

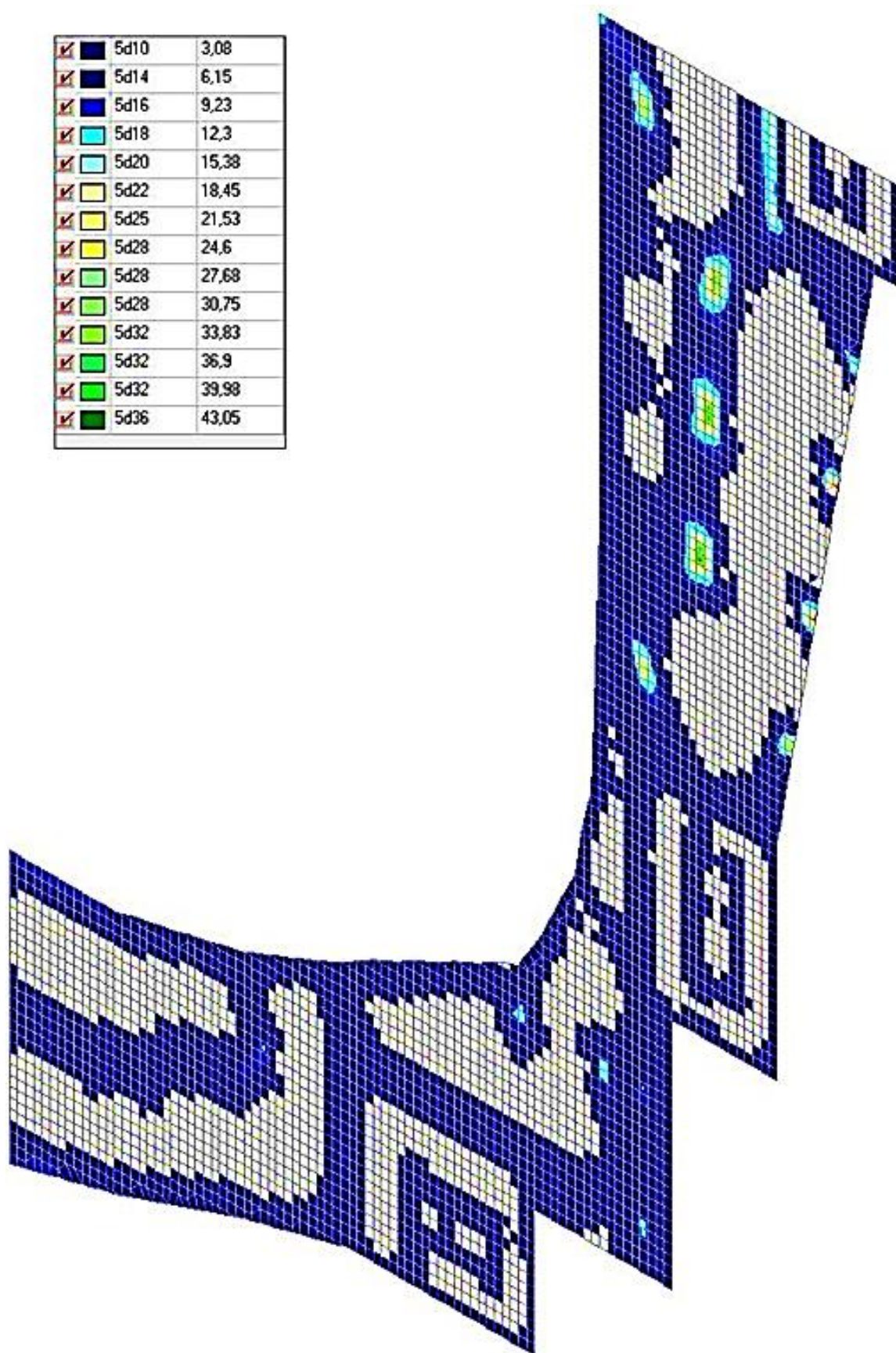


Рисунок 2.21 - Верхня арматура по У

2.3.4 Розрахунок пілона в осях 30/Ж

Вихідні дані

Розглядаємо пілон в осях 30/Ж з відм. від -2,000 до +14,425. Цей пілон сприймає навантаження з покриття, з несучих конструкцій покрівлі, з перекриттів усіх поверхів, а також власну вагу. Пілони монолітні перетин 700x2300 мм. Матеріал колони бетон класу С25/30.

Збір навантажень на пілон.

Визначимо вантажну площу, з якої передається навантаження на один пілон. Вантажна площа для пілона в осях 30/Ж становить $0,5 \cdot 39,05 + 0,5 \cdot 8,16,3 = 148,52$ м².

Таблиця 2.17 - Навантаження на пілон від покриття та несучих конструкцій покрівлі

№	Вид навантаження	Нормативне навантаж, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрах. навантаж, кН/м ²
1	Постійне: від покрівлі та покриття (см. табл. 4.1)	7,572		8,837
2	Вага металевих несучих конструкцій	103,95 кН	1,05	109,15 кН
3	Короткочасні: Корисне	0,8	1,3	1,04
4	Стеля та підвісне обладнання	1	1,3	1,3
5	Снігова на горизонтальній поверхні	1,29	1,4	1,8
4	Тривалі: Сніговий мішок	3,86	1,4	5,4

Для визначення тривалого навантаження на 1 м² перекриття від власної ваги перегородок у розрахунку враховуємо товщину перегородок 100 мм із двошаровими обшивками з гіпсокартонних листів на одинарному металевому каркасі, вагою 0,49 кН/м².

$$P = \frac{m \cdot h \cdot \gamma_f}{S_{гр}} = \frac{0,49 \cdot 4,3 \cdot 1,1}{148,52} = 0,016 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

де $h = 4,3$ м - висота перегородки.

