

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 авіаційного ангару в Івано-Франківську
з дослідженням поведінки рамно-каркасної системи

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

(шифр і назва спеціальності)

Луців М. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Гудь М. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент Чубик В.Ф.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

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 Луціву Михайлу Васильовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект авіаційного ангару в Івано-Франківську з дослідженням поведінки рамно-каркасної системи

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

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ.....	7
1.1 Опис і обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	7
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.....	9
1.3 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	11
1.4 Опис та обґрунтування прийнятих рішень і заходів щодо інженерного забезпечення будівлі	12
1.5 Опис та обґрунтування прийнятих рішень і заходів щодо забезпечення пожежної безпеки.....	13
1.6 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	13
1.7 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	14
1.8 Опис та обґрунтування прийнятих рішень і заходів щодо забезпечення дотримання санітарно-гігієнічних умов	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	15
2.1 Опис конструктивної схеми каркаса ангара	15
2.1.1 Компонування поперечної рами ангара.....	15
2.2 Навантаження, що діють на каркас	17
2.2.1 Постійні навантаження	17
2.2.2 Короткочасні навантаження.....	19
2.2.3 Особливі навантаження	28
2.2.4 Збір навантажень	28

2.2.5 Комбінації завантажень	30
2.3 Конструктивний розрахунок.....	32
2.3.1 Проектування відправочних елементів стійки рами.....	32
2.3.2 Проектування бази стійки.....	37
2.4.3 Проектування відправочного елемента ригеля рами.....	41
РОЗДІЛ 3 ФУНДАМЕНТИ	49
3.1 Вихідні дані	49
3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов	49
3.2.1 Фізико-механічні властивості ґрунтів	49
3.2.2 Оцінка інженерно-геологічних умов.....	53
3.3 Вибір варіанта фундаменту.....	55
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	62
4.1 Опис і обґрунтування розглянутих конструкцій	62
4.1.1 Варіант 1 - Балочна схема.....	62
4.1.2 Варіант 2 - Арочна схема.....	63
4.1.3 Варіант 3 - Рамна схема	64
4.2 Розрахункове поєднання зусиль	66
4.3 Остаточний вибір конструктивної системи	66
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	67
5.1 Охорона праці.....	67
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	69
ВИСНОВКИ.....	71
БІБЛІОГРАФІЯ	72

ВСТУП

Сучасне будівництво не стоїть на місці. Ми живемо у світі нових технологій, що швидко розвивається. Те, що було актуально вчора, сьогодні здається застарілим і нецікавим. Ритм життя людини прискорився, сучасні міста живуть за новими законами. У зв'язку з цим змінюються вимоги до сучасного будівництва, архітектури, промислових будівель, зокрема.

Актуальність теми. Сучасній людині практично неможливо обійтися без будь-якого виду транспорту. На сьогодні найпопулярнішим видом транспорту для подолання великих відстаней у найкоротші терміни є літак. Згідно зі статистикою з кожним роком пасажиропотік збільшується, у зв'язку з цим потрібна безперебійна робота авіаційної техніки. Для цього необхідно забезпечити регулярну перевірку та її своєчасний ремонт у зручному і місткому приміщенні з обладнанням для ремонту та обслуговування літаків. Цим приміщенням є ангар. Його будівництво дасть змогу без затримок здійснювати обслуговування і ремонт літаків, тим самим скоротивши затримки і простої літаків.

Мета роботи: Розробка проекту авіаційного ангара з дослідженням поведінки рамно-каркасної системи.

Об'єкт досліджень – каркас одноповерхових виробничих будівель.

Предмет дослідження – величини внутрішніх зусиль в рамно-каркаській системі одноповерхових виробничих будівель в залежності від конструктивної схеми.

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

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі ангара;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій каркасу ангара;
- виконати статичний розрахунок рамно-каркасної системи дії

експлуатаційних навантажень при трьох варіантах конструктивної схеми рами;

– розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

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

Галуззю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих виробничих будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання каркасів виробничих будівель.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих виробничих 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: КАРКАС, ВИРОБНИЧА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

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

Проектований ангар для літаків аеропорту розташований на території м. Івано-Франківськ.

Конструкція будівлі складається з одного блоку і в осях 1-19/А-К має висоту 21,0 м до низу кроквяних конструкцій.

Будівля є просторовою багатозв'язною спорудою, що складається з металевих суцільних двошарнірних рам двотаврового перерізу, прогонів і зв'язків. Рами кріпляться до ростверків шарнірно і запроєктовані з двотаврів змінної жорсткості за [11]. Зв'язки та прогони - зі швелерів.

Вибір конструктивних рішень несучих і огорожувальних конструкцій здійснено відповідно до прийнятих об'ємно-планувальних рішень і врахування технологічних вимог.

Виходячи з вимог [12] отримуємо розміри будівлі в плані 96×108 м. Висота поверху - 21,0 м до низу несучих конструкцій. Висота карниза - 22,0 м; висота гребеня - 32,9 м, висота гребеня ліхтарної конструкції - 36,5 м. Простір всередині будівлі вільний, що дає змогу переміщатися спецавтотранспорту. Зважаючи на неможливість на цій стадії точно визначити габарити техобладнання і приміщень, на плані будівлі (аркуш 2). Вони підлягають уточненню на стадії більш конкретного проектування.

Зовнішній і внутрішній вигляд будівлі обумовлений його функціональним призначенням - виробнича будівля для технічного обслуговування літаків.

Для зниження об'єму опалювального простору ворота приймають зарухомими всередину ангара. Під час планування ангара в ньому необхідно передбачити вільні зони для розміщення пересувних засобів механізації технічного обслуговування повітряного судна. Для літаків першої групи 175-250 м.

Будівля розділена на 5 зон. У першій зоні розташовується основна частина будівлі, в якій виконується безпосередньо стоянка і обслуговування літаків. На позначці +22.400 і +24.700 є по дві підвісні кран-балки вантажопідйомністю 5 т. кожна. Також у цій зоні розташовується пульт дистанційного керування воротами на позначці +2.800, доступ до якого забезпечується відкритими металевими сходами.

У другій зоні розташовується приміщення для венткамери на позначці -6.000.

У третій зоні розташовується технічне обладнання та стенди. У цій зоні здійснюється ремонт окремих елементів літака, і є стенди з технікою безпеки і порядком виконання окремих видів робіт. Висота поверху - 21,0 м до низу несучих конструкцій.

У четвертій зоні розміщується спецавтотранспорт необхідний для доставки і подачі елементів літака. Висота поверху - 21,0 м до низу несучих конструкцій.

У п'ятій зоні розташовується санвузол і побутове приміщення для робітників. Висота поверху - 2,7 м до низу плити перекриття.

Основні архітектурно-планувальні рішення виходять із функціональних зв'язків і технологічних компонувань основного і допоміжного обладнання. При цьому враховуються зручності експлуатації, ремонту, будівництва та монтажу, питання пожежної безпеки.

Об'ємно-планувальне рішення виконано з урахуванням протипожежних вимог [13].

Площу основної виробничої зони підібрано виходячи з необхідних розмірів експлуатованих літаків і кількості обладнання для забезпечення їх обслуговування. Виробничі приміщення розташовані послідовно з урахуванням технологічного процесу з поділом будівлі на зони

- основна зона (загальна площа зони - 8928 м. Також у робочій зоні розташовується пульт дистанційного керування воротами загальною площею 12 м²);

- приміщення венткамери (у цьому приміщенні розташовані системи вентиляції повітря: установки припливно-витяжної вентиляції та повітропроводи; загальна площа - 216 м²);

- зона розташування технічного обладнання та стендів;

- зона стоянки спецтранспорту (дана зона призначена для стоянки спецавтотранспорту необхідного для обслуговування і транспортування літаків. Загальна площа стоянки - 288 м²);

- зона побутових приміщень (у цій зоні розташовується санвузол і побутове приміщення для робітників. Загальна площа санвузла та побутового приміщення для робітників по 18 м²).

Таблиця 1.1. - Техніко-економічні показники ангара

Загальна площа		10 368 м ²
З неї	робоча зона	8 928 м ²
	техобладнання і стенди	864 м ²
	стоянки спецтранспорту	288 м ²
	Побутові приміщення	36 м ²
	венткамери	216 м ²
	пульт керування воротами	12 м ²
Площа забудови		10 780 м ²

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

Прийняті архітектурно-планувальні рішення будівлі обумовлені функціональним призначенням будівлі, прийнятим з урахуванням функціональних зон м. Івано-Франківськ, кліматичними особливостями району будівництва, вимогами технічних регламентів, що встановлюють вимоги щодо безпечної експлуатації будівель виробничого призначення, а також особливостями розташування ангара на генплані.

Крім того, будівля повинна відповідати сучасним вимогам щодо надійності, функціональності, безпеки та мати певну архітектурно-художню виразність, вписуючись у загальний вигляд району будівництва.

Мінімальний габарит ангара призначається з умови розміщення в ньому одночасно двох літаків legacy 600 лімітованої серії. Також можливе розміщення й інших літаків відповідно їхніх габаритів до проєктованого ангара. Габарити літака 33,63×34,32×12,62 м. Ангар обладнаний доками. Згідно з вимогою технічної документації [12], робоча зона на доці для літаків I групи 1,8 м. У такому разі мінімальну відстань між повітряним судном і огорожувальною конструкцією приймаємо 2,7 м, відстань від дока до воріт 2,0 м, магістральний проїзд 4,0 м. Ширина прорізу ангарних воріт має бути не менше ніж на 4,0 м більшою за розмах крила.

Під час проєктування будівлі ангара довелося зіткнутися з проблемою надання її архітектурної виразності. Будівля є елементом промислової забудови, й, як і більшості будівель цього типу, властива проблема промислової архітектури другої половини ХХ століття, що полягає в її суто утилітарній спрямованості, яка затьмарила собою все те, що відрізняє архітектуру від інженерної думки. Будинки перетворилися на функціональні блоки, які характеризуються виключно внутрішніми експлуатаційними якостями, що не може відповідати сучасним вимогам.

Сучасні архітектори, найчастіше, розв'язують цю проблему завдяки впровадженню декоративного оздоблення, наприклад, облицювання безликих типових будівель епохи функціоналізму різними фасадними панелями, які надають будівлі більш індивідуального характеру.

Фасадні панелі - досить недорогий засіб, тому користується чималим попитом. Більшої виразності будівництва можна домогтися шляхом впровадження в архітектуру будівлі декоративних елементів, запозичених з різних архітектурних стилів.

З урахуванням усього сказаного вище, під час проєктування будівлі ангара застосовано такі засоби. Фасадну частину будівлі виконано з сендвіч-панелей.

Колір стінових панелей - спокійного синього кольору, над дверними прорізами виконано візуальну розбивку фасаду стіновими панелями сіро-блакитного кольору, що допомагає, з одного боку, зробити акцент на даному елементі фасаду, що досягається контрастом кольорів, а з іншого боку, ввести елемент вертикальної симетрії стін.

Стіна будівлі має три площини: площину стінових панелей, віконних прорізів і площину цоколя.

Віконні прорізи вносять горизонтальне членування на фасаді й надають йому горизонтальної та вертикальної симетрії.

Колір покрівлі - зелений, що зорово пов'язує її із землею і допомагає зменшити вертикальний габарит будівлі. Покрівельне покриття - шедове, зумовлене технологічною необхідністю. Шеди розташовані симетрично щодо осі будівлі, і контрастно зі стіновим склінням.

Цоколь облицьований плиткою червоного кольору, і має симетрично розташовані вставки під колір дверей.

Усе це сприяє візуальному виділенню будівлі з навколишнього середовища. Таким чином, архітектурну виразність фасаду створено досить простими і доступними засобами. Споруда органічно виглядає на загальному тлі.

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

Стіни загальної зони, зони техобладнання і стендів, зони стоянки спецавтотранспорту виконані з сендвіч-панелей, пофарбованих у світлі тони.

Стіни приміщення венткамери і санвузла облицьовані керамічною плиткою.

Стіни побутового приміщення для робітників пофарбовані у світлі тони.

Перегородки при цьому виконані з цегляної кладки товщиною 120 (250) мм на розчині М50, армованої сіткою через кожні 5 рядів кладки.

1.4 Опис та обґрунтування прийнятих рішень і заходів щодо інженерного забезпечення будівлі

Для виключення можливостей перебоїв у подачі тепла в ангар використовуються два незалежні вводи міських теплових мереж: основний і резервний (на випадок аварії). Як джерело тепла приймається система централізованого теплопостачання з розподілом тепла між споживачами через індивідуальний тепловий пункт.

У будівлі є безліч споживачів електроенергії та води для технічних потреб

- комбіновані випробувальні стенди потужних електромеханізмів типу генераторів і стартер-генераторів потужністю до 75кВт - 30 м²;

- великі стенди для випробування агрегатів електрообладнання - 20 м²;

- шафа для зарядки акумуляторів - 4 м²;

- шафа для електроліту - 4 м² ;

- ванни для промивання акумуляторів - 4 м² ;

- шафа сушильна - 5 м² ;

- приміщення для перевірки пілотажно-навігаційного комплексу - 220 м²;

- приміщення автоматичних бортових систем управління - 380 м² ;

- стенди для випробування приладів - 10 м² ;

- стенди для перевірки автопілотів - 10 м² ;

- стенди для випробування радіолокаційних станцій - 34 м² ;

- стенди для випробування радіообладнання - 8 м² ;

- випрямлячі електроенергії - 8 м² ;

- перетворювачі статичні - 10 м² ;

- вакуумні та гідравлічні насоси для приладів - 2 м²;

- столи для складання та розбирання А і РЕО - 12 м²;

- столи комплектування електрожгутів для літаків І групи - 8 м²;

- стелажі для зберігання А і РЕО та акумуляторів - 4 м² ;

- столи лабораторні - 6 м² ;

- шафа інструментальна - 2 м².

1.5 Опис та обґрунтування прийнятих рішень і заходів щодо забезпечення пожежної безпеки

Заходи з пожежної безпеки приймаються відповідно до [16], з урахуванням даних вимог характеристики будівлі такі

- ступінь вогнестійкості будівлі - II [16];

Відповідно до ступеня вогнестійкості передбачено вогнезахист будівельних конструкцій

- металеві рами пофарбовані вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R90;

- зовнішні ненесучі стіни пофарбовані вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R15;

- металеві елементи маршів і сходових майданчиків пофарбовані вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R60.

Висота евакуаційних виходів у світлі виконана не менше ніж 1,9 м, ширина виходів у світлі - не менше ніж 0,8 м. Ширина виходів зі сходових кліток назовні виконана рівною ширині маршу сходів. Висота горизонтальних ділянок шляхів евакуації у світлі виконана не менше ніж 2 м, ширина горизонтальних ділянок шляхів евакуації та пандусів не менше ніж

- 0,7 м - для проходів до одиночних робочих місць;

- 1,0 м - в усіх інших випадках.

Ухил сходів на шляхах евакуації не перевищує ухилу 1:1.

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

Природне освітлення забезпечено в приміщеннях із постійним перебуванням людей згідно з [17]. Бічне природне освітлення необхідне для забезпечення комфортних робочих місць.

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

У виробничій будівлі необхідно провести низку заходів щодо захисту від шуму і вібрацій з урахуванням технологічного процесу

- використання герметиків під час влаштування дверних прорізів і під час установлення вікон зі звукоізоляційним матеріалом дверей;
- у приміщеннях передбачена вібро- і шумоізоляція;
- влаштування додаткової ізоляції у венткамерах і перегородках, що розділяють технологічні процеси з підвищеним рівнем шуму.

1.8 Опис та обґрунтування прийнятих рішень і заходів щодо забезпечення дотримання санітарно-гігієнічних умов

Усі матеріали, які застосовуються під час будівництва ангара, мають гігієнічні сертифікати.

Для металевих конструкцій проводять низку заходів безпосередньо в процесі будівництва та експлуатації для запобігання корозії.

Для забезпечення комфортних робочих місць у приміщеннях, де технологічний процес призводить до виділення тепла, передбачено систему кондиціонування для використання в спекотний період. Крім того, в холодний період комфортну температуру підтримує система опалення.

Усі приміщення мають загальне і місцеве штучне освітлення, крім бічного природного, для забезпечення достатнього забезпечення робочих місць в ангарі.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Опис конструктивної схеми каркаса ангара

2.1.1 Компонування поперечної рами ангара

Конструкція будівлі складається з одного блоку і в осях 1-19/А-К має висоту 21,0 м до низу кроквяних конструкцій.

