

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект офісно-складської будівлі в Луцьку

Виконав: студент IV курсу, групи МБс-41
спеціальності _____

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент

_____ Дьолог І. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник

_____ Коваль І. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

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

Завідувач кафедри

_____ Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент

_____ Качка О. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Керівник роботи

(підпис)

Дьолог I.I.

(прізвище та ініціали)

Коваль І.В.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	9
1.1 Вихідні дані для проєктування	9
1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва	9
1.1.2 Характеристика місця будівництва	9
1.2 Об'ємно-планувальні рішення.....	10
1.3 Конструктивні рішення та оздоблення	10
1.4 Пожежна безпека.....	13
1.5 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	17
2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса.....	17
2.1.1 Розбивка сітки колон.....	17
2.1.2 Визначення основних розмірів поперечника	17
2.1.3 Улаштування зв'язків	18
2.2 Розрахунок поперечної рами.....	20
2.2.1 Вибір розрахункової схеми рами.....	20
2.2.2 Збір навантажень	20
2.2.2.1 Постійні навантаження	21
2.2.2.2 Навантаження від матеріалів та виробів, що складуються.....	25
2.2.2.3 Снігове навантаження.....	25
2.2.2.4 Навантаження від кранів	26
2.2.2.5 Вітрове навантаження.....	28
2.2.3 Статичний розрахунок рами	29
2.3 Розрахунок і конструювання колони	31
2.3.1 Підбір перерізів стрижня колони.....	31
2.3.1.1 Вихідні дані.....	31
2.3.1.2 Конструктивний розрахунок надкранової частини колони.....	33
2.3.1.3 Конструктивний розрахунок підкранової частини колони.....	35

2.3.2 Розрахунок і конструювання вузла колони в місці опори підкранових балок	41
2.3.3 Розрахунок і конструювання бази колони.....	44
2.4 Розрахунок і конструювання кроквяної ферми.....	48
2.4.1 Вихідні дані.....	48
2.4.2 Підбір і перевірка перерізів стрижнів ферми	49
2.4.3 Розрахунок і конструювання вузлів ферми	53
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	59
4.1 Загальні положення.....	59
4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць.....	59
4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій	61
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	63
БІБЛІОГРАФІЯ.....	66

ВСТУП

Офісно-складські будівлі є важливими об'єктами виробничої та логістичної інфраструктури, оскільки забезпечують одночасне зберігання матеріалів, виробів і вантажів, організацію вантажно-розвантажувальних процесів та розміщення адміністративного персоналу. Ефективність таких об'єктів визначається не лише місткістю складських приміщень, а й раціональною організацією внутрішніх технологічних потоків, можливістю застосування підйомно-транспортного обладнання, надійністю несучих конструкцій та зручністю роботи працівників.

Актуальність кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю проектування офісно-складської будівлі в м. Луцьк, яка поєднує складські площі з адміністративно-побутовими приміщеннями. Таке рішення дозволяє зосередити управлінські, облікові, побутові та складські функції в межах одного об'єкта, скоротити внутрішні логістичні зв'язки та створити належні умови для зберігання матеріалів і роботи персоналу.

Об'єктом проєктування є офісно-складська будівля, призначена для зберігання матеріалів і виробів, виконання вантажно-розвантажувальних операцій та розміщення адміністративно-побутових приміщень. Будівля запроектована як одноповерхова багатопролітна споруда зі складськими приміщеннями та прибудованою двоповерховою офісною частиною. Таке поєднання забезпечує функціональне розділення складських, технологічних і адміністративних процесів при збереженні зручного внутрішнього зв'язку між ними.

Складська частина будівлі сформована з кількох прольотів, у межах яких передбачено зони зберігання матеріалів, технологічні майданчики та ділянки переміщення вантажів. Для механізації вантажних операцій у середніх прольотах передбачено мостові електричні крани. Наявність кранового обладнання впливає на вибір конструктивної схеми, параметри колон, підкранових балок, зв'язків та фундаментів, оскільки несуча система повинна сприймати не тільки постійні й кліматичні навантаження, а й вертикальні та горизонтальні кранові впливи.