Таблиця 2.18 - Навантаження на 1 м² перекриття першого поверху

№	Вид навантаження	Нормативне навантаж, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрах. навантаж, кН/м ²
1	Постійне: Керамограніт на клею $\delta = 0,01$ м; $\rho = 20$ кН/м ³	0,2	1,2	0,24
2	Стяжка з цементно-пещаного розтвору, $\delta = 0,085$ м, $\rho = 18$ кН/м ³	1,53	1,3	1,989
3	Утеплювач «Пеноплекс» $\delta = 0,1$ м, $\rho = 0,37$ кН/м ³	0,037	1,2	0,044
4	Монолітна плита перекриття $\delta = 0,2$ м, $\rho = 25$ кН/м ³	5	1,1	5,5
	РАЗОМ:	6,767		7,773
5	Короткочасне: Корисне навантаження	4	1,2	4,8
	РАЗОМ:	4		4,8
	Полная нагрузка	10,767		12,573

Таблиця 2.19 - Навантаження на 1 м² перекриття типового поверху

№	Вид навантаження	Нормативне навантаж, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрах. навантаж, кН/м ²
1	Постійна: Керамограніт на клеві $\delta = 0,01$ м; $\rho = 20$ кН/м ³	0,2	1,2	0,24
2	Стяжка з цементно-піщаного розчину, $\delta = 0,085$ м, $\rho = 18$ кН/м ³	1,53	1,3	1,989
3	Утеплювач «Піноплекс» $\delta = 0,1$ м, $\rho = 0,37$ кН/м ³	0,037	1,2	0,044
4	Монолітна плита перекриття $\delta = 0,2$ м, $\rho = 25$ кН/м ³	5	1,1	5,5
	РАЗОМ:	6,767		7,773
5	Короткочасні: Корисне навантаження	4	1,2	4,8
6	Довготривалі: Вага перегородок	0,014	1,1	0,016
	Всього	4		4,8
	Разом	10,781		12,589

Навантаження на колону нормативне від ваги покрівлі та покриття:

$$N_1 = 7,572 \cdot 6,3 \cdot 0,5 \cdot 8,1 = 193,19 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від ваги покрівлі та покриття:

$$N_1 = 8,837 \cdot 6,3 \cdot 0,5 \cdot 8,1 = 225,48 \text{ кН}$$

Навантаження на колону нормативне від ваги металевих конструкцій:

$$N_2 = 103,95 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від ваги металевих конструкцій:

$$N_2 = 109,15 \text{ кН}$$

Навантаження на колону нормативне від корисного навантаження і від стелі та підвісного обладнання:

$$N_3 = 1,8 \cdot 148,52 = 267,34 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від корисного навантаження і від стелі та підвісного обладнання:

$$N_3 = 2,34 \cdot 148,52 = 347,54 \text{ кН}$$

Навантаження на колону нормативне від снігу на горизонтальній поверхні:

$$N_4 = 1,29 \cdot 148,52 = 191,59 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від снігу на горизонтальній поверхні:

$$N_4 = 1,29 \cdot 148,52 = 191,59 \text{ кН}$$

$$N_4 = 1,8 \cdot 148,52 = 267,34 \text{ кН}$$

Навантаження на колону нормативне від снігового мішка:

$$N_5 = 3,86 \cdot 148,52 = 573,29 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від снігового мішка:

$$N_5 = 5,4 \cdot 148,52 = 802,01 \text{ кН}$$

Навантаження на колону нормативне від перекриття першого поверху:

$$N_6 = 10,767 \cdot 148,52 = 1599,11 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від перекриття першого поверху:

$$N_6 = 12,573 \cdot 148,52 = 1867,34 \text{ кН}$$

Навантаження на колону нормативне від перекриття типового поверху:

$$N_7 = 10,781 \cdot 148,52 = 1601,19 \text{ кН}$$

Навантаження на колону розрахункове від перекриття типового поверху:

$$N_7 = 12,589 \cdot 148,52 = 1869,72 \text{ кН}$$

Сумарне нормативне навантаження від власної ваги пілона третього поверху:

$$G_k = 2,3 \cdot 0,7 \cdot 25 \cdot 5,075 = 204,27 \text{ кН}$$

Сумарне розрахункове навантаження від власної ваги пілона третього поверху:

$$G_k = 1,1 \cdot 2,3 \cdot 0,7 \cdot 25 \cdot 5,075 = 224,69 \text{ кН}$$

де 4,6 м - висота пілона, 2,3x0,7 - перетин пілона,
25 кН/м³ - об'ємна вага бетону.

Сумарне нормативне навантаження від власної ваги пілона всієї висоти:

$$G_k = 2,3 \cdot 0,7 \cdot 25 \cdot 16,425 = 661,11 \text{ кН}$$

Сумарне розрахункове навантаження від власної ваги пілона всієї висоти:

$$G_k = 1,1 \cdot 2,3 \cdot 0,7 \cdot 25 \cdot 16,425 = 727,22 \text{ кН}$$

де 4,6 м - висота пілона, 2,3x0,7 - перетин пілона,
25 кН/м³ - об'ємна вага бетону.