Будівля є просторовою багатозв'язною спорудою, що складається з металевих суцільних двошарнірних рам двотаврового перерізу, прогонів і зв'язків.

Рами кріпляться до ростверків шарнірно.

Рами запроектовані з двотаврів змінної жорсткості. Зв'язки і прогони - із швелерів.

Фундамент будівлі запроектований у вигляді залізобетонного ростверка під колону на велику глибину закладення.

Вибір конструктивних рішень несучих і огорожувальних конструкцій зроблено відповідно до прийнятих об'ємно-планувальних рішень і врахування технологічних вимог.

2.1.2 Забезпечення незмінності конструктивної схеми ангара

Компонування конструктивної схеми каркаса охоплює постановку зв'язків по покриттю будівлі та між колонами відповідно до [17]. Вони об'єднують елементи каркаса в єдину незмінну просторову систему, створюють реверс несучої здатності поперечних рам завдяки їхній спільній роботі та забезпечують стійкість його стиснутих елементів. Сприйняття вітрових навантажень, що діють на поздовжні і торцеві стіни будівлі, а також гальмівних інерційних впливів від підкранових балок. Зв'язки значною мірою впливають на поперечну і поздовжню жорсткість, що важливо для нормальної експлуатації підйимально-транспортного обладнання та тривалості служби конструкцій. Зв'язки створюють умови для надійного і зручного монтажу елементів каркаса.

Зв'язки між колонами призначені для створення поздовжньої жорсткості каркаса, необхідної для нормальної його експлуатації, оскільки поздовжня конструкція будівлі сама по собі є мало жорсткою. Також для забезпечення стійкості колон і сприйняття вітрового навантаження, що діє на торцеві стіни будівлі і поздовжніх інерційних впливів підкранових балок. Встановлюють їх по всіх поздовжніх рядах колон будівлі.

Нижні вертикальні зв'язки розташовують у середині або близько середини температурного блоку для зменшення температурних деформацій і відповідних додаткових напружень у поздовжніх елементах каркаса.

Найпоширенішою є хрестова система зв'язків, оскільки вона забезпечує найпростішу і найжорсткішу зав'язку колон будівлі.

Нижні пояси рам з'єднуються поперечними і поздовжніми горизонтальними зв'язками: перші фіксують вертикальні зв'язки та розтяжки, завдяки чому зменшується рівень вібрації поясів рам; другі слугують опорами верхніх кінців стійок поздовжнього фахверка і рівномірно розподіляють навантаження на сусідні рами.

Конструктивне рішення зв'язків по верхніх поясах залежить від компонування конструкцій покриття.

Влаштування і призначення зв'язків у площині верхніх поясів у разі покриття з прогонами зумовлене тим, що покрівельні плити не утворюють жорсткого диска; стійкість верхніх поясів рам як під час монтажу, так і під час експлуатації забезпечується поперечними зв'язковими фермами та прогонами, які виконують у системі зв'язків призначення розпірок.

Верхні пояси рам з'єднуються горизонтальними поперечними зв'язками у вигляді прогонів для збереження запроектованого положення рам. Поперечні зв'язки об'єднують верхні пояси рами в єдину систему і стають "замикаючою гранню". Розпірки якраз запобігають зміщенню рам, а поперечні горизонтальні зв'язки запобігають зміщенню розпірок.

Вертикальні зв'язки рам необхідні в процесі зведення будівлі або споруди. Вертикальні зв'язки сприяють збереженню стійкості рам через зсув їхнього центру

ваги вище за опори. Разом із проміжними рамами вони утворюють просторово-жорсткий блок із торців будівлі. Конструктивно вертикальні зв'язки рам являють собою диски, що складаються з розпірок і рам, які розташовуються між стійками рам по всій довжині будівлі.

Вертикальні зв'язки між основними колонами нижче рівня балок кранових шляхів розташовують, якщо це можливо, в середині або близько середини температурного блоку; верхні вертикальні зв'язки доцільно розташовувати на торцях будівлі та на кроках колон, що примикають до температурних швів, а також на тих кроках, де розташовані зв'язки нижнього ярусу.

Зв'язки по ліхтарях розташовують у площині верхніх пасків (ригелів) біля торців ліхтаря і з обох боків температурних швів.

2.2 Навантаження, що діють на каркас

2.2.1 Постійні навантаження

Власна вага металоконструкцій визначається за допомогою програмного комплексу SCAD.

Розподілене навантаження на прогони і розпірки.

Власну вагу панелей покриття визначимо за формулою (2.1)

$$q_{пр,н} = P_{об} \cdot b \quad (2.1)$$

де $P_{об}$ - вага панелі покриття;

b - крок плит покриття.

Приймаємо $P_{об} = 0,975 \text{ кН/м}^2$, $b = 3 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{пр,н} = 0,975 \cdot 3 = 2,925 \text{ кН/м};$$

$$q_{пр} = 0,975 \cdot 3 \cdot 1,2 = 3,51 \text{ кН/м}.$$

Зосереджені навантаження від ліхтаря на ригель

Власну вагу без урахування конструкцій визначимо за формулою (2.2)

$$F_{1\phi,n} = a \cdot b \cdot P_{об}, \quad (2.2)$$

де a - крок несучих конструкцій;

b - ширина ліхтарної конструкції;

$P_{об}$ - вага несучих конструкцій ліхтаря.

Приймаємо $a = 12$ м, $b = 6$ м, $P_{об} = 0,975$ кН/м² і $b = 6$ м, $P_{об} = 24,525$ кН/м²

Підставляємо значення у формулу (2.2), отримуємо

$$F_{1\phi,n} = 12 \cdot 6 \cdot 0,975 + 3 \cdot 0,01 \cdot 12 / 2 \cdot 24,525 = 74,6 \text{ кН,}$$

$$F_{1\phi} = (12 \cdot 6 \cdot 0,975) \cdot 1,2 + (3 \cdot 0,01 \cdot 12 / 2 \cdot 24,525) \cdot 1,1 = 89,09 \text{ кН.}$$

Снігове навантаження в першому варіанті завантаження визначимо за формулою (2.2)

Приймаємо $a = 12$ м, $b = 6$ м, $P_{об} = 0,686$ кН/м².

Підставляємо значення у формулу (2.2), отримуємо

$$F_{2\phi,n} = 12 \cdot 6 \cdot 0,686 = 49,39 \text{ кН,}$$

$$F_{2\phi} = 12 \cdot 6 \cdot 0,979 = 70,49 \text{ кН.}$$

Власна вага стінової огорожі та скління

З урахуванням того, що скління рівномірно розподілене по площі фасаду, для спрощення прикладання навантаження приймаю середньозважене його значення.

Визначаємо рівномірно розподілене навантаження на стійку ригеля, відповідно до вантажної площі.

Середньозважене значення об'ємної ваги

$$\gamma_{ст,n} = 2,62 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma_{ст} = 2,97 \text{ кН/м}^3$$

Зосереджене навантаження на стійку визначимо за формулою (2.3)

$$F_{ст,n} = \gamma_{ст,n} \cdot a \cdot b \cdot h, \quad (2.3)$$

де $\gamma_{ст,n}$ - середньозважене значення об'ємної ваги;

a - довжина елемента стінового огородження;

b - ширина елемента стінового огородження;

h - товщина стінового огороження.

Приймаємо $a = 12$ м, $b = 6$ м, $h = 0,1$ м, $\gamma_{ст,n} = 2,62$ кН/м³, $\gamma_{ст} = 2,97$ кН/м³.

Підставляємо значення у формулу (2.3), отримуємо

$$F_{ст,n} = 2,62 \cdot 6 \cdot 0,1 \cdot 12 = 18,864 \text{ кН/м,}$$

$$F_{ст} = 2,97 \cdot 6 \cdot 0,1 \cdot 12 = 21,384 \text{ кН/м.}$$

Навантаження прикладається на кінці розпірок, що забезпечує ексцентричність його прикладання.

2.2.2 Короткочасні навантаження

Вітрове та снігове навантаження визначено за допомогою програмного комплексу, згідно з [3].

Снігове навантаження

Вихідні дані для розрахунку снігового навантаження наведено на рисунку

2.1. Результати розрахунку в програмному комплексі наведено на рисунку 2.2.

Таким чином, розподілене навантаження на прогін визначимо за формулою (2.1)

Перший варіант завантаження

Приймаємо $P_{обл,n} = 0,845$ кН/м², $P_{обл} = 1,182$, $b = 3$ м.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{сн1,n} = 0,845 \cdot 3 = 2,54 \text{ кН/м,}$$

$$q_{сн1} = 1,182 \cdot 3 = 3,55 \text{ кН/м.}$$

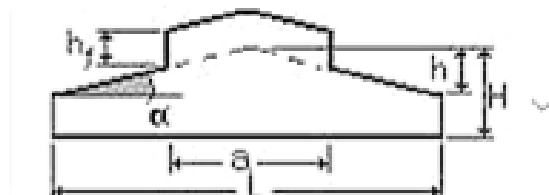


Рисунок 2.1 - Вихідні дані для розрахунку снігового навантаження

Висота будівлі $H=32$ м; ширина будівлі $B=96$ м; $h=9$ м; $\alpha=0^\circ$; $L=2.7$ м;
 $a=12$ м; $f=0$ м;

Сніговий район 2; тип місцевості В;

Нормативні значення снігового навантаження $0,824 \text{ кН/м}^2$; середня швидкість вітру взимку 2 м/с ; середня температура січня -15°C

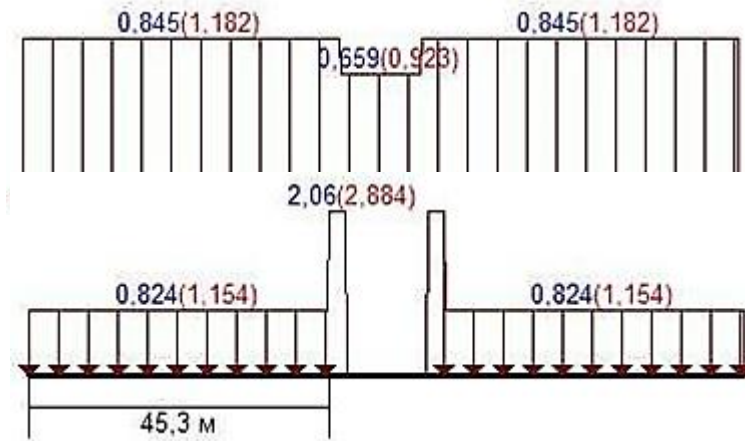


Рисунок 2.2 - Результати розрахунку снігового навантаження в програмному комплексі

Другий варіант завантаження

Приймаємо $P_{об2,н} = 0,824 \text{ кН/м}^2$, $P_{об2} = 1,154 \text{ кН/м}^2$, $P_{об3,н} = 2,06 \text{ кН/м}^2$,
 $P_{об3} = 2,884 \text{ кН/м}^2$, $b = 3 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{сн2,н} = 0,824 \cdot 3 = 2,47 \text{ кН/м},$$

$$q_{сн2} = 1,154 \cdot 3 = 3,46 \text{ кН/м},$$

$$q_{сн3,н} = 2,06 \cdot 3 = 6,18 \text{ кН/м},$$

$$q_{сн3} = 2,884 \cdot 3 = 8,65 \text{ кН/м}.$$

Вітрове навантаження

Будинки ангарного типу слід вводити в розрахунок як постійно відкриті з одного боку.

Застосовую таку розрахункову схему: вітровий натиск зовні будівлі приймаю як для будівлі однопрогонової без ліхтарів, вітровий натиск усередині будівлі - як для постійно відкритої згідно з [17].

Результати розрахунку вітрового навантаження на покрівлю в програмному комплексі наведено на рисунку 2.3.

Таким чином, виходячи з розрахунку вітрове навантаження на прогін покрівлі

$$q_{w1,n} = 0,198 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w1} = 0,279 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w2,n} = 0,435 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w2} = 0,609 \text{ кН/м.}$$

Результати розрахунку вітрового навантаження на ліву стіну в програмному комплексі наведено на рисунку 2.4.

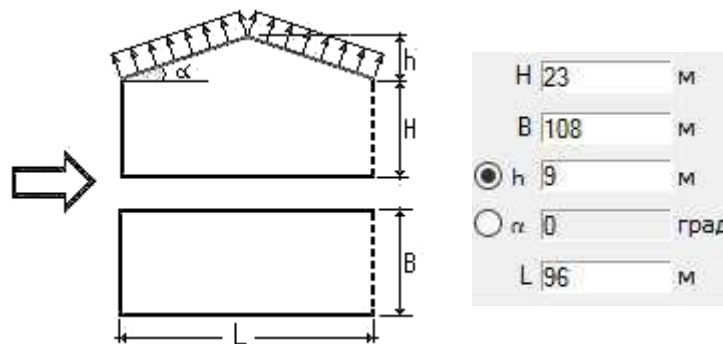


Рисунок 2.4 - Результати розрахунку вітрового навантаження на покрівлю в програмному комплексі

Навантаження задаємо на розпірки, що йдуть із кроком 5,7 м.

Таким чином, розподілене навантаження на розпірки визначимо за формою (2.1) 1й ярус

$$\text{Приймаємо } P_{o631,n} = 0,158 \text{ кН/м}^2, P_{o631} = 0,221 \text{ кН/м}^2, b = 5,7 \text{ м.}$$

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w3,n} = 0,158 \cdot 5,7 = 0,948 \text{ кН/м, } q_{w3} = 0,221 \cdot 5,7 = 1,326 \text{ кН/м.}$$

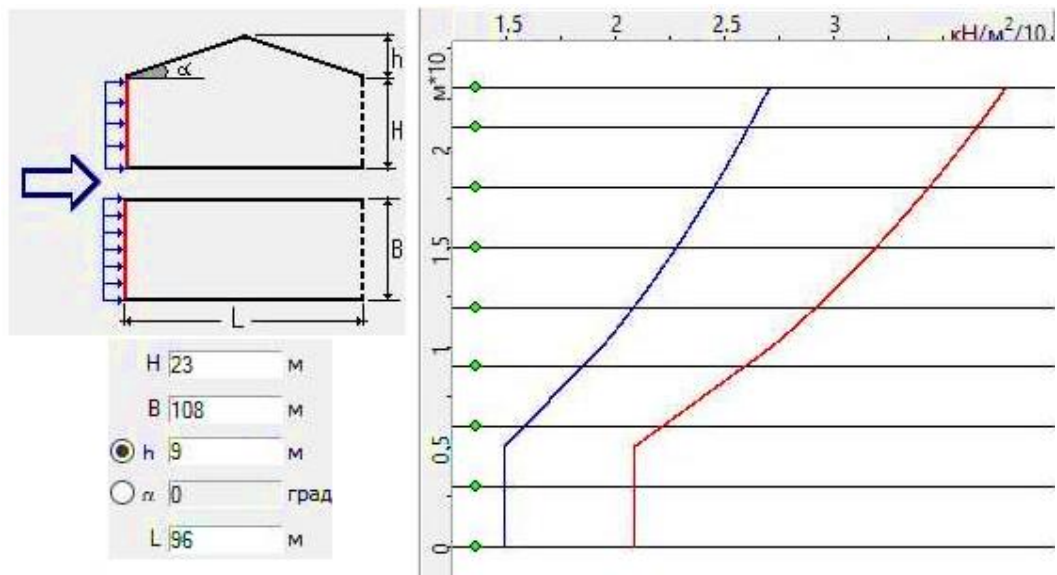


Рисунок 2.5 - Результати розрахунку вітрового навантаження на ліву стіну в програмному комплексі

2й ярус

Приймаємо $P_{0632,n} = 0,209 \text{ кН/м}^2$, $P_{0632} = 0,292 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w3,n} = 0,209 \cdot 5,7 = 1,254 \text{ кН/м},$$

$$q_{w3} = 0,292 \cdot 5,7 = 1,752 \text{ кН/м}.$$

3й ярус

Приймаємо $P_{0633,n} = 0,245 \text{ кН/м}^2$, $P_{0633} = 0,343 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w3,n} = 0,245 \cdot 6 = 1,47 \text{ кН/м},$$

$$q_{w3} = 0,343 \cdot 6 = 2,058 \text{ кН/м}$$

Результати розрахунку вітрового навантаження на внутрішні поверхні в програмному комплексі наведено на рисунку 2.6.