Офісна прибудова призначена для розміщення приміщень управлінського та обслуговуючого призначення. У ній передбачаються робочі кабінети, побутові приміщення, санітарні вузли та інші необхідні приміщення для персоналу. Архітектурно-планувальне рішення забезпечує відокремлення адміністративної частини від складської зони, що сприяє безпечній організації праці та раціональному розподілу функціональних потоків.

Конструктивна схема складської частини прийнята сталевим каркасом. Основними несучими елементами є сталеві колони, кроквяні ферми, підкранові балки, металеві прогони, вертикальні та горизонтальні зв'язки. Покриття передбачено зі сталевих профільованих настилу з утепленням і покрівельним килимом. Зовнішні огорожувальні конструкції виконуються зі стінових сендвіч-панелей. Просторова жорсткість будівлі забезпечується системою зв'язків між колонами, зв'язками по покриттю та спільною роботою елементів сталевих каркасів.

Фундаменти під колони передбачено пальовими з монолітними залізобетонними ростверками. Таке рішення дає змогу передати навантаження від сталевих каркасів, покриття, стінового огороження, підкранових балок і мостових кранів на ґрунтову основу. Для опирання цокольних панелей передбачено фундаментні балки. Конструктивні рішення фундаментів приймаються з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, характеру навантажень та вимог до надійності споруди.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних і технологічно обґрунтованих рішень офісно-складської будівлі в Луцьку з урахуванням функціонального призначення об'єкта, роботи сталевих каркасів, застосування мостових кранів, вимог енергоефективності, пожежної безпеки та охорони праці.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

- розроблено архітектурно-планувальні рішення офісно-складської будівлі, визначено функціональне призначення складської та адміністративно-побутової частин, склад основних приміщень і принципи їх взаємного розміщення;

- прийнято конструктивну схему будівлі зі сталевим каркасом, кроквяними фермами, підкрановими балками, металевими колонами, прогонами, системою зв'язків та огорожувальними конструкціями із сендвіч-панелей;
- розглянуто рішення щодо покриття, зовнішніх стін, віконних і дверних прорізів, підлог, природного та штучного освітлення, а також внутрішнього оздоблення приміщень залежно від їх функціонального призначення;
- виконано теплотехнічний розрахунок стінових і покрівельних огорожувальних конструкцій складської та офісної частин будівлі для забезпечення нормативних теплозахисних характеристик;
- запроєктовано систему зв'язків сталевих каркаса, що забезпечує просторову незмінність будівлі, стійкість колон, роботу кроквяних ферм, сприйняття вітрових і гальмівних кранових навантажень, а також стійкість елементів під час монтажу;
- виконано збір навантажень на поперечну раму, зокрема від власної ваги покриття, покрівлі, стінових панелей, конструкцій технологічних майданчиків, складованих матеріалів, снігу, вітру та мостових кранів;
- проведено статичний розрахунок поперечної сталевих рами із визначенням зусиль у несучих елементах і формуванням розрахункових комбінацій навантажень;
- виконано підбір і перевірку перерізів надкранової та підкранової частин сталевих колон, розрахунок елементів з'єднувальної решітки, вузла опираючої підкранових балок і бази колон;
- виконано розрахунок та конструювання кроквяної ферми, підібрано перерізи її поясів, розкосів і стійок, а також опрацьовано конструктивні рішення вузлів ферми;
- розглянуто заходи з безпеки життєдіяльності та охорони праці під час облаштування будівельного майданчика, складування матеріалів і конструкцій, монтажу сталевих каркасів, вантажно-розвантажувальних робіт та експлуатації будівельних машин і механізмів.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення об'єкта як офісно-складської будівлі, розташування в м. Луцьку, потреба у поєднанні складських та адміністративно-побутових приміщень, застосування багатопролітної сталевий каркасної схеми, наявність мостових кранів, кроквяних ферм, підкранових балок, технологічних майданчиків, сендвіч-панелей і пальових фундаментів.