Тоді сумарне максимальне навантаження нормативне на пілон третього поверху:

$$N_H = 193,19 + 103,95 + 267,34 + 191,59 + 573,29 + 204,27 = 1533,63 \text{ кН}$$

Тоді сумарне максимальне навантаження розрахункове на пілон третього поверху:

$$N_P = 225,48 + 109,15 + 347,54 + 267,34 + 802,01 + 224,69 = 1976,22 \text{ кН}$$

Сумарне максимальне навантаження нормативне на пілон цокольного поверху:

$$N_H = 193,19 + 103,95 + 267,34 + 191,59 + 573,29 + 573,29 + 1599,11 + 2 \cdot 1601,19 + 661,11 = 6791,96 \text{ кН}$$

Тоді сумарне максимальне навантаження розрахункове на пілон цокольного поверху:

$$N_P = 225,48 + 109,15 + 347,54 + 267,34 + 802,01 + 1867,34 + 2 \cdot 1869,72 + 727,22 = 8085,53 \text{ кН}$$

Статичний розрахунок пілона.

Розрахункова схема пілона є статично невизначеною. Будівля багатопролітна, навантаження по ярусах також приблизно однакове, тому всі вузли стійок-рам отримують приблизно рівні кути повороту, внаслідок цього виникають рівні вузлові моменти з нульовими точками епюри моментів у середині висоти поверху. Тому нехтуємо величиною моментів і вважаємо пілон як центрально стиснутий елемент.

Для визначення армування пілона використовуємо програму Арбат. Для перевірки пілона цокольного поверху задаємо стрижень завдовжки 2 м, для третього поверху - 5,075 м, жорстко зацмлений на рівні нижньої опори і жорстко зацмлений на рівні верхньої опори, де опорами є монолітні перекриття, жорстко пов'язані з пілоном. Коефіцієнт поздовжнього вигину в такому разі в площині і з площини приймають рівним 1,21 для елементів з обмежено зміщуваними закладеннями на двох кінцях, податливими (з обмеженим поворотом). При заданні жорсткості призначаємо перетин 2300x700 мм і бетон класу В30. Випадковий ексцентриситет приймаємо 1/30 висоти перерізу, тобто 77 мм. Гранична гнучкість колони 120.

Завантажуємо стрижень навантаженням, що відповідає порахованому навантаженню. Таким чином, визначаємо необхідне армування.

Навантаження на пілон третього поверху $N_p = 1976,22$ кН. Навантаження на пілон цокольного поверху $N_p = 8085,53$ кН;

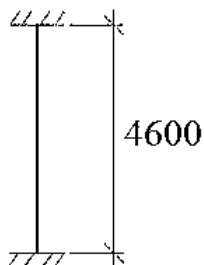


Рисунок 2.22 - Розрахункова схема пілона

Аналіз результатів розрахунку пілона.

Колону армуємо 30 стрижнями поздовжньої симетричної арматури $\varnothing 28$ А500С з позначки -2,000 до позначки +14,425. Поперечну арматуру на- значаємо конструктивно з кроком 100 мм по висоті хомутами з $\varnothing 10$ А - I. Довжина випусків арматури колони не менше $\frac{1}{4}$ довжини пілона, тобто не менше 1270 мм.

Товщину захисного шару поздовжньої арматури приймаємо не менше 20 мм і не менше самого діаметра.

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Моделювання рами

Створення моделі поперечної рамної арочної конструкції з елементами змінного перерізу, що виконується за допомогою програмного комплексу SCAD, її конструктивну схему приводимо до розрахункової, в якій встановлюємо довжини всіх елементів рами та окремих їхніх ділянок із перерізами, які відрізняються, а також жорсткості цих елементів і ділянок. При цьому дотримуємося таких правил:

- за осі стрижнів, що замінюють колони, умовно приймаємо лінії центрів ваги перерізів колон;

- за геометричну вісь арки приймаємо середину висоти арки. Для розрахунку рами приймаємо розміри перерізу сегментів арки зі зварних двотаврів: стінка них двотаврів: стінка - 1300x12 мм, марка сталі С345 [17], пояси - 420x16 мм, переріз залізобетонної колони 2300x700, марка бетону С2530. Сполучення колон із фундаментами приймаємо жорстке, колони й арки - шарнірне.

Розрахункова схема рами зображена на рисунку 3.1. Епюри зусиль зображено на рисунках 3.2-3.6.

3.2 Результати розрахунку

За результатами розрахунку отримано епюри внутрішніх зусиль в рамі з елементами змінного перерізу. Максимальні значення згинальних моментів зосереджуються у місцях з'єднання колон та фундаментів. Поперечні сили розподілені рівномірно по перерізі стержнів рами та колон. Характер поширення поздовжніх сил аналогічний поширенню згинальних моментів.