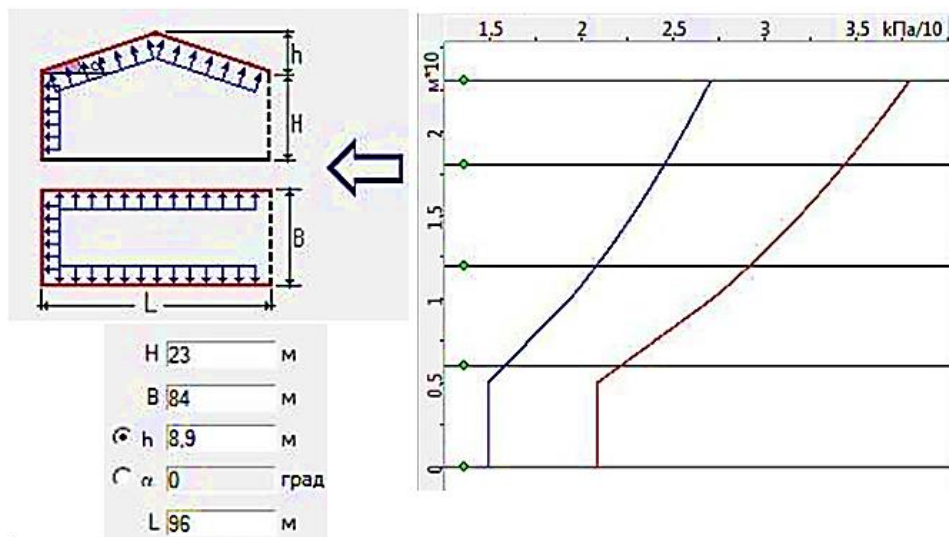


Рисунок 2.6 - Результати розрахунку вітрового навантаження на внутрішні поверхні в програмному комплексі

Навантаження на внутрішні поверхні розвантажує. Навантаження на стінові поверхні передається через розпірки з кроком 5,7 м.

Таким чином, розподілене навантаження на розпірки визначимо за формулою (2.1)

1й ярус

Приймаємо $P_{o641,n} = 0,158 \text{ кН/м}^2$, $P_{o641} = 0,221 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо:

$$q_{w4,n} = 0,158 \cdot 5,7 = 0,948 \text{ кН/м},$$

$$q_{w4} = 0,221 \cdot 5,7 = 1,326 \text{ кН/м}.$$

2й ярус

Приймаємо $P_{o642,n} = 0,209 \text{ кН/м}^2$, $P_{o642} = 0,292 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w4,n} = 0,209 \cdot 5,7 = 1,254 \text{ кН/м},$$

$$q_{w4} = 0,292 \cdot 5,7 = 1,752 \text{ кН/м}.$$

3й ярус

Приймаємо $P_{o643,n} = 0,245 \text{ кН/м}^2$, $P_{o643} = 0,343 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w4,n} = 0,245 \cdot 5,7 = 1,47 \text{ кН/м},$$

$$q_{w4} = 0,343 \cdot 5,7 = 2,058 \text{ кН/м.}$$

Навантаження на покрівлю - через прогони з кроком 3м Приймаємо

$$P_{o65,n} = 0,27 \text{ кН/м}^2, P_{o65} = 0,379 \text{ кН/м}^2, b = 3 \text{ м.}$$

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w5,n} = 0,27 \cdot 3 = 0,81 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w5} = 0,379 \cdot 3 = 1,137 \text{ кН/м.}$$

Результати розрахунку вітрового навантаження на бічні стіни в програмному комплексі наведено на рисунку 2.7.

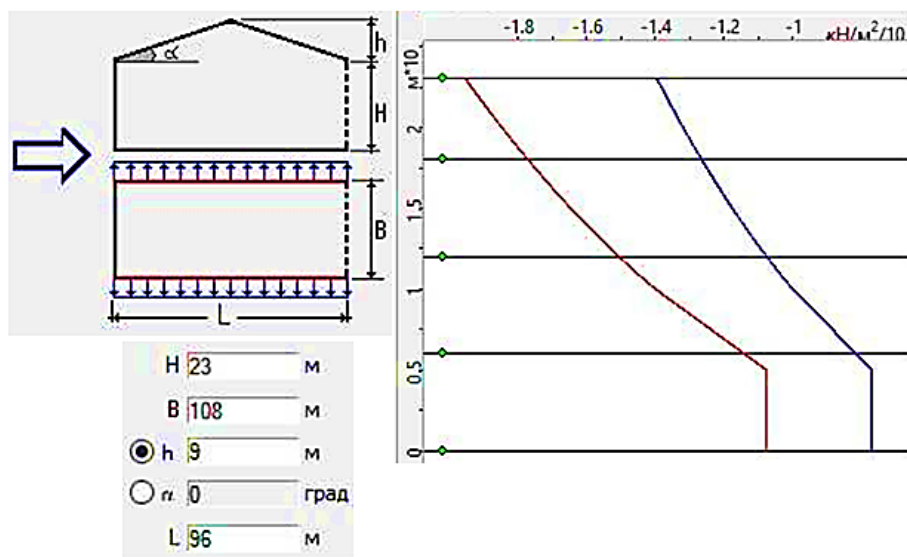


Рисунок 2.7 - Результати розрахунку вітрового навантаження на бічні стіни в програмному комплексі

Навантаження на стінові поверхні передається через розпірки з кроком 5,7м.

Таким чином, розподілене навантаження на розпірки визначимо за формулою (2.1)

1й ярус

$$\text{Приймаємо } P_{o661,n} = 0,079 \text{ кН/м}^2, P_{o661} = 0,111 \text{ кН/м}^2, b = 5,7 \text{ м.}$$

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w6,n} = 0,079 \cdot 5,7 = 0,474 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w6} = 0,111 \cdot 5,7 = 0,666 \text{ кН/м.}$$

2й ярус

Приймаємо $P_{0662,n} = 0,104 \text{ кН/м}^2$, $P_{0662} = 0,146 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w6,n} = 0,104 \cdot 5,7 = 0,624 \text{ кН/м},$$

$$q_{w6} = 0,146 \cdot 5,7 = 0,876 \text{ кН/м}.$$

3^й ярус

Приймаємо $P_{0663,n} = 0,123 \text{ кН/м}^2$, $P_{0663} = 0,172 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w6,n} = 0,123 \cdot 5,7 = 0,738 \text{ кН/м},$$

$$q_{w6} = 0,172 \cdot 5,7 = 1,032 \text{ кН/м}.$$

Результати розрахунку вітрового навантаження на праву стіну в програмному комплексі наведено на рисунку 2.8.

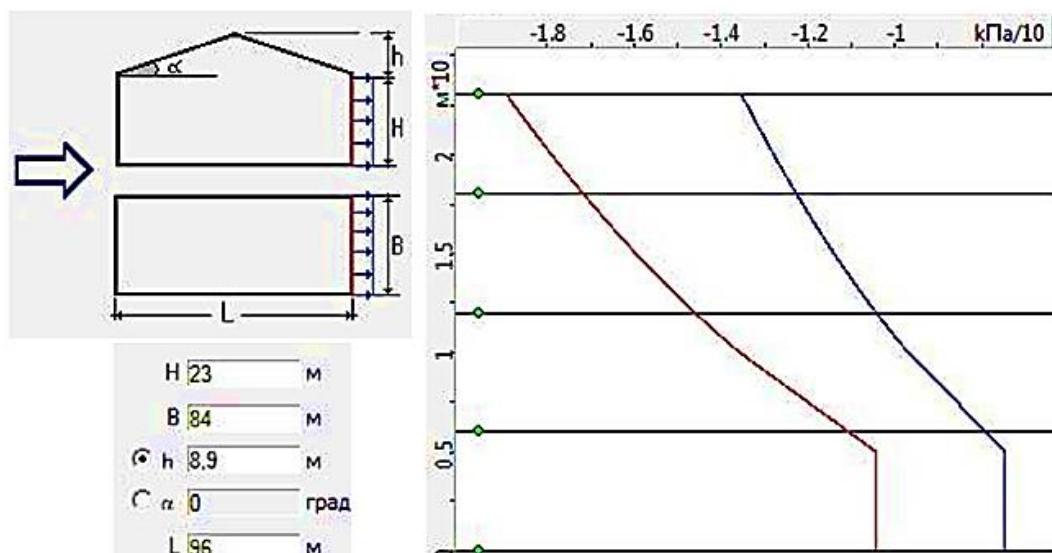


Рисунок 2.8 - Результати розрахунку вітрового навантаження на праву стіну в програмному комплексі

Навантаження задається на розпірки, що йдуть із кроком 5,7 м.

Таким чином, розподілене навантаження на розпірки визначимо за формою (2.1)

1^й ярус

Приймаємо $P_{0671,n} = 0,079 \text{ кН/м}^2$, $P_{0671} = 0,111 \text{ кН/м}^2$, $b = 5,7 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w7,n} = 0,079 \cdot 5,7 = 0,474 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w7} = 0,111 \cdot 5,7 = 0,666 \text{ кН/м.}$$

2й ярус

$$\text{Приймаємо } P_{o672,n} = 0,104 \text{ кН/м}^2, P_{o672} = 0,146 \text{ кН/м}^2, b = 5,7 \text{ м.}$$

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w7,n} = 0,104 \cdot 5,7 = 0,624 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w7} = 0,146 \cdot 5,7 = 0,876 \text{ кН/м.}$$

3й ярус

$$\text{Приймаємо } P_{o673,n} = 0,123 \text{ кН/м}^2, P_{o673} = 0,172 \text{ кН/м}^2, b = 5,7 \text{ м.}$$

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$q_{w7,n} = 0,123 \cdot 5,7 = 0,738 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w7} = 0,172 \cdot 5,7 = 1,032 \text{ кН/м.}$$

Під час завдання навантажень, зважаючи на симетричність навантаження, зовнішній напір вітру враховується тільки з лівого боку.

Кранові навантаження

Згідно з [17] враховується одночасна дія двох зближених кранів, двох в одному прольоті. При врахуванні одночасної дії чотирьох кранів вводимо коефіцієнт $\psi=0,7$.

Навантаження прикладається до балки кріплення підкранової колії. Для горизонтальних навантажень вводимо момент, що дорівнює горизонтальній силі на ексцентриситет, орієнтовно рівний 0,5 м.

Зважаючи на відсутність даних щодо крана, приймаємо Кран ОКП 31 5726 1114 04. Повна довжина - 60 м, проліт - 12 м, довжина консолей - 0,6 м, $A_{\min}=900$ мм (відстань між колесами крана),

$B = 2100$ мм (база крана); навантаження на колію від візка - 17,4 кН, від колеса - 8,7 кН; конструктивна маса - 2,81 т.

Визначимо максимальну вертикальну силу від тиску коліс крана за формулою (2.4)

$$D_{\max} = P_{\max} \cdot \sum y_i, \quad (2.4)$$

де P_{\max} - нормативний максимальний тиск коліс крана на підкранову рейку;

$\sum y_i$ - сума ординат лінії впливу.

Приймаємо $P_{\max}=8,7\text{кН/м}$, $\sum y_i=1+0,925+0,892+0,817\text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.4), отримуємо

$$D_{\max} = 8,7 \cdot (1+0,925+0,892+0,817) = 31,62 \text{ кН.}$$

Визначимо мінімальну вертикальну силу від тиску коліс крана за формулою 2.4

Приймаємо $P_{\min} = 5,1 \text{ кН/м}$, $\sum y_i = +0,925+0,892+0,817 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.4), отримуємо

$$D_{\min} = P_{\min} \cdot \sum y_i = 5,1 \cdot (1+0,925+0,892+0,817) = 18,53 \text{ кН.}$$

Горизонтальні зусилля від поперечного гальмування крана визначаються за формулою (2.5)

$$T = \sum y_i \cdot \frac{(Q+q)}{(20 \cdot n)}, \quad (2.5)$$

де $\sum y_i$ - сума ординат лінії впливу;

Q - вантажопідйомність крана;

q - маса візка;

n - кількість кранів.

Приймаємо $\sum y_i = 1+0,925+0,892+0,817 \text{ м}$, $Q = 50 \text{ кН}$, $q = 17,4 \text{ кН}$, $n = 4$.

Підставляємо значення у формулу (2.5), отримуємо

$$T = (1+0,925+0,892+0,817) \cdot \frac{(50+17,4)}{(20 \cdot 4)} = 3,06 \text{ кН.}$$

Горизонтальні зусилля від поздовжнього гальмування крана визначаються за формулою (2.6)

$$t = 0,1 \cdot Q \quad (2.6)$$

де Q - вантажопідйомність крана. Приймаємо $Q = 50$ кН. Підставляємо значення у формулу (2.6), отримуємо $t = 0,1 \cdot 50 = 5$ кН. Визначимо вертикальну силу від кранів за формулою (2.7)

$$F_{\text{кр1},n} = D_{\text{max}} \cdot 0,7, \quad (2.7)$$

де D_{max} - максимальна вертикальна сила від тиску коліс крана. Приймаємо $D_{\text{max}} = 31,62$ кН.

Підставляємо значення у формулу (2.7), отримуємо $F_{\text{кр1},n} = 31,62 \cdot 0,7 = 22,13$ кН, $F_{\text{кр1}} = 31,62 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 24,35$ кН. Приймаємо $D_{\text{min}} = 18,53$ кН.

Підставляємо значення у формулу (2.7), отримуємо $F_{\text{кр2},n} = 18,53 \cdot 0,7 = 12,97$ кН, $F_{\text{кр2}} = 18,53 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 14,27$ кН. Визначимо горизонтальне навантаження від кранів за формулою (2.7) Приймаємо $T = 3,06$ кН. Підставляємо значення у формулу (3.7), отримуємо

$$F_{\text{кр3},n} = 3,06 \cdot 0,7 = 2,142 \text{ кН},$$

$$F_{\text{кр3}} = 3,06 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 2,36 \text{ кН}.$$

Після аналізу розрахункової схеми, навантаження прикладаємо в третьому прольоті, як у найнебезпечнішому з точки зору просторової роботи каркаса. У ньому можлива одночасна дія чотирьох кранів, і він віддаленіший від центру ваги і жорсткості будівлі.

2.2.3 Особливі навантаження

Сейсмічне навантаження задано по осях: x, y, z ; визначено за допомогою програмного комплексу SCAD.