Методи виконання роботи включають аналіз функціональних та конструктивних вимог до будівлі, компонування сталевий каркаса, збір постійних і тимчасових навантажень, статичний розрахунок поперечної рами, конструктивний розрахунок колон і кроквяної ферми, а також розроблення заходів з охорони праці.

Практичне значення роботи полягає у розробленні проєктного рішення офісно-складської будівлі, яке забезпечує ефективну організацію зберігання матеріалів, механізацію вантажних операцій, зручне розміщення адміністративного персоналу, просторову стійкість сталевий каркаса та безпечну експлуатацію будівлі.

Ключові слова: ОФІСНО-СКЛАДСЬКА БУДІВЛЯ, СТАЛЕВИЙ КАРКАС, МОСТОВИЙ КРАН, КРОКВЯНА ФЕРМА, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вихідні дані для проєктування

1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва

Об'єкт будівництва - офісно-складський комплекс

Вид будівництва — нове будівництво.

Ступінь вогнестійкості — II [3].

1.1.2 Характеристика місця будівництва

Місце будівництва - м. Луцьк.

Будівельна кліматична зона - II. [6];

Розрахункова температура повітря найхолоднішої;

п'ятиденки з забезпеченістю 0,92 [6] – мінус 37 °С ;

Внутрішня температура повітря складу [7] - плюс 20° С ;

Внутрішня температура повітря прибудови [8] – плюс 20° С ;

Зона вологості [9] - суха;

Режим вологості приміщень - нормальний (до 60%);

Тривалість опалювального періоду при середньодобовій температурі повітря, що дорівнює або нижча за +8° С [6]-233 ;

Температура опалювального періоду [6]-6,7° С ;

Зона вологості -3 (суха) [6];

Розрахункове значення ваги снігового покриву на горизонтальній поверхні землі для III району [11];

Нормативне значення вітрового тиску на 1 м² вертикальної поверхні для III району -0.38 кН/м² [11];

Сейсмічність майданчика будівництва – 6 балів [12].

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Одноповерхова багатопролітна виробнича будівля неправильної форми з розмірами в плані 72×132 м. Складається з 4 прольотів шириною 18 м, крок колон - 12 м. Прольоти А-Г і Г-Ж довжиною 132 м; проліт Ж-Л довжиною 108 м; проліт Л-П довжиною 84 м. Висота будівлі складу становить 15,7 м ; висота до низу кроквяних конструкцій 12,6 м. У прольотах А-Г і Л-П розташовані двоповерхові технологічні майданчики висотою 9,6 м.

Прив'язка торцевих колон сталевого каркаса зміщена від поперечних розбивочних осей всередину будівлі на 500 мм, внутрішні поверхні торцевих фахверків збігаються з поперечними розбивочними осями, тобто мають нульову прив'язку. Зовнішня грань крайніх рядів колон має прив'язку 250 мм до поздовжніх розбивочних осей. Середні колони мають центральну прив'язку.

На складі передбачено підйомно-транспортне обладнання: мостові електричні крани вантажопідйомністю $Q=32/5$ т розташовані по 2 у двох середніх прольотах. Відмітка головки кранової рейки — 9,52 м.

По периметру будівлі запроєктовані ворота для ввезення та вивезення вантажів. Будівля опалюється.

Для обслуговування та управління виробництвом у прольоті Л-П між осями 5-8 прибудовано двоповерхову цегляну будівлю висотою 8,44 м.

1.3 Конструктивні рішення та оздоблення

Фундаменти - із забивних залізобетонних паль з монолітними залізобетонними ростверками стовпчастого типу під колони з монолітного залізобетону кл. В12,5. Для опори цокольної панелі укладають залізобетонні фундаментні балки трапецієподібного поперечного перерізу.

Колони - сталеві решітчасті (наскрізні) змінного перерізу. Верхня частина всіх колон суцільна двотаврова; нижня решітчаста - з двох гілок, з'єднаних

решіткою з прокатних кутників, які приварюються до полиць гілок. Колони сприймають навантаження від покриття, стінової огорожі та кранів.