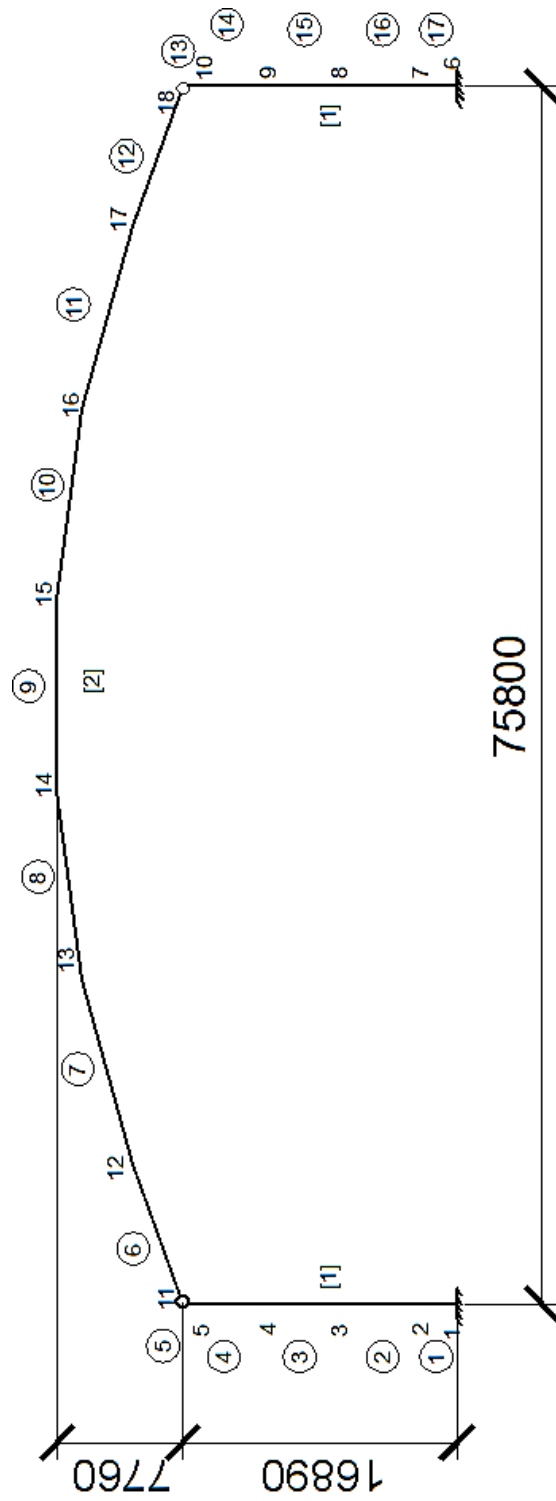


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема поперечної рами