2.2.4 Збір навантажень

Отримані розрахункові та нормативні значення навантажень заносимо в таблицю 2.1

Таблиця 2.1 - Розрахункові та нормативні значення навантажень

№	Вид і найменування навантаження	Навантаження	Од. вим.	Нормативне значення	Коеф. надійності.	Розрахункове значення
1	2	3	4	5	6	7
Постійні						
1	Власна вага несучих конструкцій	-	кН/м	Визначається SCAD	1,05	Визначається SCAD
2	Власна вага покриття	q _{пр}	кН/м	2,925	1,2	3,51
3	Власна вага ліхтаря без урахування несучих конструктивних елементів.	F _{1ф}	кН	74,6	1,19	89,09
4	Власна вага стінового огороження - ділення	F _{ст}	кН	18,864	1,13	21,384
Короткочасні						
5	Снігове навантаження, I варіант (зусилля від ліхтаря окремо)	q _{сн1}	кН/м	2,54	1,4	3,55
6	Снігове навантаження на ліхтар	F _{2ф}	кН	49,39	1,4	70,49
7	Снігове навантаження, II варіант					
7.1	Область 1	q _{сн2}	кН/м	2,47	1,4	3,46
7.2	Область 2	q _{сн3}	кН/м	6,18	1,4	8,65
8	Вітрове навантаження на покрівлю					
8.1	Область 1	q _{w1}	кН/м	0,198	1,4	0,279
8.2	Область 2	q _{w2}	кН/м	0,435	1,4	0,609
9	Вітрове навантаження на ліву стіну					
9.1	Ярус 1	q _{w3}	кН/м	0,948	1,4	1,326
9.2	Ярус 2	q _{w3}	кН/м	1,254	1,4	1,752
9.3	Ярус 3	q _{w3}	кН/м	1,47	1,4	2,058
10	Вітрове навантаження на праву стіну					
10.1	Ярус 1	q _{w9}	кН/м	0,474	1,4	0,666
10.2	Ярус 2	q _{w9}	кН/м	0,624	1,4	0,876
10.3	Ярус 3	q _{w9}	кН/м	0,738	1,4	1,032

Продовження таблиці 2.1

11	Вітрове навантаження зі сторони воріт					
11.1	Ярус 1	q_{w4}	кН/м	0,948	1,4	1,326
11.2	Ярус 2	q_{w4}	кН/м	1,254	1,4	1,752
11.3	Ярус 3	q_{w4}	кН/м	1,47	1,4	2,058
11.4	Покрівля	q_{w5}	кН/м	0,81	1,4	1,137
12	Вітрове навантаження торцевої стіни					
12.1	Ярус 1	q_{w6}	кН/м	0,474	1,4	0,666
12.2	Ярус 2	q_{w6}	кН/м	0,624	1,4	0,876
12.3	Ярус 3	q_{w6}	кН/м	0,738	1,4	1,032
12.4	Покрівля	q_{w7}	кН/м	0,405	1,4	0,567
Кранові навантаження						
13	Вертикальна сила від тиску коліс крана (max)	F_{kp1}	кН	22,13	1,1	24,35

2.2.5 Комбінації завантажень

1. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінового огороження;

2. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження I варіант + снігове навантаження на ліхтар + вітрове навантаження на покрівлю + вертикальна сила від крана (max) + горизонтальне навантаження від крана впоперек + особливі навантаження: сейсмічна по осях x, y, z;

3. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження I варіант + снігове навантаження на ліхтар + вітрове навантаження на ліву стіну + вертикальна сила від крана (max) + горизонтальне навантаження від крана вздовж + особливі навантаження: сейсмічне по осі x;

4. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження I варіант + снігове навантаження на ліхтар + вітрове

навантаження на задню стіну + вертикальна сила від крана (max) + горизонтальне навантаження від крана впоперек + особливі навантаження: сейсмічне по осях x, y, z;

5. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження II варіант + вітрове навантаження на задню стіну + вітрове навантаження з боку воріт + вертикальна сила від крану (max) + горизонтальне навантаження від крану впоперек + особливі навантаження: сейсмічне по осях x, y, z;

6. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження I варіант + снігове навантаження на ліхтар + вітрове навантаження на ліву стіну + вітрове навантаження на праву стіну + вертикальна сила від крану (min) + горизонтальне навантаження від крану уздовж + особливі навантаження: сейсмічне за віссю y;

7. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження I варіанта + снігове навантаження на ліхтар + вітрове навантаження на задню стіну + вітрове навантаження з боку воріт + вертикальне навантаження від крану (max) + горизонтальне навантаження від крану уздовж + особливі навантаження: сейсмічне за віссю z;

8. Постійні навантаження: власна вага конструкцій + власна вага покриття + власна вага ліхтаря + власна вага стінової огорожі + тимчасові навантаження: снігове навантаження I варіант + снігове навантаження на ліхтар + вітрове навантаження на ліву стіну + вітрове навантаження на праву стіну + вертикальне навантаження від крану (max) + горизонтальне навантаження від крану уздовж + особливі навантаження: сейсмічне по осях x, y, z.

2.3 Конструктивний розрахунок

2.3.1 Проектування відправочних елементів стійки рами

Підбір перерізу

Перевірка несучої здатності перерізів стійки рами в площині дії моменту.

Коефіцієнт розрахункової довжини стійки визначимо за формулою (2.8)

$$\mu = \frac{(n+0,56)}{(n+0,14)^{1/2}}, \quad (2.8)$$

$$\text{де } n = \frac{I_s \cdot l_c}{I \cdot I_c} = \frac{0,13339 \cdot 23}{12 \cdot 0,017924} = 14,26.$$

$$\mu = \frac{(14,26+0,56)}{(14,26+0,14)^{1/2}} = 1,02.$$

Розрахунок виконуємо для серединного перерізу стійки (стінка 1404×10 мм, полиця 330×48 мм).

$$I_c = \frac{0,01 \cdot 1,404^3}{12} + \frac{2 \cdot 0,33 \cdot 0,048^3}{12} + 2 \cdot 0,33 \cdot 0,048 \cdot 0,702^2 = 0,018 \text{ м}^4.$$

$$I_s = \frac{0,012 \cdot 2,880^3}{12} + \frac{2 \cdot 0,44 \cdot 0,06^3}{12} + 2 \cdot 0,44 \cdot 0,06 \cdot 1,44^2 = 0,133 \text{ м}^4.$$

Далі розрахунок виконуємо для кожного перерізу окремо в табличній формі (таблиця 2.2) за формулами (2.9), (2.10), (2.11)

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.9)$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{0,43 \cdot h} \cdot \frac{R_y}{E}, \quad (2.10)$$

$$m_x = \frac{M_x}{N \cdot 0,35 \cdot h}, \quad (2.11)$$

де η - за [19, табл. 73, за умови що $\frac{Af}{Aw} \leq 1$],

h - задано в попередніх розділах кваліфікаційної роботи.

Таблиця 2.2 - Підбір перерізу стійки

№ перерізу		h	A _{гр} , см ²	λ _x	m _x	η	формула	m _{ef}	φ _e
Перетин 1	N _{max}	1	701,66	1,844	6,4	1,363	η=1,4-0,02·λ _x	8,74	0,145
	M _{max}	1	662,99	1,844	7,43	1,363	η=1,4-0,02·λ _x	10,12	0,141
Перетин 2	N _{max}	1,248	248,65	1,478	1,55	1,613	η=(1,9-0,01·m) - 0,02·(6-m)·λ _x	2,50	0,39
	M _{max}	1,248	258,72	1,478	1,87	1,591	η=(1,9-0,01·m) - 0,02·(6-m)·λ _x	2,98	0,35
Перетин 3	N _{max}	1,534	492,06	1,202	5,1	1,376	η=1,4-0,02·λ _x	7,02	0,19
	M _{max}	1,534	512,09	1,202	5,64	1,376	η=1,4-0,02·λ _x	7,76	0,175
Перетин 4	N _{max}	1,783	581,26	1,034	6,37	1,379	η=1,4-0,02·λ _x	8,78	0,161
	M _{max}	1,783	607,99	1,034	7,14	1,379	η=1,4-0,02·λ _x	9,84	0,144
Перетин 5	N _{max}	2	865,29	0,922	10,02	1,382	η=1,4-0,02·λ _x	13,85	0,105
	M _{max}	2	885,66	0,922	11,11	1,382	η=1,4-0,02·λ _x	15,34	0,096

Задана раніше площа перерізу не достатня.

Товщину стінки на перші відправочній марці призначаємо 14 мм, на другій - 16 мм з умови $\frac{h_{ef}}{t_w} = 80-125$. Стійкість стінки забезпечується проставленням поздовжніх ребер жорсткості. Момент інерції поздовжнього ребра визначимо за формулою (2.8)

$$I_{se} > 6 \cdot h_{ef} \cdot t^3. \quad (2.8)$$

Для нижньої частини стійки (відправної марки С1)

$$I_{se} = 6 \cdot 145,2 \cdot 1,4^3 = 2390,57 \text{ см}^4.$$

Тоді при односторонньому розміщенні

$$h_{se} = \frac{h_{ef}}{30} + 5 \text{ см} = \frac{145,2}{30} + 5 = 9,84 \text{ см},$$

приймаємо 18 см.

$$t_{se} = \frac{3 \cdot I_{se}}{h^3} = \frac{3 \cdot 2390,57}{18^3} = 1,23 \text{ см},$$

приймаємо найближчий лит 14мм.

Площа ребра

$$A_{se} = 1,4 \cdot 18 = 25,2 \text{ см}^2.$$

Момент інерції

$$I_{se} = \frac{1,4 \cdot 18^3}{12} + 9^2 \cdot 25,2 = 2721,6.$$

Для верхньої частини стійки (відправної марки С2)

$$I_{se} = 6 \cdot 195,2 \cdot 1,6^3 = 4797,24 \text{ см}^4.$$

Тоді при односторонньому розміщенні

$$h_{se} = \frac{hef}{30} + 5 \text{ см} = \frac{195,2}{30} + 5 = 11,5 \text{ см},$$

приймаємо 20 см.

$$t_{se} = \frac{3 \cdot I_{se}}{h^3} = \frac{3 \cdot 4797,24}{20^3} = 1,79 \text{ см},$$

приймаємо найближчий лит 18 мм.

Площа ребра

$$A_{se} = 1,8 \cdot 20 = 36 \text{ см}^2.$$

Момент інерції

$$I_{se} = \frac{1,8 \cdot 20^3}{12} + 10^2 \cdot 36 = 4800;$$

Умова виконується

Тоді при подальшому розрахунку виконуємо з урахуванням площі поздовжніх ребер.

Після кількох ітерацій підбираю нові габарити перерізів (записуємо останню перевірку).

Перевірка в площині вигину здійснюється за формулами (2.13-2.18), при двосторонньому розміщенні

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot u_c \cdot A} < 1; \quad (2.13)$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{0,43 \cdot h} \cdot \frac{R_y}{E}; \quad (2.14)$$

$$m_x = \frac{M_x}{N \cdot 0,35 \cdot h}, \quad (2.15)$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x; \quad (2.16)$$

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (6 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x; \text{ при } \frac{Af}{Aw} > 1; 0,1 < m_x < 5; \quad (2.17)$$

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda}_x; \text{ при } \frac{Af}{Aw} > 1; 5 < m_x < 20. \quad (2.18)$$

Перевірка в площині вигину здійснюється за формулами (2.19- 2.21)

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot c \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot A} < 1, \quad (2.19)$$

$$\text{де } c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}, \text{ при } m_x < 5;$$

$$c = \frac{1}{1 + m_x \cdot \varphi_y / \varphi_b}, \text{ при } m_x > 10;$$

$$c = c_s \cdot (2 - 0,2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot m_x - 1), \text{ при } 5 < m_x < 10.$$

$$\bar{\lambda}_c = 3,14 \cdot \left(\frac{E}{R_y} \right)^{0,5} \quad (2.20)$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x \quad (2.21)$$

Результати перевірки заносимо в таблицю 2.3.

Для визначення залучення площі стінки в роботу, встановлюємо її гнучкість, і порівнюємо з граничною, за формулами (2.22-2.23) За $\alpha > 1$

$$\lambda_{uw} = 4,35 \cdot ((2\alpha - 1) \cdot E / (\sigma \cdot (2 - \alpha + (\alpha^2 + 4 \cdot \beta^2)^{0,5})))^{0,5} < 3,8 \cdot (E/R_y), \quad (2.22)$$

$$\beta = 1,4 \cdot (2\alpha - 1) \cdot \frac{\tau}{\sigma_1}, \quad (2.23)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad (2.24)$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot y_c}{I}, \quad (2.25)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot y_c}{I}, \quad (2.26)$$

$$\tau = \frac{Q}{h_{ef} \cdot t_{ef}^2} \quad (2.27)$$

Результати розрахунку заносимо в таблицю 2.4.

Таблиця 2.3 - Перевірка стійкості в площині дії моменту

№ пер.	$t_w, \text{мм}$	$b_f, \text{см}$	$t_f, \text{см}$	b_{ef}/t_{ef}	$[b_{ef}/t_{ef}]$	$h, \text{м}$	факт $A_w, \text{М}^2$	факт $A_f, \text{М}^2$	A_f/A_w	$I_w^{\text{факт}}, \text{М}^4$	$I_f^{\text{факт}}, \text{М}^4$	$I_x, \text{М}^4$	λ_x	m_x	η	m_{ef}	φ_e	$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$
1	14	100	4	12,4	16,30	1	0,01288	0,04	3,1	0,0009085	0,0092213	0,019	1,85	6,412	1,36	8,740	0,15	0,77
	14	100	4	12,4	16,30	1	0,01288	0,04	3,1	0,0009085	0,0092213	0,019	1,85	7,425	1,36	10,12	0,14	0,73
2	14	75	4	9,29	15,23	1,241	0,016254	0,03	1,8	0,0018258	0,0108220	0,023	1,49	1,560	1,61	2,514	0,39	0,33
	14	75	4	9,29	15,23	1,241	0,016254	0,03	1,8	0,0018258	0,0108220	0,023	1,49	1,883	1,59	2,993	0,35	0,34
3	14	55	4	6,79	14,41	1,518	0,020132	0,022	1,1	0,0034692	0,0120176	0,028	1,22	5,157	1,38	7,094	0,18	0,81
	14	55	4	6,79	14,41	1,518	0,020132	0,022	1,1	0,0034692	0,0120176	0,028	1,22	5,695	1,38	7,835	0,17	0,85
4	16	58	4	7,15	13,92	1,759	0,026864	0,0232	0,9	0,0063109	0,0171419	0,041	1,05	6,453	1,38	8,899	0,16	0,80
	16	58	4	7,15	13,92	1,759	0,026864	0,0232	0,9	0,0063109	0,0171419	0,041	1,05	7,233	1,38	9,974	0,14	0,84
5	16	80	4	9,90	13,5	2	0,03072	0,032	1,0	0,0094372	0,0307371	0,07	0,92	10,02	1,38	13,85	0,11	0,92
	16	80	4	9,90	13,54	2	0,03072	0,032	1,0	0,0094372	0,0307371	0,071	0,92	11,11	1,38	15,34	0,1	0,94

Таблиця 2.4 - Перевірка стійкості з площини дії моменту

№ пер	λ_x	$I_y, \text{М}^4$	λ_y	λ_y	α	φ_y	φ_e	α (для ψ)	ψ	φ_1	φ_b	β	c	c_s	c_{10}	$A, \text{М}^2$	$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c$
1	52,192	0,006667	10,86739	0,367	0,329	0,832	93,972	0,510	1,796	15,394	1,000	1	0,301	0,4	0,10726	0,022	0,97
	52,192	0,006667	10,86739	0,367	0,279	0,832	93,972	0,510	1,796	15,394	1,000	1	0,267	0,4	0,10726	0,022	1,00
2	43,065	0,00281	18,23831	0,616	0,572	0,879	93,972	0,587	1,803	8,279	-	1	0,528	-	-	0,026	0,84
	43,065	0,00281	18,23831	0,616	0,556	0,879	93,972	0,587	1,803	8,279	-	1	0,489	-	-	0,026	0,85
3	36,592	0,00111	31,21207	1,054	0,392	0,910	93,972	0,738	1,816	4,201	0,768	1	0,330	0,3	0,07782	0,030	0,72
	36,592	0,00111	31,21207	1,054	0,365	0,910	93,972	0,738	1,816	4,201	0,768	1	0,315	0,4	0,07782	0,030	0,72
4	32,345	0,0013	34,96557	1,181	0,327	0,928	93,972	0,508	1,796	4,431	0,773	1	0,291	0,4	0,07689	0,044	0,82
	32,345	0,0013	34,96557	1,181	0,288	0,928	93,972	0,508	1,796	4,431	0,773	1	0,261	0,4	0,07689	0,044	0,85
5	27,679	0,0034	23,35871	0,789	0,149	0,941	93,972	0,202	1,768	8,472	0,858	1	0,083	-	-	0,075	0,81
	27,679	0,0034	23,35871	0,789	0,095	0,941	93,972	0,202	1,768	8,472	0,858	1	0,076	-	-	0,075	0,83

Таблиця 2.5 - Визначення залучення площі стінки в роботу

№ пер	σ_c , Нмм2	σ_p , Нмм2	α (для σ)	τ	β (для λw)	λ_{uw}	λ_w	σ (від N), Нмм2	%, від R_y
1	227,90	-26,94	1,1182	62,430	0,474	94,90	71,14	100,48	43,7
	227,90	-43,26	1,1898	66,312	0,562	98,20	71,14	92,32	40,1
2	118,11	43,08	0,6353	50,086	0,161	65,58	53,29	80,59	35,04
	117,55	32,96	0,7196	52,356	0,274	81,65	53,29	75,26	32,7
3	219,93	-85,41	1,3884	40,185	0,454	113,724	39,00	67,26	29,3
	226,10	-97,16	1,4297	42,296	0,487	113,724	39,00	64,47	28,03
4	219,73	-128,25	1,5837	30,788	0,425	113,724	36,00	45,74	19,9
	225,24	-139,66	1,62	31,563	0,439	113,724	36,00	42,79	18,6
5	220,50	-167,82	1,7611	27,409	0,439	113,724	49,75	26,34	11,45
	225,97	-176,67	1,7819	28,203	0,448	113,724	49,75	24,65	10,72

Крок поперечних ребер призначаю з умови $(2,5-3) \cdot h_{ef} = 2,5$ м. Габарити ребра нижньої відправочної марки

$$b_h = \frac{1500}{30} + 50\text{мм} = 100\text{мм}, t_s = 2 \cdot 100 \cdot (240 / (2,06 \cdot 10^5))^{0,5} = 8\text{мм}.$$

Габарити ребра верхньої відправочної марки

$$b_h = \frac{2000}{30} + 50\text{мм} = 120\text{мм}, t_s = 2 \cdot 120 \cdot (240 / (2,06 \cdot 10^5))^{0,5} = 10\text{мм}.$$

Для зварювання полиці та стінки призначаю мінімальний катет шва 8мм.