Торцеві та поздовжні фахверки виконані зі сталевих двотаврових профілів.

Підкранові сталеві балки являють собою зварний двотавр суцільного перерізу, що працює за розрізною схемою.

Балки спираються на колони через опорні торцеві ребра і кріпляться до них болтами та планками. Між собою балки з'єднуються болтами, що пропускаються через опорні ребра.

Ферма прольотом 18 м, утворена з прокатних кутників у вигляді стрижнів парного профілю. З'єднують стрижні у вузлах зварюванням за допомогою фасонки з листової сталі, розташованих між куточками.

Покриття зі сталевих профільованих настилу на металевих прогонах. Прогони прольотом 12 м являють собою решітчасту конструкцію трикутної форми.

Склад покриття:

- полімерна мембрана 1,5 мм;
- розділовий шар - склотканина - 0,8 мм;
- екструзійний пінополістирол 250-40 мм;
- мінераловатний утеплювач 80 мм;
- пароізоляція - плівка пароізоляційна для плоского даху;
- покрівельне перекриття - сталевий профільований настил Н-75.

Зовнішні стіни - зі стінових сендвіч-панелей товщиною - 120 мм. Розкладка панелей горизонтальна.

У приміщенні складу застосувати вітражну систему . Вітражі виконати за спеціальною конструкцією із застосуванням алюмінієвого профілю з термоізоляційною вставкою, скління — двокамерний склопакет з міжскловою відстанню 8 мм.

У всіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення. Природне освітлення забезпечується через отвори в зовнішніх стінах будівлі.

Конфігурація заповнення віконних та дверних прорізів наведена в таблиці 3.1.

Таблиця 1.1 - Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів

Поз.	Найменування	Кіль.	Маса одиниці кг	Примітки
ВК-1	ВП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1410x910	13		
ВК-2	ВП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1410x1210	10		
ВК-3	ВП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1410x1510	9		
В-1	Вітраж В-1 1200x6000(h)	74		
1	ДПН Г П 2400-900	1		
2	ДПВ Г П 2100-800	5		
3	ДПВ Г Л 2100-800	6		
4	BM DoorHan RSD02 3000x4200	8		
5	BM DoorHan RSD02 4000x5400	3		
6	BM DoorHan RSD02 4150x3000	1		
7	BM DoorHan RSD02 3150x3000	4		
8	ДПВ Г П 2100-2500	2		
9	ДПВ Г П 2100-2000	1		
10	ДПН Г П 2100-1200	1		

Підлоги прийняті відповідно до функціонального призначення приміщень:

На ґрунті виконати підготовку з ущільненого щебеню, утрамбованого в ґрунт. Щебінь залити бітумом до повного насичення або утворення плівки.

Покриття підлоги: приміщення №:1.1,1.3,1.4,1.5,1.6,1.7,1.8,1.9,1.11,1.13 плита монолітна 200 мм, стяжка з цементно-піщаного розчину М150-30 мм, прошарок і заповнення швів з цементно-піщаного розчину М150-13 мм, керамічна плитка - 7 мм.

Покриття підлоги: приміщення №:1.2,1.10 ; - монолітна плита 200 мм, стяжка з цементно-піщаного розчину М150-50 мм, оброблена протипиловим просоченням

Покриття підлоги: приміщення №:1.12,1.14 - монолітна плита 200 мм, гідроізоляційний шар - брізол на бітумній мастиці 2 шари - 2 мм (підняти на 300 мм на стіни), стяжка з цементно-піщаного розчину М150-18 мм, прошарк і заповнення швів з цементно-піщаного розчину М150-3 мм, керамічна плитка – 7 мм.

Поверхня стін, перегородок приміщення №: 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 1.10, 1.11, 1.13 - оштукатурити, пофарбувати ВА світлих тонів.

Поверхню стін, перегородок приміщення №:1.12,1.14 - оштукатурити та облицювати глазурованою плиткою на всю висоту.

1.4 Пожежна безпека

Пожежна безпека будівлі забезпечується відповідно до вимог [4].