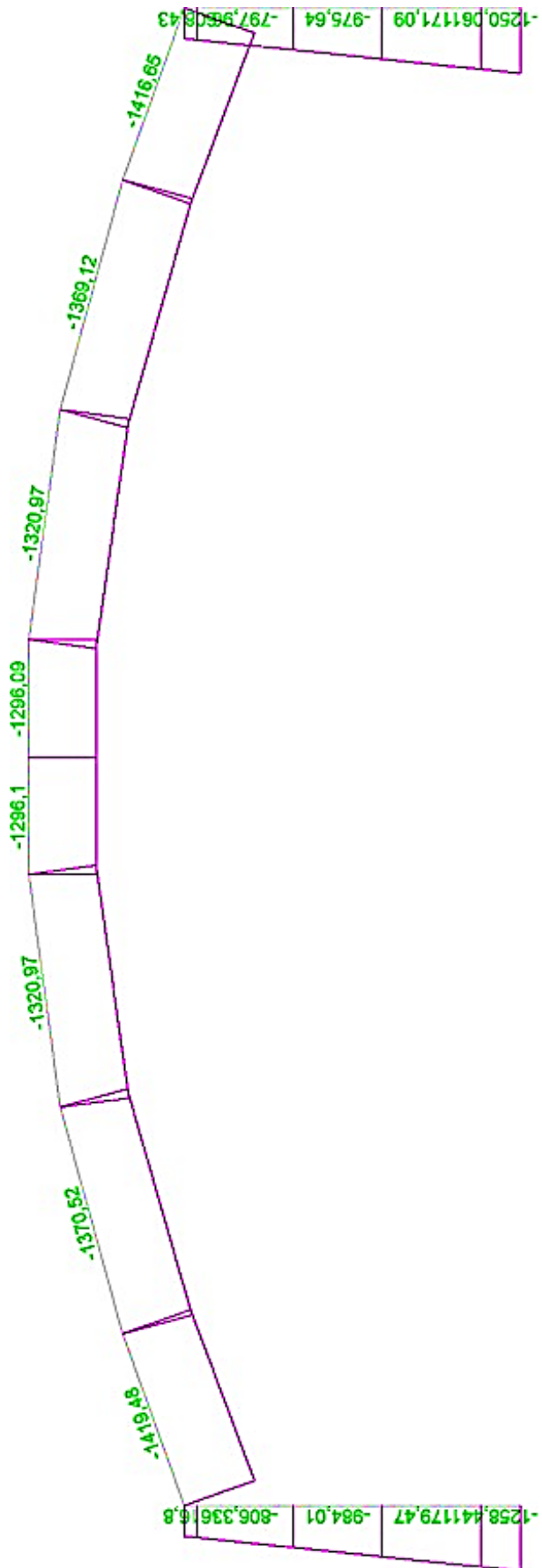
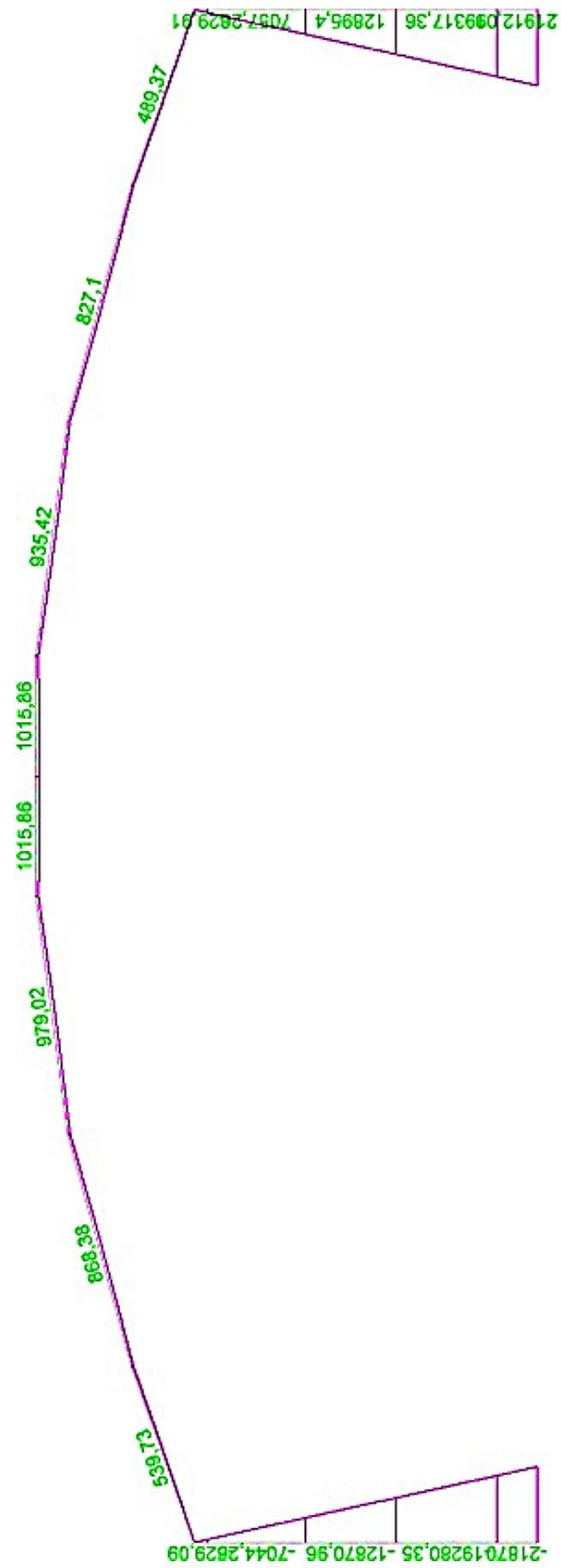
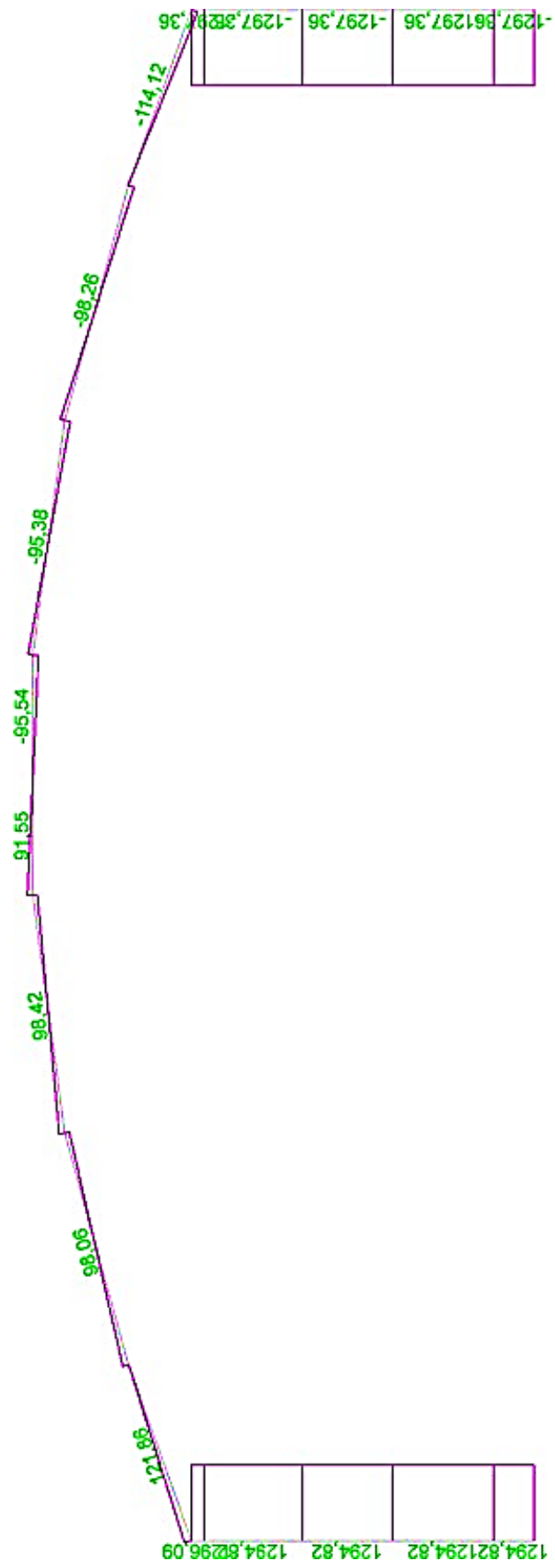