Для зварювання поздовжнього ребра і стінки призначаю мінімальний катет шва 5 мм (нижній елемент), 6 мм (верхній елемент).

Для зварювання поперечних ребер і стінки призначаю мінімальний катет шва 5 мм.

Для зварювання поперечних ребер і полиці призначаю мінімальний катет шва 8 мм.

2.3.2 Проектування бази стійки

Конструктивний розрахунок бази колони

Матеріал фундаменту - бетон класу міцності В25 з розрахунковим опором на осьовий стиск $R_b = 14,5 \text{ МПа}$.

1) Необхідна площа опорної плити з умови міцності бетону під час місцевого зминання

$$A_{req} = N / R_{b,loc} = 2019,2 / (20,3 \cdot 10^{-3}) = 99467,98 \text{ мм}^2;$$

$$R_{b,loc} = \psi_{b,loc} \cdot R_b = 1,4 \cdot 14,5 = 20,3 \text{ МПа}.$$

2) Ширина опорної плити

$$B_{pl} = b + 2 \cdot (t_{tr} + c) = 1000 + 2 \cdot (12 + 55) = 1134 \text{ мм}.$$

3) Довжина опорної плити

$$L_{pl} = A_{req} / B_{pl} = 99467,98 / 1134 = 87,71 \text{ мм}.$$

Приймається розмір плити 1150x1100мм.

4) Реактивний відпір фундаменту

$$q = N / A_{pl} = 2019,2 / (1150 \cdot 1100) = 0,0016 \text{ кН} / \text{мм}^2.$$

5) Момент для консольної ділянки плити

$$M_1 = 0,5 \cdot q \cdot c^2 = 0,5 \cdot 0,0016 \cdot 63^2 = 3,175 \text{ кН} \cdot \text{мм}.$$

6) Момент для ділянки плити, опертої на чотири сторони в напрямку короткої та довгої сторін відповідно, і момент для ділянки плити, опертої по трьох сторонах

$$M_a = \alpha_1 \cdot q \cdot a^2 = 0,096 \cdot 0,0016 \cdot 493^2 = 39,332 \text{ кН} \cdot \text{мм};$$

$$b / a = 910 / 493 = 1,846;$$

$$M_b = \alpha_2 \cdot q \cdot a^2 = 0,0475 \cdot 0,0016 \cdot 493^2 = 18,472 \text{ кН} \cdot \text{мм};$$

$$M_3 = \alpha_3 \cdot q \cdot (d_1)^2 \rightarrow \alpha_3 = a_1 / d_1 = 55 / 1000 = 0,055 < 0,5;$$

$$M_3 = q \cdot (a_1)^2 / 2 = 0,0016 \cdot 55^2 / 2 = 2,42 \text{ кН} \cdot \text{мм}.$$

7) Необхідна товщина опорної плити

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 39,332}{240 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}}} = 28,63 \text{ мм}.$$

Товщина опорної плити 30мм.

8) Розрахунковою схемою траверси є двоконсольна балка першого класу, шарнірнооперта на полиці колон. Навантаження - реактивний відпір фундаменту з половини ширини опорної плити

$$q_{tr} = q \cdot B_{pl} / 2 = 0,0016 \cdot 1100 / 2 = 0,88 \text{кН} / \text{мм}.$$

9) Необхідно визначити висоту траверси з умови розміщення зварних швів, необхідних для її кріплення до полиць колони.

Розрахунок ведемо за металом межі сплавлення, оскільки

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 166,5} = 1,1 > 1;$$

$$R_{wf} = 215 \text{МПа};$$

$$R_{wz} = 166,5 \text{МПа};$$

$$h_{tr} = \frac{q_{tr} \cdot L_{pl}}{2 \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,88 \cdot 1150}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^{-3} \cdot 6 \cdot 1} + 10 = 492,39 \text{мм}.$$

Приймається висота траверси $h_{tr}=500$ мм. Необхідно провести перевірку траверси з умови її міцності під час роботи на вигин.

10) Згинальні моменти та поперечна сила

$$M_{tr,1} = 0,88 \cdot 950^2 / 8 - 0,88 \cdot 63^2 / 2 = 97528,64 \text{кН} \cdot \text{мм};$$

$$M_{tr,2} = 0,88 \cdot 55^2 / 2 = 1331 \text{кН} \cdot \text{мм};$$

$$Q_{tr,2} = 0,88 \cdot 55 = 48,4 \text{кН}.$$

11) Геометричні характеристики перерізу траверси

$$\frac{M_{tr,1}}{W_{tr} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{97528,64}{500000 \cdot 240 \cdot 1 \cdot 10^{-3}} = 0,81 < 1;$$

12) Перевірка міцності траверси

$$\frac{M_{tr,1}}{W_{tr} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{97528,64}{500000 \cdot 240 \cdot 1 \cdot 10^{-3}} = 0,81 < 1;$$

$$\sigma_x = \frac{M_{tr,2}}{W_{tr}} = \frac{1331}{500000} = 0,0027 \text{кН} / \text{мм}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{tr,2}}{A_{tr}} = \frac{48,4}{6000} = 0,0081 \text{кН} / \text{мм}^2;$$

$$\frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \sqrt{(\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2)} = \frac{0,87}{324 \cdot 10^{-3} \cdot 1} \sqrt{(0,0027^2 + 3 \cdot 0,0081^2)} = 0,038 < 1.$$

13) Під час визначення товщини швів, що прикріплюють листи траверси до плити, розрахунок ведеться за металом межі сплавлення

$$\sum l_w = (1100 - 10) + 2 \cdot (55 - 10) = 1180 \text{мм} \quad - \text{розрахункова довжина шва};$$

$$k_f = \frac{q_{tr} \cdot L_{pl}}{\beta_z \cdot \sum l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{0,88 \cdot 1100}{1,05 \cdot 1180 \cdot 166,5 \cdot 10^{-3} \cdot 1} = 4,69 \text{мм}.$$

Приймається $k_f = 6 \text{мм}$.

14) Розміри ребра жорсткості становлять 425x500мм.

Необхідно визначити товщину ребра жорсткості. Вона складе

$$t = 2b \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 425 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 29,01 \text{мм}.$$

Приймається ребро жорсткості товщиною 30 мм. Ребро приварюється з катетом шва $k_f = 5 \text{мм}$.

Розрахунок анкерних болтів

1) Попередньо приймаються 8 анкерних болтів 80 мм. Тоді на одну стійку припадає таке зусилля

$$N = 2019,2 / 8 = 252,4 \text{кН}.$$

Виривальне навантаження, що припадає на один анкерний болт

$$N_e = \frac{M}{y \cdot n} = \frac{5247,27}{0,735 \cdot 8} = 892,39 \text{кН},$$

де y - відстань до опори.

2) Умова міцності виражається такою формулою

$$A_{SA} = \frac{k_0 \cdot P}{R_{sa}},$$

де $R_{sa} = 230 \text{ МПа}$;

k_0 - коефіцієнт за навантаженням;

P - розрахункове навантаження, що діє на болт.

$$A_{sa} = \frac{1,05 \cdot 892,39}{220000} = 0,0043 \text{ м}^2.$$

Площа прийнятого болта $0,004344 \text{ м}^2$, що більше необхідної площі.

3) Мінімальна глибина закладення анкерного болта визначається за такою формулою

$$H_0 \geq H \cdot m_1 \cdot m_2,$$

Де $H = 20d = 20 \cdot 80 = 1600 \text{ мм}$;

m_1 - відношення розрахункового опору розтягуванню бетону класу В12,5 до розрахункового опору бетону В20;

m_2 - відношення розрахункового опору розтягуванню металу болтів марки сталі 09Г2С-2 до розрахункового опору розтягуванню сталі марки ВСтЗкп2.

$$H \cdot m_1 \cdot m_2 = 1600 \cdot \frac{0,66}{0,9} \cdot \frac{180}{220} = 960 \text{ мм}.$$

Приймаються болти анкерні 1.1.М80х2000.

2.4.3 Проектування відправочного елемента ригеля рами

Підбір перерізу.

Підбір перерізу виконуємо згідно з [10], за формулами (2.36-2.37)

$$\frac{M}{W_{n.min}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.36)$$

$$\frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (2.37)$$

Значення коефіцієнта φ_b необхідно приймати за $\varphi \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$, при $\varphi > 0,85$
 $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1$, але не більше 1,0.

$$I \varphi_1 = \Psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}, \quad (2.38)$$

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_1}{h \cdot b_f}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{a \cdot t^3}{b_f \cdot t_1^3}\right). \quad (2.39)$$

Підбір перерізу виконано в табличній формі і представлено в таблиці 2.6. Деякі перерізи прийняті за вимогами технологічності виробництва елементів з великим запасом міцності.

Стійкість стінки на дію одних дотичних напружень у разі встановлення двосторонніх поперечних ребер буде забезпечено за умовного згинання меншого, ніж $\bar{\lambda}_{uw} < 3,5$, за умови

$$\bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \left(\frac{R_y}{E}\right)^{0,5} \quad (2.40)$$

Під час перевірки умови встановлено, що умовна гнучкість стінки перевищена в усіх перерізах.

Розрахунок проводимо за перерізами в табличній формі і представлений у табл. 2.7, за формулами (2.41-2.43)

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot y, \quad (2.41)$$

$$\tau = \frac{Q}{th}, \quad (2.42)$$

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (2.43)$$

Для елементів укріплених тільки поперечними ребрами за формулами (2.44-2.48)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_s, \quad (2.44)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}, \quad (2.45)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_z}{\lambda_{ef}^2}, \quad (2.46)$$

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t}\right)^3, \quad (2.47)$$

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (2.48)$$

Призначаємо крок поперечних ребер рівний кроку прогонів - 3м.

Стійкість стінки забезпечена у всіх перерізах.

Перетин ребер підбираємо для найвищої частини стінки відправочної марки, тоді

$$P1 - b_r = \frac{3040}{30} + 40 = 141 \text{ мм}, t_r = 2 \cdot 141 \cdot \left(\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}\right)^{0,5} = 9,6 \text{ мм}.$$

Приймаємо ребро 150x10 мм. Шов конструктивно 5мм (стінка - ребро), 8мм (полиця - ребро).

$$P2 - b_r = \frac{2180}{30} + 40 = 112 \text{ мм}, t_r = 2 \cdot 112 \cdot \left(\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}\right)^{0,5} = 7,64 \text{ мм}.$$

Приймаємо ребро 120x8 мм. Шов конструктивно 5мм (стінка - ребро), 8мм (полиця - ребро).

$$P3 - b_r = \frac{2900}{30} + 40 = 136,67 \text{ мм}, t_r = 2 \cdot 136,67 \cdot \left(\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}\right)^{0,5} = 9,33 \text{ мм}.$$

Приймаємо ребро 140x10 мм. Шов конструктивно 5мм (стінка - ребро), 8мм (полиця - ребро).

$$P4 - b_r = \frac{4100}{30} + 40 = 176,67 \text{ мм}, t_r = 2 \cdot 176,67 \cdot \left(\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}\right)^{0,5} = 12,1 \text{ мм}.$$

Приймаємо ребро 180x14 мм. Шов конструктивно 5мм (стінка - ребро), 8мм (полиця - ребро).

Таблиця 2.5 - Підбір перерізів ригеля

Підбір перерізів ригеля												
№ пер	$W_{\text{треб}}, \text{ м}^3$	$h, \text{ м}$	$t_f, \text{ м}$	$t_{w \text{ min}}, \text{ м}$	$t_w, \text{ м (полу)}$	$t_w, \text{ м прий.}$	$I_{\text{тр}}, \text{ м}^4$	$I_w, \text{ м}^4$	$I_f, \text{ м}^4$	$A_f, \text{ м}^2$	$b_{f \text{ min}}, \text{ м}$	$b_f, \text{ м прий.}$
1	0,0457123	3,04	0,04	0,003	0,018	0,014	0,069483	0,030257	0,039226	0,008717	0,108961	0,8
	0,0675022	3,04	0,04	0,004	0,018	0,014	0,102603	0,030257	0,072347	0,016077	0,200963	0,8
2	0,0321769	2,27	0,04	0,004	0,013	0,014	0,036521	0,012254	0,024267	0,00976	0,121995	0,52
	0,0490928	2,27	0,04	0,005	0,013	0,014	0,05572	0,012254	0,043466	0,017481	0,218516	0,52
3	0,0028396	1,5	0,04	0,004	0,009	0,014	0,00213	0,003341	-0,00121	-0,00114	-0,0142	0,3
	0,0085174	1,5	0,04	0,006	0,009	0,014	0,006388	0,003341	0,003048	0,002859	0,035742	0,3
4	0,0148045	1,841	0,04	0,003	0,011	0,014	0,013628	0,006371	0,007256	0,004474	0,055928	0,38
	0,0204027	1,841	0,04	0,004	0,011	0,014	0,018781	0,006371	0,012409	0,007652	0,095646	0,38
5	0,0259306	2,18	0,04	0,002	0,013	0,014	0,028264	0,010805	0,01746	0,007625	0,095313	0,438
	0,0384177	2,18	0,04	0,003	0,013	0,014	0,041875	0,010805	0,031071	0,013569	0,169615	0,438
6	0,0300535	2,512	0,04	0,000	0,015	0,014	0,037747	0,016782	0,020965	0,006862	0,085772	0,49
	0,0502177	2,512	0,04	0,002	0,015	0,014	0,063073	0,016782	0,046292	0,015151	0,189385	0,49
7	0,0281792	2,9	0,04	0,001	0,017	0,014	0,04086	0,026163	0,014696	0,003593	0,044918	0,55
	0,0635812	2,9	0,04	0,001	0,017	0,014	0,092193	0,026163	0,066029	0,016145	0,201811	0,55
8	0,0228481	4,1	0,04	0,001	0,024	0,014	0,046839	0,075792	-0,02895	-0,00351	-0,04391	0,44
	0,0670589	4,1	0,04	0,000	0,024	0,014	0,137471	0,075792	0,061679	0,007484	0,093545	0,44

Розрив

Таблиця 2.6

№ пер	b_{ef}/t_f	$[b_{ef}/t_f]$	$I_f, \text{ м}^4$	$I_x, \text{ м}^4$	$W_x, \text{ м}^3$	$\sigma, \text{ Н мм}^2 \text{ (в площині)}$	$I_y, \text{ м}^4$	α	ψ	ϕ_1	ϕ_b	$\phi_b, \text{ прин.}$	$\sigma, \text{ Н мм}^2 \text{ (з площини)}$
1	9,825	14,96372	0,096008533	0,126265	0,083069	113,910	0,00342	0,34	2,27	3,53	1,42	1	113,91
	9,825	14,96372	0,096008533	0,126265	0,083069	168,209	0,00342	0,334	2,27	3,53	1,42	1	168,20
2	6,325	14,96372	0,046389547	0,058644	0,051668	128,911	0,00094	1,45	2,35	1,21	0,93	0,93	138,16
	6,325	14,96372	0,046389547	0,058644	0,051668	196,682	0,00094	1,45	2,35	1,21	0,93	0,93	210,79
3	3,575	14,96372	0,0175232	0,020864	0,027818	21,130	0,00018	10,08	2,96	0,36	0,36	0,36	59,2
	3,575	14,96372	0,0175232	0,020864	0,027818	63,379	0,00018	10,08	2,96	0,36	0,36	0,36	177,54