Ступінь вогнестійкості будівель об'єкта встановлено залежно від їх поверховості, класу функціональної пожежної небезпеки, площі пожежного відсіку та пожежної небезпеки технологічних процесів, що відбуваються в них.

Усі будівлі об'єкта передбачені II ступенем вогнестійкості.

1.5 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Зовнішні огорожувальні конструкції проєктуються з теплоізоляцією, ізоляцією від проникнення зовнішнього холодного повітря та пароізоляцією від дифузії водяної пари з приміщень, забезпечуючи:

- необхідну температуру та відсутність конденсації вологи на внутрішніх поверхнях конструкцій усередині приміщень;
- запобігання накопиченню надмірної вологи в конструкціях.

Опір теплопередачі елементів огорожувальних конструкцій

Наведений опір теплопередачі t приймаємо не менше нормованих значень опору теплопередачі огорожувальних конструкцій, t , залежно від градусо-добової суми, C діб.

Градусо-доба опалювального періоду

$$\text{ГДОП} = (t_s - t_{\text{оп}}) \cdot z_{\text{оп}}, \quad (1.1)$$

$$\text{ГДОП} = (20 - (-6,7)) \cdot 233 = 6221,1^\circ \text{C} \cdot \text{діб} / \text{год}.$$

Необхідний опір теплопередачі огорожувальної конструкції

$$R_0^{\text{Tp}} = a \cdot \text{ГДОП} + b \quad (1.2)$$

Де a ; b - коефіцієнти для відповідних груп будівель і типів конструкцій.

Для стін складського приміщення за формулою (1.2)

$$R_0^{\text{Tp}} = 0,0002 \cdot 6221,1 + 1,0 = 2,24 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}) / \text{Вт}.$$

Для стін адміністративно-побутового приміщення за формулою (1.2)

$$R_0^{\text{Tp}} = 0,0003 \cdot 6221,1 + 1,2 = 3,07 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}) / \text{Вт}.$$

Для покрівлі складського приміщення за формулою (1.2)

$$R_0^{\text{Tp}} = 0,00025 \cdot 6221,1 + 1,5 = 3,06 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}) / \text{Вт}.$$

Для покрівлі адміністративно-побутового приміщення за формулою (1.2)

Для вікон складського приміщення за формулою (1.2).

Для вікон адміністративно-побутового приміщення за формулою

$$R_0^{\text{необ}} = 0,00005 \cdot 6221,1 + 0,2 = 0,51 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}) / \text{Вт}.$$

Наведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції

$$R_0^{\text{np}} = \frac{1}{\alpha_{\text{вн}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\alpha_{\text{зв}}} \quad (1.3)$$

де $\alpha_{\text{вн}}$ — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції ;

$\alpha_{зв}$ — коефіцієнт тепловіддачі для зимових умов .

Теплотехнічний розрахунок стінової огорожувальної конструкції складу.

Склад стіни:

- утеплювач;
- мінераловатні плити, 120мм, $\lambda=0,045$ Вт/м°C, $R=3,33 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$.

За формулою (2.3)

$$R_0^{\text{нпр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,12}{0,045} = 2,83 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}.$$

$$R_0^{\text{нпр}} = 2,83 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт} > R_0^{\text{нтр}} = 2,24 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}.$$

Прийнята товщина утеплювача задовольняє необхідний опір теплопередачі.

Теплотехнічний розрахунок стінової огорожі адміністративно-побутового приміщення.

Склад стіни:

- цегляна кладка -380мм, $\rho_0=1800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda=0,7 \text{ Вт/((м}^2 \cdot \text{°C))}$;
- утеплювач –100 мм, $\rho_0=90 \text{ кг/м}^3$, $\lambda=0,037 \text{ Вт/((м}^2 \cdot \text{°C))}$.

За формулою (3.3)

$$R_0^{\text{нр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,38}{0,7} + \frac{0,10}{0,037} = 3,40 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}.$$

$$R_0^{\text{нр}} = 3,40 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт} > R_0^{\text{нтр}} = 3,07 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}.$$

Прийнята товщина утеплювача задовольняє необхідний опір теплопередачі.