Рисунок 3.2 - Епюра поздовжніх сил N

Рисунок 3.3 - Еюра згинальних моментів M_u

Рисунок 3.4 - Еюра поперечних сил Q_x

0,5	0,99
0,99	1

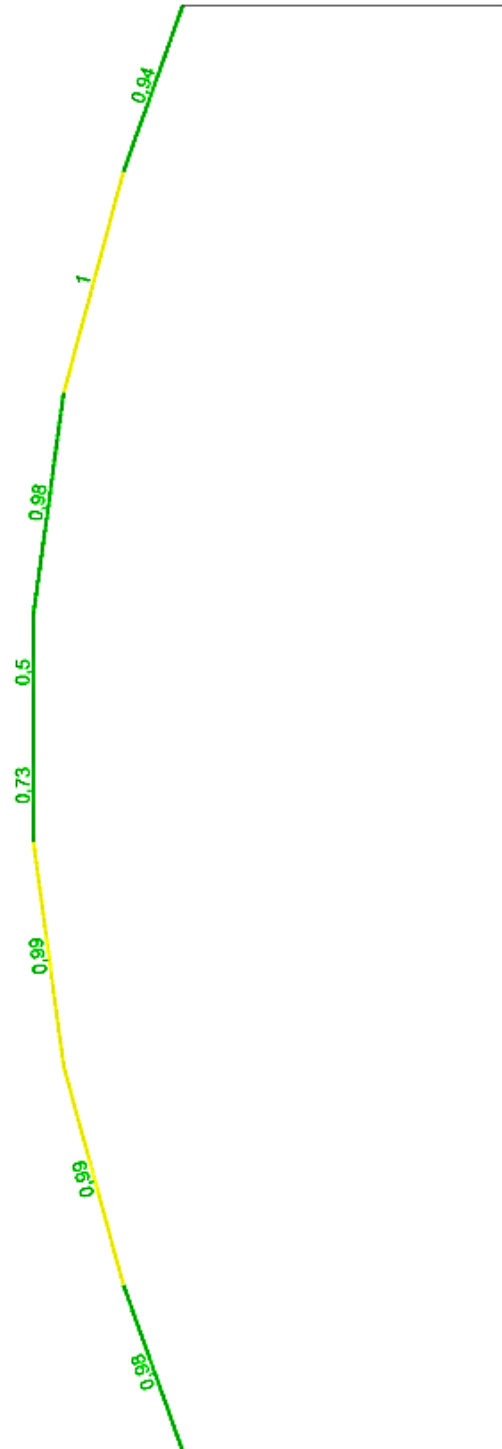


Рисунок 3.5 - Результати експертизи перерізу арки

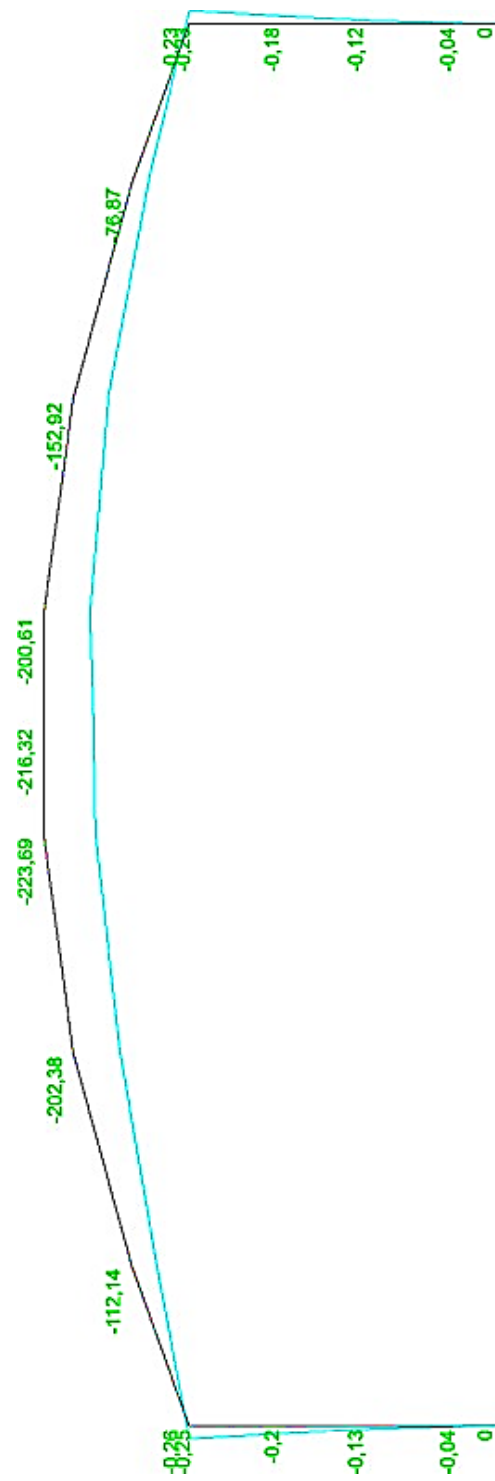


Рисунок 3.6 - Переміщення по осі z

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

Відповідно до санітарних правил забезпечується створення оптимальних умов праці та трудового процесу під час організації та проведення будівельних робіт, зниження ризику порушення здоров'я працюючих.

Роботодавець забезпечує постійне підтримання умов праці, що відповідають вимогам санітарних правил, а в разі неможливості дотримання гранично допустимих рівнів і концентрацій (ГДР і ГДК) шкідливих виробничих факторів на робочих місцях забезпечує працівників засобами індивідуального захисту.

Працівники повинні дотримуватися вимог санітарних правил, що стосуються застосування методів і засобів запобігання та захисту від впливу шкідливих виробничих факторів.

Усі робітники та особи технічного нагляду зобов'язані користуватися засобами індивідуального захисту: касками, рукавицями, непромокальним спецодягом і взуттям.

Допускати до роботи осіб, які не мають засобів індивідуального захисту або спецодягу встановленого зразка, а також тих, хто ухиляється від користування ними, забороняється.

Освітленість загального, аварійного, евакуаційного, охоронного освітлення має бути не меншою, ніж нормована, незалежно від застосованих джерел.

Гігієнічні вимоги є обов'язковими до виконання, висуваються до всіх видів технологічних процесів будівельно-монтажних робіт, організації будівельного майданчика, до будівельних матеріалів, машин, механізмів і устаткування, до охорони навколишнього середовища.

Відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки, охорони праці, промсанітарії, пожежної та екологічної безпеки покладається на керівників робіт, призначених наказом. Відповідальна особа здійснює організаційне керівництво

монтажними роботами безпосередньо або через бригадира. Розпорядження і вказівки відповідальної особи є обов'язковими для всіх, хто працює на об'єкті.