Продовження таблиці 2.6

№ пер	b _{ef} /t _f	[b _{ef} /t _f]	I _f , м ⁴	I _x , м ⁴	W _x , м ³	σ, Н мм ² (в площині)	I _y , м ⁴	α	ψ	φ ₁	φ _b	φ _b , прин.	σ, Н мм ² (з площини)
4	4,575	14,96372	0,027379253	0,033751	0,036665	83,581	0,00037	4,16	2,54	0,58	0,58	0,58	143,89
	4,575	14,96372	0,027379253	0,033751	0,036665	115,187	0,00037	4,16	2,54	0,58	0,58	0,58	198,29
5	5,3	14,96372	0,037497472	0,048302	0,044314	121,128	0,00056	2,24	2,41	0,83	0,83	0,83	146,72
	5,3	14,96372	0,037497472	0,048302	0,044314	179,458	0,00056	2,24	2,41	0,83	0,83	0,83	217,37
6	5,95	14,96372	0,048456427	0,065238	0,051941	119,771	0,00079	1,35	2,35	1,11	0,91	0,91	131,25
	5,95	14,96372	0,048456427	0,065238	0,051941	200,131	0,00079	1,35	2,35	1,11	0,91	0,91	219,32
7	6,075	14,96372	0,057205333	0,083369	0,057496	101,453	0,00084	0,99	2,32	1,21	0,94	0,94	108,51
	6,7	14,96372	0,062925867	0,089089	0,061441	214,211	0,00111	0,81	2,31	1,5	0,99	0,99	214,21
8	4,825	14,96372	0,064964267	0,140757	0,068662	68,882	0,00043	0,84	2,31	0,74	0,74	0,74	93,06
	5,325	14,96372	0,071460693	0,147253	0,071831	193,249	0,00057	0,68	2,3	0,94	0,94	0,94	206,78

Таблиця 2.7 - Перевірка стійкості стінки ригеля

Перевірка стійкості стінки ригеля, за наявності тільки поперечних ребер жорсткості з кроком 3 м:														
Перетин №	σ, Н мм ²	τ, Н мм ²	σ _{cr} , Нмм ²	τ _{cr} , Нмм ²	λ _w	λ _{ef}	μ	σ _{cr}	δ	h _{ef} , м	t, м	b _{ef} , м	t _f , м	перевірка
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	77,52	26,62	151,56	46,91	7,41	7,314173	1,013333	34,69	4,91	3,04	0,014	0,8	0,04	0,76404
2	148,25	36,43	271,35	67,56	5,53	5,534391	1,321586	34,63	4,27	2,27	0,014	0,52	0,04	0,7676615
3	112,67	39,83	617,84	128,31	3,66	3,657087	2	34,43	3,73	1,5	0,014	0,3	0,04	0,3600595
4	135,94	31,61	410,99	92,06	4,49	4,488464	1,629549	34,5	3,85	1,841	0,014	0,38	0,04	0,4767837
5	151,05	18,85	292,60	71,53	5,31	5,314966	1,376147	34,44	3,75	2,18	0,014	0,438	0,04	0,5796136
6	126,86	14,32	213,52	58,93	6,12	6,124401	1,194268	33,37	3,64	2,512	0,014	0,49	0,04	0,6419193
7	108,87	5,56	164,67	49,33	7,07	7,070367	1,034483	34,3	3,54	2,9	0,014	0,55	0,04	0,6706863
8	48,11	2,40	79,98	37,92	10,00	7,314173	1,366667	33,3	2,00	4,1	0,014	0,44	0,04	0,6047748

2.4.4 Розрахунок стику ригеля

Стик відправочних марок P1 і P2

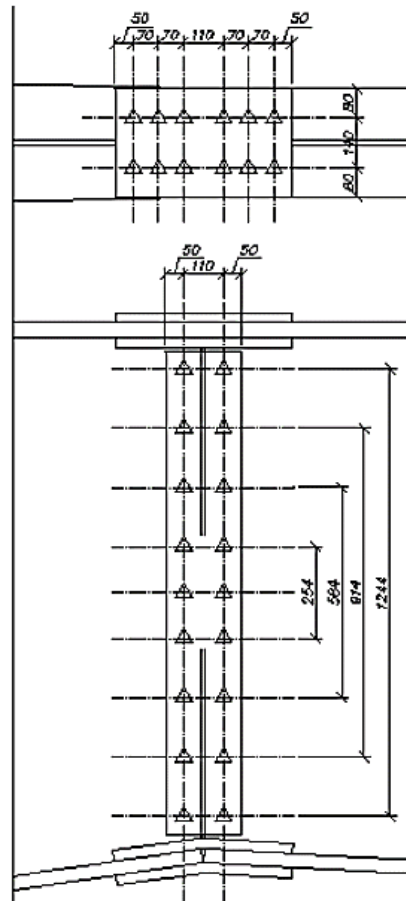


Рисунок 2.9 - Стик відправних марок P1 і P2

Діаметр болтів приймаємо 24 мм. Отвір під болт - 26 мм. Мінімальну відстань між центрами болтів визначимо за формулою 2.49.

$$a_{\min} = 2 \cdot d, \quad (2.49)$$

$$a_{\min} = 2 \cdot 26 = 65 \text{ мм.}$$

Максимальну відстань визначимо за формулою 2.50

$$a_{\max} = 12 \cdot t_{\min}, \quad (2.50)$$

$$a_{\max} = 12 \cdot 14 = 168 \text{ мм.}$$

Мінімальну відстань до краю елемента визначимо за формулою 2.51

(2.51)

$$c_{\min} = 1,3 \cdot d,$$

$$c_{\min} = 1,3 \cdot 26 = 33,8 \text{ мм.}$$

Ширина верхньої накладки - 300 мм.

Ширина нижньої накладки – $300 - 14 - 2 \cdot 8 - 2 \cdot 10 / 2 = 120$ мм.

Товщина накладок стінок - 12 мм.

Довжину вертикальних накладок визначимо за формулою 2.52

$$l_{wn} = h_w - 2 \cdot (t_{nf} + \Delta), \quad (2.52)$$

$$l_{wn} = 1460 - 2 \cdot (28 + 10) = 1344 \text{ мм.}$$

Ширину вертикальних накладок визначимо за формулою 2.53

$$b_{nw} = \delta + 4 \cdot c, \quad (2.53)$$

$$b_{nw} = 10 + 4 \cdot 50 = 210 \text{ мм.}$$

Максимальна відстань між крайніми рядами болтів Згинальний момент, що припадає на пояси

$$a_1 = 1344 - 2 \cdot 50 = 1244 \text{ мм,}$$

$$R_{bh} = 1100 \text{ МПа, } R_{bun} = 0,7 \cdot 110 = 77 \text{ кН/см}^2.$$

Згинальний момент, що припадає на стінку

$$M = 1763,1 \cdot \frac{0,0033}{0,02} = 282,3 \text{ кНм.}$$

Розрахункове зусилля в поясі

$$N_f = \frac{1481,07}{1,46} = 1014,43 \text{ кН.}$$

Кількість болтів із кожного боку

$$n = \frac{1014,43}{101,64 \cdot 2 \cdot 1} = 5 \text{ шт.}, \text{ приймаємо } 6 \text{ шт.}$$

$$L_{nf} = (4 \cdot 70 + 4 \cdot 50) + 10 = 490 \text{ мм.}$$

Коефіцієнт стику стінки

$$\alpha = \frac{28230}{124,4 \cdot 101,64 \cdot 2} = 1,12.$$

Потрібно 6 рядів болтів. За вимогами дотримання максимально допустимої відстані приймаємо 9 горизонтальних рядів.

Крок болтів по вертикалі 165 мм ($a_1 = 124,4$ см; $a_2 = 91,4$ см; $a_3 = 58,4$ см; $a_4 = 25,4$ см;

Довжина вертикальних накладок $l_{nw} = 134,4$ см.

Перевірка найбільш навантаженого болта за міцністю

$$N_{\max} = \frac{282,3 \cdot 1,244}{1,244^2 + 0,914^2 + 0,584^2 + 0,254^2} = 125,94 \text{ кН} < 203,28 \text{ кН.}$$

Перевіряємо стик на спільну дію моменту і перерізуючої сили за формулою 2.54.

$$V = \frac{Q}{n}, \quad (2.54)$$

$$V = \frac{836,5}{24} = 34,85 \text{ кН.}$$

$$\frac{(125,94^2 + 34,85^2)^{0,5}}{101,64 \cdot 2 \cdot 1} = 0,64 < 1,$$

Умова виконана.

Перевірка ослабленого перерізу пояса

$$A_{df} = 2 \cdot 2,6 \cdot 4 = 20,8 \text{ см}^2, \quad A_{nf} = 4 \cdot 30 - 20,8 = 99,2 < 0,85 \cdot 4 \cdot 30 = 102 \text{ см}^2,$$

$$A_{cf} = 1,18 \cdot 99,2 = 117,06 \text{ см}^2,$$

$$N_r = 1014,43 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{4}{6}\right) = 845,36 \text{ кН.}$$

$$\frac{845,36}{117,06 \cdot 23 \cdot 1} = 0,31 < 1,$$

Міцність пояса в місці монтування стику забезпечена. Міцність накладок забезпечена.

РОЗДІЛ 3

ФУНДАМЕНТИ

3.1 Вихідні дані

Коротка характеристика споруди.

Промислова будівля каркасного типу. Несучі конструкції - двотаврові рами змінної жорсткості. Крок рам - 12 м, проліт рами - 108 м. Огороджувальні конструкції - навісні сендвіч-панелі.

Крани - підвісні 4 шт. Вантажопідйомність кожного крана становить 5 тонн, проліт - 12 м.

Розрахункові поєднання зусиль

Для фундаменту по осях Д/1 діють максимальні М і Q:

$N = 2019,2$ кН; $M = 5247,3$ кНм; $Q = 854,1$ кН.

Для фахверкового фундаменту по осях А/10 діють максимальні М і Q:

$N = 714$ кН; $M = 359,54$ кНм; $Q = 12$ кН.

3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов

Район будівництва - м. Івано-Франківськ; Нормативна глибина промерзання $d_{f,n} = 1,05$ м;

Розрахункова глибина промерзання $d_f = 2,85$ м, при $k_n = 1$.

3.2.1 Фізико-механічні властивості ґрунтів

У межах вивченого розрізу виділено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ).

Дані за результатами лабораторних досліджень наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Результати лабораторних досліджень

№ ПГЕ	№ проби	Гранулометричний склад в %									
		Галька, щебінь	Гравій, дресва	Пісок				Пил, глина			
				Розмір частинок, мм							
		200-10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	1				0,10	2,50	20,60	26,20	20,60	8,90	21,10
3	2				0,10	2,90	48,00	20,30	11,70	2,70	14,30
4	3			0,80	1,50	55,30	34,80	7,60			
	4			1,80	3,90	52,00	38,70	3,60			
	5			10,20	15,30	52,90	18,00	3,60			
5	6			10,10	24,00	49,70	13,30	2,90			
	мін знач			0,80	1,50	49,70	13,30	2,9			
	макс знач			10,20	24,00	55,30	38,70	7,6			
	Норм. знач			5,7	11,20	52,50	26,20	4,4			

Опис ПГЕ

- Техногенні ґрунти (t Q_{IV}) ПГЕ 1

Насипний ґрунт представлений пилувато-глинистими ґрунтами твердої консистенції та різнозернистими пісками з включенням будівельних відходів (вапняний розчин, дерево, метал, бита цегла). Залягає по всьому майданчику (див. аркуш 10) з поверхні до глибини 1,2-2,8 м.

Ґрунти виділено за польовим описом. Рекомендовані значення модуля деформації та розрахункового опору наведено в таблиці 3.3.

- Алювіальні ґрунти (a Q_{IV}) ПГЕ 2

Суглинок твердий залягає на ділянках шурфів № 4 і 5 під піском середньої крупності на глибині 2,05-2,5 м. Підшва ґрунту до глибини 3,3 м не розкрита.

Розкрита потужність ґрунту 0,8-0,85 м. На ділянці шурфу №5 підшва ґрунту розкрита на глибині 3,05 м, потужність ґрунту 1 м.

Ґрунт характеризується за одним монолітом. Окремі значення фізико-механічних властивостей наведено в таблиці 4.2, рекомендовані нормативні та розрахункові значення фізико-механічних властивостей - у таблиці 3.3.

ПГЕ 3.

Супісок твердий залягає на ділянці шурфу № 3. Покрівля залягає на глибині 2,35 м. Підшва ґрунту розкрита на глибині 3,3 м.

Ґрунт характеризується за одним монолітом. Окремі значення фізико-механічних властивостей наведено в таблиці 4.2, рекомендовані нормативні та розрахункові значення фізико-механічних властивостей - у таблиці 3.3.

ІГЕ 4

Пісок середньої крупності, пухкий, малого ступеня водонасичення. Поширені на всьому майданчику. Залягають із глибини 1,85 - 3,05 м. На ділянці шурфу № 2 підшву до вивченої глибини 3,6 м не розкрито. Розкрита потужність ґрунту 0,25-0,9 м. На ділянках шурфів № 1,3,4 і 5 підшву розкрито на глибині 2,35 - 4 м. Потужність ґрунту 0,15-1,7 м.

Ґрунт характеризується за чотирма монолітами. Часткові значення фізико-механічних властивостей наведені в таблиці 3.2, рекомендовані нормативні та розрахункові значення фізико-механічних властивостей - у таблиці 3.3.

- Галечниковий ґрунт ІГЕ 5

Покрівля галечникового ґрунту на ділянці шурфу № 3 залягає на глибині 4м. Ґрунти виділено за польовим описом. Рекомендовані значення модуля деформації та розрахункового опору наведено в таблиці 3.3.

- ІГЕ 2

1 Густина $\rho = 1,77 \text{ г/см}^3$;

2 Густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,42 \text{ г/см}^3$;

3 Густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,7 \text{ г/см}^3$;

4 Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{2,7-1,42}{1,42} = 0,908;$$

5 Пористість $n = 0,474$

$$n = \frac{0,908}{1+0,908} = 0,474;$$

6 Природна вологість ґрунту $W = 24,7 \%$;

7 Вологість на межі розкочування $W_p = 27,3 \%$;

8 Вологість на межі плинності $W_L = 40,8 \%$;

9 Число пластичності $I_p = W_L - W_p = 40,8 - 27,3 = 13,5$.

Цим параметрам відповідає суглинок.

Консистенція – $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{24,7 - 27,3}{13,5} = -0,19$ - тверда.

$R_o = 300$ кПа. Цей ґрунт - суглинок твердий.

- ІГЕ 3

1 Густина $\rho = 1,62$ г/см³;

2 Густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,45$ г/см³;

3 Густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,69$ г/см³;

4 Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{2,69 - 1,45}{2,69} = 0,46;$$

5 Пористість

$$n = \frac{0,46}{1 + 0,46} = 0,315;$$

6 Природна вологість ґрунту $W = 11,5$ %;

7 Вологість на межі розкочування $W_p = 22,9$ %;

8 Вологість на межі плинності $W_L = 25,7$ %;

9 Число пластичності $I_p = W_L - W_p = 25,7 - 22,9 = 2,8$. Цим параметрам відповідає супісок.

Консистенція $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{22,9 - 25,7}{2,8} = -4,07$ - тверда.

$R_o = 300$ кПа.

Цей ґрунт - супісок твердий.

- ІГЕ 4

За гранулометричним складом - пісок середньої крупності.

1 Густина $\rho = 1,41$ г/см³;

2 Густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,32$ г/см³;

3 Густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,66$ г/см³;

4 Коефіцієнт пористості $e = \frac{2,66 - 1,32}{2,66} = 0,504$ - щільний;

5 Пористість

$$n = \frac{0,504}{1+0,504} = 0,34;$$

6 Природна вологість ґрунту $W = 6,5 \%$;

7 Ступінь вологості $S_r = W \cdot p_s = 0,065 \cdot 2,66 = 0,17$ - малого ступеня водонасичення.

$R_o = 500$ кПа.

Цей ґрунт - пісок середньої крупності щільний, малого ступеня водонасичення.

Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика представлений на рисунку 3.1. Повний геологічний розріз будівельного майданчика див. Аркуш 10 графічної частини дипломного проекту.

3.2.2 Оцінка інженерно-геологічних умов

Будівництво проводиться в м. Івано-Франківськ.

Кліматичний район ІВ.

Глибина промерзання - 1,05 м.

Рівень ґрунтових вод під час розроблення шурфів не встановлено.

Потужність насипного шару за розрізом змінюється від 1,2 до 2,8 м; у розрахунковому шурфі №5 - 2,15 м.

Пісок - потужність 0,35 м. Ґрунт середньої крупності, пухкий, малого ступеня водонасичення, розрахунковий опір 500 кПа.

Суглинок - потужність 1,5 м. Перебуває у твердому стані, розрахунковий опір 300 кПа. Ґрунт є водоупором.

Галечниковий ґрунт, потужність не встановлено. Розрахунковий опір 600 кПа. Шар може бути використаний як основа.