Рішення з техніки безпеки повинні враховуватися і знаходити відображення в організаційно-технологічних картах і схемах на виконання робіт. Монтажні роботи слід вести тільки за наявності проекту виконання робіт, технологічних карт або монтажних схем. За відсутності зазначених документів монтажні роботи вести забороняється.

4.1.1 Запроектвані заходи з охорони праці

Для захисно-охоронного огороження будмайданчика встановлюють тимчасову огорожу з профільованого листа, по фундаментах із тонних блоків ФБС без заглиблення в ґрунт, висотою 2,15 м.

Небезпечні зони в межах будмайданчика огорожуються або позначаються попереджувальними плакатами і сигналами, видимими в будь-який час доби.

Зони виконання робіт усередині будівлі також огорожуються.

Забороняється перебування людей у робочій зоні будівельних машин і механізмів, у межах небезпечних зон падіння вантажів. Забороняється переміщення вантажів кранами над приміщеннями при знаходженні в них людей і над робочим місцем монтажників. Для запобігання падінню людей і вантажів, по периметру будівлі під час роботи на покрівлі укладають переносні трапи з планками, встановлюють тимчасове огороження.

Під час роботи на висоті понад 20 м слід забезпечити вимірювання вітру в найвищому місці проведення монтажних робіт. Коли швидкість вітру перевищить 8 м/с, слід зупинити роботи з підвішеними конструкціями і роботи, пов'язані з особистою безпекою. Якщо вітер сильніший, ніж 10,7 м/с, необхідно зупинити всі роботи на висоті. Перед закінченням робочої зміни необхідно, з урахуванням переважаючого вітру, прикріпити змонтовані панелі всіма гвинтами, а не змонтовані панелі на покрівлі дозволяється залишати тільки зв'язаними в пакети і

закріпленими до несучих конструкцій. Робота за вітру силою понад 12 м/с, туману, дощу, снігопаду та ожеледиці забороняється.

Виконання робіт механізованим інструментом з приставних драбин і випадкових опор забороняється.

Під час виконання робіт у нічний час необхідно обладнати розподільну стрілу виносним джерелом світла для освітлення місця монтування конструкцій.

Електрифіковані механізми, пристрої та інструменти, електрозварювальні апарати та ін. повинні бути заземлені. Струмоведучі частини електроустановок мають бути ізольовані, загороджені або розміщені в місцях, недоступних для випадкового дотику до них.

Розводка тимчасових електричних мереж, що використовуються під час електропостачання об'єктів будівництва, має бути виконана ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, розрахованих на механічну міцність під час прокладення по них проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше, м:

- 3,5 - над проходами;
- 6,0 - над проїздами;
- 2,5 - над робочими місцями.

Перебування сторонніх людей у зонах виконання робіт заборонено.
заборонено.

Проживання працюючих у тимчасових будівлях і спорудах забороняється.

У проектах виконання робіт слід передбачати раціональні режими праці та відпочинку відповідно до різних кліматичних зон країни та умов праці.

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

Роботи з монтажу металевих конструкцій дозволяється виконувати тільки справним інструментом, при дотриманні умов його експлуатації. Монтажникам, які виконують роботи на висоті, виконувати роботи при страхуванні монтажними

поясами, прикріпленими до місць, вказаних виконавцем робіт. Монтажний пояс повинен бути випробуваний і мати бирку.

Перед допуском до роботи з монтажу металоконструкцій керівники організацій зобов'язані забезпечити навчання і проведення інструктажу з техніки безпеки на робочому місці. Відповідальність за правильну організацію безпечного ведення робіт на об'єкті покладається на виконавця робіт і майстра.

Робітники, які виконують монтажні роботи, зобов'язані знати:

- небезпечні і шкідливі для організму виробничі фактори виконуваних робіт;
- правила особистої гігієни;
- інструкції з технології виробництва монтажних робіт, утримання робочого місця, з техніки безпеки, виробничої санітарії, протипожежної безпеки;
- правила надання першої медичної допомоги.

З метою безпеки ведення робіт на об'єкті бригадир зобов'язаний:

Перед початком зміни особисто перевірити стан техніки безпеки на всіх робочих місцях керованої ним бригади і негайно усунути виявлені порушення. Якщо порушення не можуть бути усунені силами бригади або загрожують здоров'ю чи життю працюючих, бригадир повинен доповісти про це майстру або виконавцю робіт і не приступати до роботи;

Постійно в процесі роботи навчати членів бригади безпечним прийомам праці, контролювати правильність їх виконання, забезпечувати трудову дисципліну серед членів бригади і дотримання ними правил внутрішнього розпорядку і негайно усувати порушення техніки безпеки членами бригади;

Організувати роботи відповідно до проекту виконання робіт;

Не допускати до роботи членів бригади без засобів індивідуального захисту, спецодягу та спецвзуття;

Стежити за чистотою робочих місць, огороженням небезпечних місць і дотриманням необхідних габаритів;

Не допускати знаходження в небезпечних зонах членів бригади або сторонніх осіб. Не допускати до роботи осіб з ознаками захворювання або в нетверезому стані, видаляти їх з території будівельного майданчика.

Особа, відповідальна за безпечне виконання робіт, зобов'язана:

- ознайомити робітників з Робочою технологічною картою під розпис;
- стежити за справним станом інструментів, механізмів і пристроїв;
- роз'яснити працівникам їхні обов'язки і послідовність виконання операцій.

До роботи з ручними електричними машинами (електрифікованим інструментом) допускаються особи, які пройшли виробниче навчання і мають кваліфікаційну групу з техніки безпеки.

Перед початком робіт машиніст вантажопідіймального крана повинен перевірити:

- механізм крана, його гальма і кріплення, а також ходову частину і тяговий пристрій;

- справність приладів і пристроїв безпеки на крані (кінцевих вимикачів, покажчика вантажопідйомності залежно від вильоту стріли, сигнального приладу, аварійного рубільника, обмежувача вантажопідйомності та ін.);

- стрілу та її підвіску;

- стан канатів і вантажозахоплювальних пристроїв (траверс, гаків).

- на холостому ходу всі механізми крана, електрообладнання, звуковий сигнал, кінцеві вимикачі, прилади безпеки і блокувальні пристрої, гальма і протиугінні засоби. При виявленні несправностей і неможливості їх усунення своїми силами кранівник зобов'язаний доповісти механіку або майстру. Працювати на несправному крані забороняється.

Під час виконання робіт з монтажу конструкцій необхідно дотримуватися таких правил:

- не можна перебувати людям у межах небезпечної зони;

- під час роботи зі сталевими канатами слід користуватися брезентовими рукавицями;

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Пожежну безпеку цього об'єкта, своєчасне виконання протипожежних заходів, наявність і справне утримання засобів пожежогасіння має організувати лінійний керівник робіт відповідно до наказу начальника генпідрядної організації.

На будівельному майданчику необхідно дотримуватися заходів пожежної безпеки, спрямованих на створення умов, що унеможливають виникнення пожежі, і якнайшвидшу ліквідацію виниклого вогнища пожежі.

На будмайданчику передбачають в'їзди-виїзди на територію будівництва, улаштовують тимчасову автодорогу з плит ПДП, а також використовують наявний пожежний проїзд, що забезпечує безперешкодний проїзд пожежних машин у будь-яку пору року. При в'їзді вивіщується інформаційний щит зі схемою будмайданчика і напрямком руху автотранспорту відповідно до ДСТУ [25] із зазначенням місцезнаходження засобів пожежогасіння та зв'язку.

На будмайданчику і в побутових приміщеннях не допускається складування і зберігання горючих і вогненебезпечних матеріалів. Ці матеріали повинні підвозитися з централізованого складу з розрахунку їхньої потреби на зміну. Усі дерев'яні елементи обробляються вогнезахисною силікатною фарбою.

На будмайданчику встановлюються щити з протипожежним інвентарем, у приміщеннях будівлі - пінні вогнегасники. Будмайданчик має бути забезпечений первинними засобами пожежогасіння: водою, ящиками з піском, лопатами, ломами, відрами тощо.

Побутові приміщення мають бути обладнані з дотриманням правил протипожежної безпеки (зокрема аерозольними вогнегасниками, а також у ПВР передбачити заходи щодо оснащення елементами пожежної сигналізації з виведенням сигналу на пункт охорони будмайданчика) та пред'явлені дільничному інспектору пожежного нагляду.

Будмайданчик освітлюється прожекторами. Для виклику пожежної частини передбачають наявність телефону, біля якого має висіти табличка з написом і поясненнями про порядок виклику пожежної охорони, пам'яткою про дії

працюючих під час пожежі. На видних місцях мають бути вивішені знаки із зазначенням знаходження засобів зв'язку та евакуації людей.

Пожежогасіння має здійснюватися пожежними машинами з підключенням їх до пожежних гідрантів, які мають розташовуватися на відстані не більше ніж 150 м, у кількості не менше ніж 3 шт. Витрата на пожежогасіння: зовнішнє - 100 л/с, внутрішнє - 2,5 л/с.

На будівництві повинен бути звуковий сигнал-дзвін або сирена, поблизу якого вивіщується напис "пожежний сигнал".

ВИСНОВКИ

У ході виконання кваліфікаційної роботи було розроблено проект з будівництва спортивного комплексу в місті Полтава.

Розроблено основні архітектурно-будівельні креслення для об'єкту, де вирішено питання щодо планування, декору та організації переміщень всередині будівлі.

Проведено розрахунки основних несучих елементів будівлі, включаючи залізобетонні монолітні конструкції, такі як ядра жорсткості, колони, та плити перекриттів. Також виконано розрахунок сталевих конструкцій, зокрема діагонально-сітчастої оболонки, головних і другорядних балок перекриттів.

У науково-дослідній частині була розроблена скінченно-елементна модель арочної рамної конструкції з елементами змінного перерізу. З використанням цього інструментарію були отримані дані про переміщення арочної конструкції в осях x , y , z . Також були отримані результати розподілу внутрішніх зусиль в перерізі арочної конструкції.

Графічна частина відображає основні рішення, прийняті в роботі. У рамках кваліфікаційної роботи було вивчено нормативно-технічну та правову літературу з цієї теми.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель та енергоефективність.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering*. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

14. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

15. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // *Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020)*. – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

16. Shved, Yaroslav, Yaroslav Kovalchuk, and Natalya Shynhera. "Welded truss deformation under thermal influence." *Вісник Тернопільського національного технічного університету* 105.1 (2022): 13-18.

17. Yaroslav Shved, Yaroslav Kovalchuk, Liudmyla Bodrova, Halyna Kramar, Natalya Shynhera, Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 10-16, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2021.12.076>.

18. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // *Наукові нотатки*. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

19. O.Kononchuk, V.Iasnii, N. Lutsyk, Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 177-181, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.021>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000221>) Mykhailo Hud, Natalia Chornomaz, Roman Grytseliak, Denys Baran, Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 87-91, ISSN 2452-3216,

<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000075>)

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

21. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

22. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

23. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

24. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.

25. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

26. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

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

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

29. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. – 14 с

30. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.

31. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.