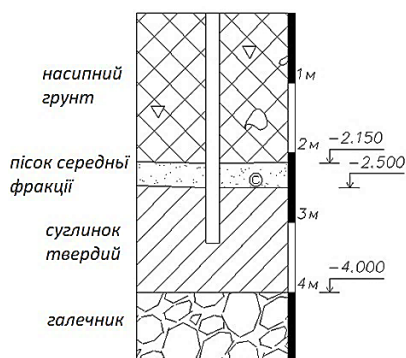


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3.2 - Фізико-механічні властивості ґрунтів за інженерно-геологічними елементами

№	Найменування ґрунту	Глибини взяття зразка, м	W, %	Межі вологості		I _L , д.о.	Щільність			Коеф. порти, и,	По р, n	Ступінь вологості, S _r	
				Вологість на :			ρ, г/см ³	ρ _d , г/см ³	ρ _s , г/см ³				
				W _L , %	W _p , %								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Насипний ґрунт	До 2,8	-	-	-	-	-	1,95	-	-	-	-	-
2	Суглинок твердий	2,8 - 3	24,7	40,8	27,3	13,5	0,19	1,77	1,42	2,7	0,474	0,32	0,74
3	Супісок твердий	2,7 - 2,9	11,5	25,7	22,9	2,8	4,7	1,62	1,45	2,69	0,46	0,315	0,36
4	Пісок середньої фракції	3 - 3,3	6,5	-	-	-	-	1,41	1,32	2,66	0,504	0,34	0,17
5	Галечниковий ґрунт	Від 4	-	-	-	-	-	2,11	-	-	-	-	-

Таблиця 3.3 Фізико-механічні властивості ґрунтів наведено в таблиці 3.3 згідно з [21]

Найменування та номер ІГЕ	Питома вага ґрунту кН/м ³	Питоме зчеплення, кПа	Кут внутрішнього тертя, град	Модуль деформації, МПа	Розрахунковий опір, кПа
1	2	3	4	5	6
1. Насипний ґрунт	1,95	-	-	15	180
2. Суглинок твердий	17,35	44,6	25,76	32,32	300
3. Супісок твердий	15,88	14	33	21,7	300
4. Пісок середньої крупності	13,82	0	45	10,4	500
5. Галечниковий ґрунт	20,68	2	43	50	600

3.3 Вибір варіанта фундаменту

Варіант 1 - Стовпчастий фундамент неглибокого закладення

Розрахункову схему для варіанта 1 наведено на рисунку 3.2.

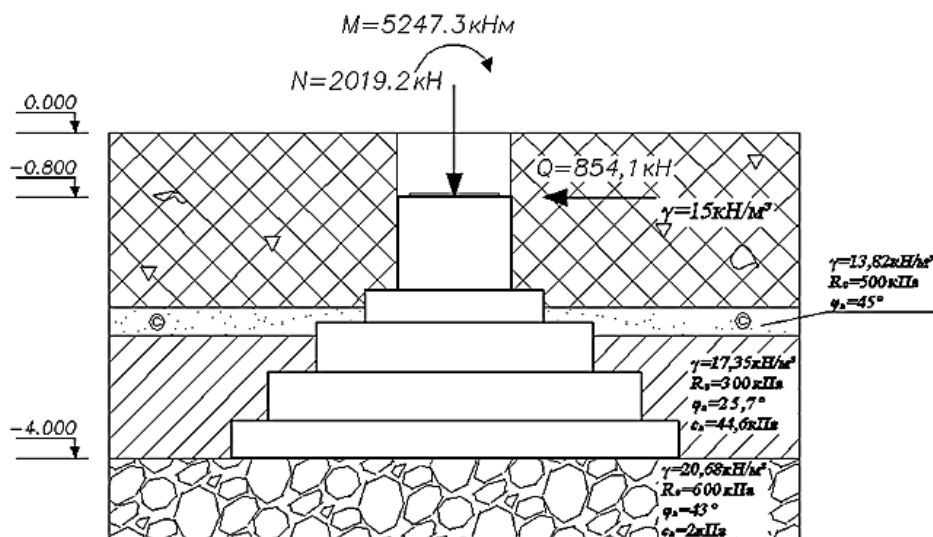


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема для варіанта

1 Габарит підколонника для розміщення бази колони 2,4×1,2 м.

Глибину закладення фундаменту приймаємо згідно з [29 за табл. 5.3, за невстановленого рівня РГВ, у запас несучої здатності, вважаючи $d_w < d_f + 2$, не менше глибини промерзання]. За [29, таблиця 5.2] визначаємо коефіцієнт теплового впливу споруди, при розрахунковій температурі внутрішнього повітря 21° С та підлогах по ґрунту $k_h = 0,5$. d_f визначаємо згідно з формулою 3.1 [29, формула 5.4].

$$d_f = k_h - d_f \quad (3.1)$$

$$d_f = 0,5 - 4 = 2 \text{ м.}$$

Глибину закладення фундаменту приймаємо конструктивно. Враховуючи наявність насипного ґрунту на майданчику до глибини 4 м, глибину закладення фундаменту приймаємо $d = 4$ м.

Попередні розміри фундаменту визначаємо згідно з [29] за формулами 3.2, 3.3

$$A_{\text{пол}} = \frac{N_0}{R_0 - h_f \cdot \gamma_{\text{мт}}}, \quad (3.2)$$

де $\gamma_{\text{мт}}$ - питома вага фундаменту і ґрунту, що приймається в діапазоні 19-21 кН/м³.

$$b_{\text{пол}} = \left(\frac{A_{\text{пол}}}{k_n} \right)^{0,5}. \quad (3.3)$$

$$A_{\text{пол}} = \frac{2019,2}{300 - 4 \cdot 20} = 9,18 \text{ м}^2;$$

$$b_{\text{пол}} = \left(\frac{9,18}{1,4} \right)^{0,5} = 2,56 \text{ м};$$

$$l_{\text{пол}} = 2 \cdot 2,56 = 5,12 \text{ м}.$$

Розрахунковий опір визначаємо за формулою 3.4

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_g k_z b \gamma_{\text{II}} + M_q d_1 \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{\text{II}} + M_c c_{\text{II}} \right], \quad (3.4)$$

$$\text{Де } \gamma_{\text{II}} = \frac{17,7 \cdot 1,15 + 21,1 \cdot 2}{3,15} = 19,86 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{\text{II}} = \frac{15 \cdot 2,15 + 13,83 \cdot 0,35 + 17,35 \cdot 15}{4} = 15,78 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,83 \cdot 1 \cdot 2,56 \cdot 19,86 + 4,31 \cdot 4 \cdot 15,78 + 6,84 \cdot 44,6) = 774,14 \text{ кПа}.$$

Розрахунковий опір близький до прийнятого.

Конструювання фундаменту. Обсяг фундаменту

$$V_f = 5,12 \cdot 2,56 \cdot 0,6 + 2,56 \cdot 1,2 \cdot 2,25 = 13,18 \text{ м}^3;$$

$$G_f = 1 \cdot 25 \cdot 13,18 = 329,5 \text{ кН}.$$

Вага ґрунту

$$N_{q, \text{II}} = (4 \cdot 5,12 \cdot 2,56 - 13,18) \cdot 15 = 588,73 \text{ кН}.$$

Середнє напруження під подошвою фундаменту визначимо за формулою 3.5

$$P_{\text{II}} = \frac{N_{\text{II}} + G_{f \text{II}} + N_{q \text{II}}}{A}. \quad (3.5)$$

$$P_{II} = \frac{2019,2 + 329,5 + 588,73}{5,12 \cdot 2,56} = 224,11 \text{ кПа.}$$

Крайові напруження визначимо за формулою 3.6

$$P_{\min/\max} = \frac{N_{II}}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{1}\right), \quad (3.6)$$

де

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{M_{oII} \cdot Q_{oII} \cdot h_f}{N_{oII} + G_{fII} + N_{qII}};$$

$$e = \frac{5247,3 - 854,1 \cdot 3,2}{2019,2 + 329,5 + 588,73} = 0,86 \text{ м;}$$

$$P_{\max} = \frac{2481,8}{8,16} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1,4}{5,12}\right) = 1055,52 \text{ кПа;}$$

$$P_{\min} = \frac{2481,8}{8,16} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 1,4}{5,12}\right) = -447,27 \text{ кПа.}$$

Після кількох ітерацій розмір фундаменту встановлюємо: $b = 1,6 \text{ м; } l = 5,2 \text{ м.}$

Розрахунковий опір визначаємо за формулою 3.7

$$R = R_0 \cdot \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0} + k_2 \cdot \gamma'_{II} \cdot (d - d_0)\right), \quad (3.7)$$

де

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 2,15 + 13,83 \cdot 0,35 + 17,35 \cdot 1,5}{4} = 15,78 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = 600 \cdot \left(1 + 0,125 \cdot \frac{1,6 - 1}{1} + 0,25 \cdot 15,78 \cdot (4 - 2)\right) = 652,89 \text{ кПа.}$$

Об'єм фундаменту визначимо згідно з габаритами, представленими на рисунку 3.3.

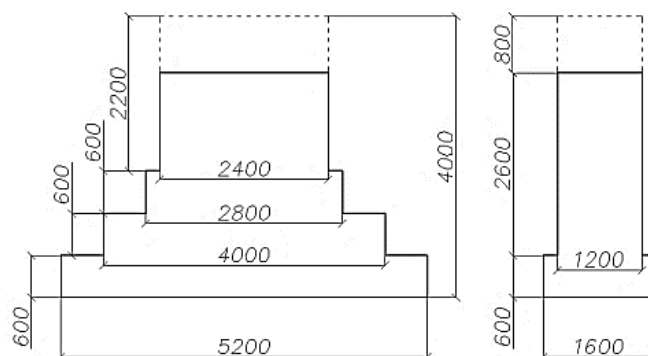


Рисунок 3.3 - Габарити фундаменту

$$V_f = 1,6 \cdot 5,2 \cdot 0,6 + 4 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + 2,8 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + 2,4 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 16,224 \text{ м}^3;$$

$$G_f = 1 \cdot 25 \cdot 16,224 = 405,6 \text{ кН.}$$

Вага ґрунту

$$N_{q,II} = (5,2 \cdot 1,6 \cdot 4 - 16,22) \cdot 15 = 225,84 \text{ кН.}$$

Середнє напруження під підошвою фундаменту визначимо за формулою 3.4

$$P_{II} = \frac{2019,2 + 405,6 + 225,84}{9,36} = 283,2 \text{ кПа.}$$

Крайові напруження визначимо за формулою 3.4.

$$e = \frac{5247,3 - 854,1 \cdot 3,6}{2019,2 + 405,6 + 225,84} = 0,81 \text{ м;}$$

$$P_{\max} = \frac{2680,64}{9,36} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,81}{5,2}\right) = 623,49 \text{ кПа;}$$

$$P_{\min} = \frac{2680,64}{9,36} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,81}{5,2}\right) = 20,9 \text{ кПа.}$$

Відриву підошви не виникає.

Епюра напружень у ґрунті подана на рисунку 3.4.

Перевірка на горизонтальне навантаження згідно з умовою 3.8

$$F < \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_n}, \quad (3.8)$$

де

$$F_u = (F_{vol} + G_{fgl}) \cdot f;$$

$$G_{fgl} = 405,6 + 225,84 = 631,44 \text{ кН;}$$

$$F_u = (2019,2 + 631,44) \cdot 0,55 = 1457,85 \text{ кН;}$$

$$f = 0,55 \text{ – по [27, таблиця 76].}$$

$$854,1 \text{ кН} < \frac{0,8 \cdot 1457,85}{1,2} = 1214,85 \text{ кН.}$$

Умови виконуються, стійкість від зсуву забезпечена.

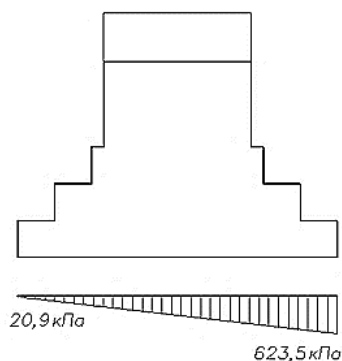


Рисунок 3.4 - Епюра напружень у ґрунті

Варіант 2 - Пальовий фундамент

Як опорний шар прийнято 4-й шар ґрунту - галечник, що залягає на позначці -4,000. Нижній кінець палі має бути заглиблений у цей шар на глибину $I_{\text{нп}} \geq 1$ м.

Висоту ростверку пальового фундаменту вибирають, виходячи тільки з конструктивних вимог. Приймаємо висоту 2,05 м. Розрахункову схему для варіанта 2 наведено на рисунку 3.5.

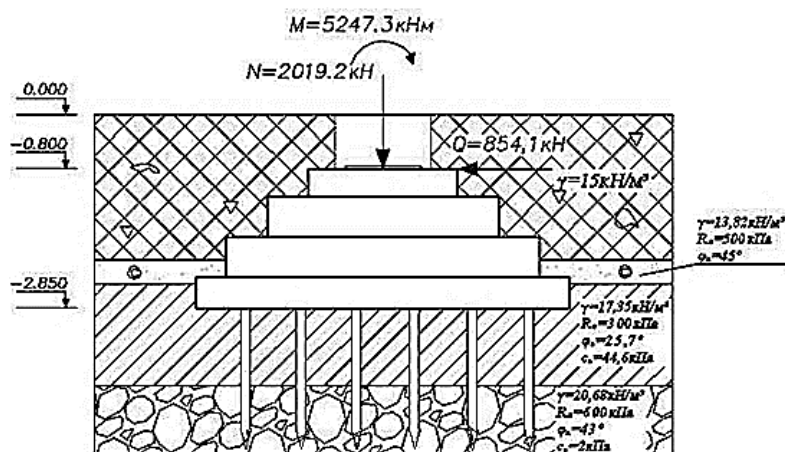


Рисунок 3.5 - Розрахункова схема для варіанта 2

Габарит підколонника для розміщення бази колони $2,4 \times 1,2$ м.

Таким чином, приймаємо палі завдовжки 3 м С30.30; відмітка нижнього кінця палі становитиме - 5,85 м, а заглиблення в галечник - 1,85 м.

Дані для розрахунку несучої здатності палі наведено в таблиці 3.4.

Визначення несучої здатності паль

Таблиця 3.4 - Дані для розрахунку несучої здатності паль

Грунт	Товщина шару, м	Відстань від пов. до нас шару, м	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кН
Насипной грунт	2,0	1,0	0	0
Пісок середн. фракції	0,35	1,25	37	13
Суглинок твердий	1,5	3,1	48	72
Галечник	2	4,5	54	108
			Разом	193

Значення R і f визначаємо за таблицями 1,2 [8], для насипних ґрунтів приймаємо $f = 0$. Визначаємо несучу здатність палі за формулою 3.9

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R - A \cdot u - \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.9)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1,0;

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

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається для паль суцільного перерізу, що занурюються забиванням і без лідерних свердловин рівним 1,0;

u - периметр палі, м;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту, кПа;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 193) = 357,6 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю становить

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{357,6}{1,4} = 255,43 \text{ кН}$$

коефіцієнт надійності за способом визначення несучої здатності).

Обмежуємо $F_d / \gamma_k = 250$ кН.

Визначення числа паль у ростверку

Визначаємо кількість паль за формулою 3.10

$$n = \frac{\sum N_i}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{CB}}, \quad (3.10)$$

де - $\sum N_i$ - сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку в комбінації N_{max} , причому навантаження приймають для розрахунку за I граничним станом, кН;

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю від ростверку;

0,9 - площа ростверку, що припадає на одну палю, м²;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

γ_{cp} - усереднена питома вага ростверка і ґрунту на його обрізах, що приймається 20 кН/м;

$g_{пл}$ - маса палі, т.

$$n = \frac{2019,2 + 135}{250 - 0,9 \cdot 2,85 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 0,7} = 11,28$$

Приймаємо кількість палей $n = 12$. Відстань між осями палей - по двох сторонах 900 мм (не перевищує $3d$), по двох інших 1800 мм (не перевищує $6d$). Розмір ростверку, враховуючи його звиси за зовнішні грані палей на 150 мм, становитиме 2400×5100 мм.

Розміщення палей у куці показано на рисунку 3.6.

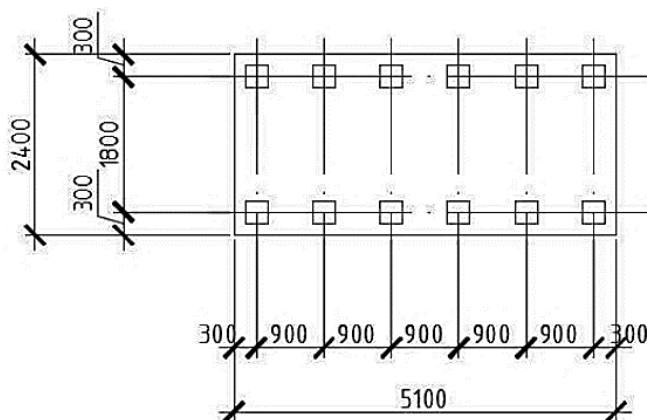


Рисунок 3.6 - Схема розміщення палей у куці

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Для оцінки конструктивних форм несучих конструкцій будівлі розглянемо три конструктивні варіанти каркаса: балкова схема, аркова схема, рамна схема. Крок несучих конструкцій прийнято 12 м, для всіх варіантів за замовчуванням. Габарит кожної конструкції визначено з умови утворення вільного простору $96 \times 108 \times 21$ м, що забезпечує можливість розміщення в ньому проєктного літака з дотриманням усіх вимог. Габарит може бути уточнений під час подальшого розроблення. Подальші уточнення габаритних розмірів будівлі не можуть значно вплинути на відносну зміну вартості проєктів, отже, отримані в результаті порівняння результати можна прийняти з достатнім ступенем достовірності.

4.1 Опис і обґрунтування розглянутих конструкцій

4.1.1 Варіант 1 - Балочна схема

Конструкція поперечної рами утворена:

1 Стійки - двогілкові колони на планках жорстко затиснуті в площині рами, з площини закріплені шарнірно. Стійкість каркаса з площини забезпечується вертикальними зв'язками по колонах, що утворюють у торцях будівлі жорсткі стійкі блоки.

2 Ригель - шпренгельна ферма. Висота на опорі і в прольоті підібрані виходячи із загальних рекомендацій $(1/10) \cdot l$ і становлять 5 м і 10 м відповідно (розміри дано по гранях конструкції, у розрахунковій схемі висота перерізу менша). Опирання на колони - шарнірне.

Габарити будівлі в осях становлять:

- План - 96×108 м;
- Висота на опорі ферми - 22 м;
- Висота в прольоті ферми - 32 м.

Таким чином, обсяг опалювального простору склав 295,488 тис. м³. Варіант прийнято в розробку, оскільки він є технологічно більш простим і поширеним.

Основними перевагами цього варіанта є відсутність розпору від вертикальних навантажень (чим досягаються найменші розміри колон і фундаментів); простота статичної схеми (що спрощує виготовлення і монтаж основних несучих елементів); нечутливість за розрізних схем до осідань опор.

Недоліками є порівняно велика витрата сталі і значна висота головних ферм, що призначається з умов оптимальної ваги і допустимих прогинів. Поліпшити показники витрати матеріалу можливо завдяки застосуванню попереднього напруження, а за нерозрізної схеми і регулювання напружень.

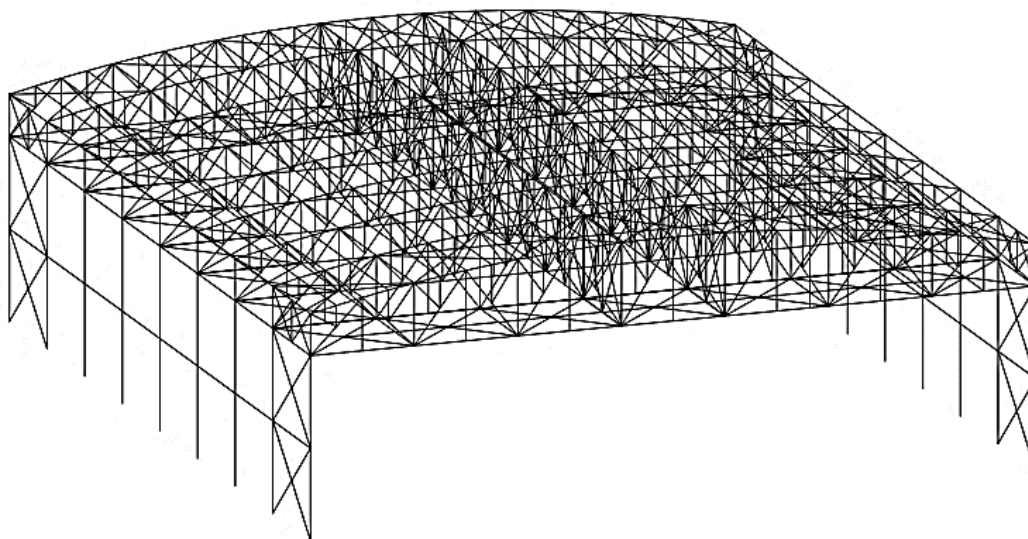


Рисунок 4.1 - Принципова схема варіанта 1

4.1.2 Варіант 2 - Арочна схема

Арка являє собою гратчасту конструкцію постійної висоти перерізу, підбраного за загальними рекомендаціями $(1/24) \cdot l$, що становить 3,5 м. За статичною схемою роботи арки прийнято тришарнірною, для зниження чутливості конструкції до температурних впливів і осідань опор. Арка прийнята без затяжки - розпір передається на фундамент. Стійкість споруди з площини арки, як і в першому варіанті, забезпечується двома зв'язковими блоками в торцях будівлі.

Габарити будівлі в осях становлять:

- план - 96×108 м;
- стріла підйому - 32,0 м.

Таким чином, обсяг опалювального простору склав 108,864 тис. м³. Основними перевагами цього варіанта порівняно з каркасними спорудами є низька вартість зведення, найменша витрата металу на 1 м², а також швидкість зведення будівлі.

Недоліками є більш значна, ніж у балкових конструкцій, будівельна висота і проліт будівлі, через що збільшується об'єм будівлі і площа поверхні покриття.

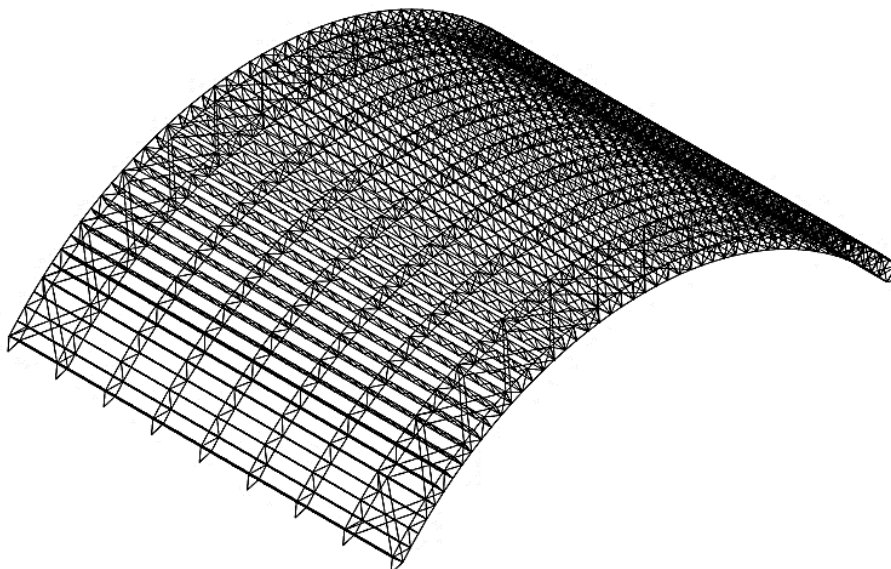


Рисунок 4.2 - Принципова схема варіанта 2

4.1.3 Варіант 3 - Рамна схема

Каркас утворено двохарнірною рамою двотаврового перерізу змінної жорсткості.

Стійкість споруди з площини рами забезпечується двома зв'язковими блоками в торцях будівлі. Перерізи елементів рами є складовими і не можуть бути підбрані за допомогою програмного комплексу, отже, розрахунок виконують у кілька ітерацій: попередній розрахунок рами, як рами постійної жорсткості, для виявлення значень згинальних моментів і підбору відповідних параметрів перерізу.

Спочатку висота перерізу призначається із загальних вимог - для ригеля $(1/28) \cdot l$. Кілька уточнювальних розрахунків із послідовною зміною перерізу згідно зі зміною епюри моментів.

Габарити будівлі в осях становлять:

- План - 96×108 м;
- Висота в карнизному вузлі - 22,0 м;
- Висота в коньковому вузлі - 32,0 м.

Таким чином, обсяг опалювального простору склав 295,488 тис. м³.

Основні переваги цього варіанту - менша вага, більша жорсткість, менша висота ригелів, кісткість, менша висота ригелів, невисока вартість будівництва та експлуатації, простота монтажу та виготовлення конструкцій, а також дана конструктивна система створює максимальну свободу планувальних рішень.

До недоліків слід віднести велику ширину колон, що часто призводить до зайвих габаритів будівлі, чутливість системи до нерівномірних осідань опор і змін температури.

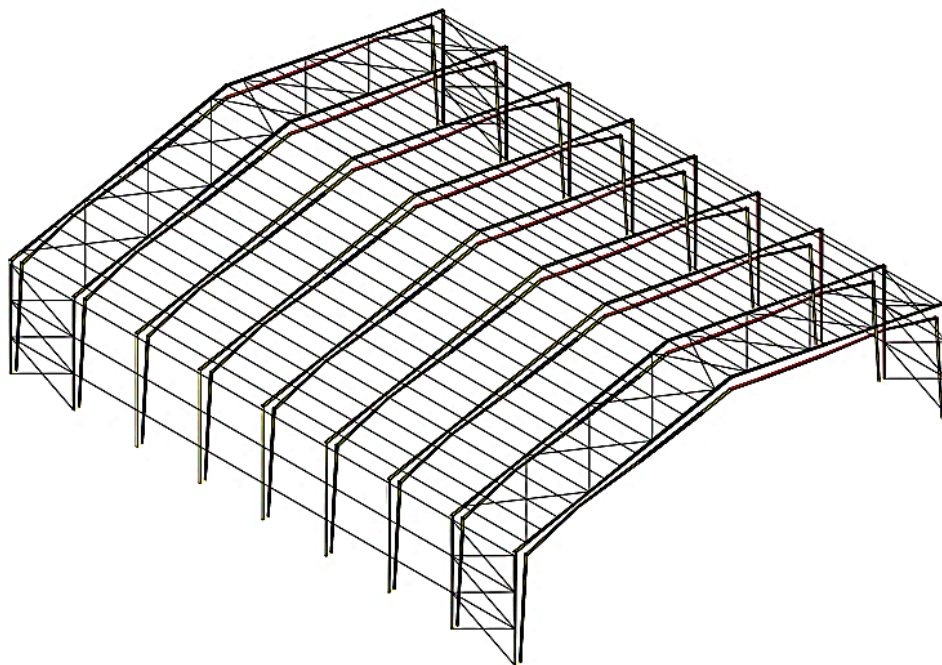


Рисунок 4.3 - Принципова схема варіанта 3

4.2 Розрахункове поєднання зусиль

Розрахунок виконується за допомогою програмного комплексу SCAD, що вносить у нього свої особливості. Розрахунку підлягає конструкція каркаса, що складається з трьох варіантів рами. Для виконання розрахунку використовується метод розбиття елемента на більш дрібні частини постійної жорсткості. Під час порівняння варіантів було досягнуто оптимальних показників генеральних розмірів перерізів, які було затверджено в архітектурному розділі.

За розрахунками в ПК SCAD по найнесприятливішій комбінації з кожним із варіантів отримані внутрішні зусилля. Результати розрахунку поєднання зусиль заносимо в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 - Розрахункове поєднання зусиль

	N	M_x	Q_y
Варіант 3	-1997,6	-4931,59	-804,1
Варіант 2	-2094,6	-5419,07	-814,1
Варіант 1	-2019,4	-5532,52	-809,0

4.3 Остаточний вибір конструктивної системи

Найбільш оптимальним є 3 варіант, оскільки цей вид конструкцій характерний найменшим значенням внутрішніх зусиль. Що, відповідно забезпечує найменші витрати на виготовлення, порівняно простий під час монтажу, всі конструкції заводської готовності, що збираються на високоміцних болтах, є габаритними і можуть без проблем транспортуватися всіма видами транспорту.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

Організація робочого місця має бути здійснена згідно з [21-28]. До будівельно-монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які мають відповідну кваліфікацію, пройшли медичний огляд, пройшли первинний інструктаж на робочому місці з техніки безпеки, стажування і допущені до виконання робіт.

Усі робітники повинні бути навчені безпечним методам виконання робіт, а стропальники і зварювальники повинні мати посвідчення.

Усі особи, які перебувають на будмайданчику, зобов'язані носити захисні каски, робітники та ІТП без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються. Допуск сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані на територію будівельного майданчика, на робочі місця, у виробничі та санітарно-побутові приміщення забороняється.

Виконання робіт на висоті слід виконувати з використанням запобіжних поясів і канатів страхувальних.

При температурі повітря на робочих місцях нижче 10° ті, хто працює на відкритому повітрі або в неопалюваних приміщеннях, повинні бути забезпечені приміщеннями для обігріву.

Відповідальний за безпечне виконання робіт краном зобов'язаний перевірити справність такелажу, пристосувань та іншого навантажувально-розвантажувального обладнання, а також роз'яснити працівникам їхні обов'язки, послідовність виконання операцій, значення сигналів, що подаються, та властивостей матеріалів, що подані до навантаження (розвантаження).

Для стропування вантажу на гак вантажопідіймальної машини повинні призначатися стропальники, навчені й атестовані за професією стропальника.

Способи стропування вантажів повинні виключати можливість падіння або ковзання стропованого вантажу.

До початку роботи із застосуванням машин, керівник робіт повинен визначити схему руху і місце встановлення машин, місця і способи занулення (заземлення) машин, які мають електропривод, зазначити способи взаємодії і сигналізації машиніста (оператора) з робітником-сигнальником, який обслуговує машину, визначити (за необхідності) місце знаходження сигнальника, а також забезпечити належне освітлення робочої зони.

Вантаж, що піднімається, або елементи, що монтуються, слід піднімати плавно, без ривків, розгойдування і обертання.

Піднімати вантажі або конструкції слід у 2 прийоми: спочатку на висоту 20-30 см, а потім після перевірки надійності стропування проводити подальший підйом.

Знаходження людей і виконання будь-яких робіт під вантажем, що піднімається, або елементами, що монтуються, до встановлення їх у проектне положення і закріплення забороняється.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій і обладнання під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Не допускається виконувати роботи на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, за ожеледиці, грози або туману, що виключає видимість в межах фронту робіт.

Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей і подібних до них конструкцій з великою парусністю слід припиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

Застосовувані інструменти, вантажозахоплювальні пристосування для тимчасового кріплення конструкцій повинні бути справні і відповідати.

5.2 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 вивішується інформаційний щит зі схемою будмайданчика і напрямком руху автотранспорту відповідно до ДСТУ [4] із зазначенням місцезнаходження засобів пожежогасіння та зв'язку.

На будмайданчику і в побутових приміщеннях не допускається складування і зберігання горючих і вогнєбезпечних 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, ломачами, 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 даній кваліфікаційній роботі було розроблено проект на авіційного ангара в Івано-Франківську.

Під час виконання кваліфікаційної роботи було досягнуто наступних результатів:

- розроблені основні архітектурно-будівельні креслення для об'єкту, включаючи розв'язання питань планування, декору та організації переміщень всередині будівлі.

- проведено розрахунки основних несучих елементів будівлі, зокрема сталевих конструкцій.

- у науково-дослідній частині розроблена скінченно-елементна модель рамно-каркасної системи ангара з використанням розрахункового комплексу. За допомогою цього комплексу отримано значення внутрішніх зусиль. Отримані результати дозволяють провести аналіз поведінки рамно-каркасної системи при дії різноманітних навантажень.

Графічна частина відображає ключові рішення, що були прийняті в процесі виконання. У ході виконання кваліфікаційної роботи проведено аналіз нормативно-технічної та правової літератури, пов'язаної з даною темою.

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.2.2-9-2019 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. 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>)

15. 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.

16. 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.

17. 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.

18. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. // К: Вища школа, 1999.

19. 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.

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

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

22. ДСТУ 2293-99 Охорона праці. Терміни та визначення основних

понять.

23. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
24. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
25. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
26. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
27. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с
28. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.
29. 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.