Теплотехнічний розрахунок покриття складського приміщення.

Склад покриття:

- полімерна мембрана 1,5 мм;
- розділовий шар — склотканина — 0,8 мм;
- екструзійний пінополістирол 250-40 мм, $\lambda=0,029 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$;
- мінераловатний утеплювач 0 80 мм, $\lambda=0,041 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$;
- пароізоляція - плівка пароізоляційна для плоского даху 1 мм;
- покрівельне перекриття - сталевий профільований настил Н-75-750.

Прийнята товщина утеплювача задовольняє необхідний опір теплопередачі.

Теплотехнічний розрахунок покриття адміністративно-побутового приміщення.

Склад покриття:

- верхній шар покрівельного килима 3,8 мм;
- верхній шар покрівельного килима 2,8 мм;
- утеплювач В-50мм, $\lambda=0,042$ Вт/м °С ;
- утеплювач Н - 120 мм, $\lambda=0,041$ Вт/м °С ;
- розпушувач - керамзитовий гравій 30-320мм, $\lambda=0,11$ Вт/м° С ;
- пароізоляція - Бікроеласт;
- монолітна залізобетонна плита, 160 мм, $\lambda=1,92$ Вт/м° С .

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса

2.1.1 Розбивка сітки колон

Крок колон приймаємо $B=12$ м. Між колонами передбачаємо поздовжні та поперечні стінові фахверки для кріплення стінового огородження. Прив'язку зовнішньої грані колони до поздовжніх координаційних осей приймаємо $a=250$ мм.

2.1.2 Визначення основних розмірів поперечника

Вертикальні розміри:

Корисна висота будівлі (відстань від рівня підлоги до нижньої частини кроквяної конструкції)

$$H_0 = H_1 + H_2 \quad (2.1)$$

$$H_0=9400+3080=12480 \text{ мм},$$

$$H_2=2750+230+100=3080 \text{ мм}.$$

Приймаємо H_0 , кратне 600 мм: $H_0=12600$ мм.

Прив'язка середньої колони до розбивочної осі центральна.

Висота перерізу верхньої частини колони

$$h_v \geq \frac{1}{12} H_v \quad (2.2)$$

Де H_v за формулою

$$h_v \geq \frac{1}{12} \cdot 4500 = 375 \text{ мм}$$

Приймаємо двотавр мм.

Висота перерізу нижньої частини колони

$$h_n = 2\lambda \quad (2.3)$$

де $\lambda = \frac{L-L_{cr}}{2} = \frac{18000-16500}{2} = 750\text{мм}$ - відстань між координаційною віссю та віссю підкранової балки.

$$h_n = 2 \cdot 750 = 1500\text{мм}.$$

Для забезпечення жорсткості колони в площині рами

$$h_n \geq \frac{1}{20} H \quad (2.4)$$

$$1500 > \frac{1}{20} \cdot 13200 = 660\text{мм}$$

Перевірка умови вільного переміщення крана вздовж будівлі

$$(h_n - h_v) \geq (B_1 + C_1) \quad (2.5)$$

$$(1500 - 393) \geq (300 + 75)$$

$$(1107) \geq (375)$$

Умова виконується.

2.1.3 Улаштування зв'язків

Згідно з [20], у кожному температурному блоці будівлі слід передбачати самостійну систему зв'язків. Вони призначені для створення геометрично незмінної просторової конструкції каркаса; зменшення розрахункових довжин елементів конструкцій; сприйняття вітрових і гальмівних навантажень; забезпечення просторової роботи каркаса і проєктного положення елементів каркаса в процесі монтажу.

Зв'язки по покриттю.

Згідно з [20] по верхніх поясах кроквяних ферм поперечні горизонтальні зв'язки при покритті з прогонами слід призначати в будь-якій одноповерховій промисловій будівлі. Вони забезпечують стійкість верхнього стиснутого пояса ферми з площини. Поперечні зв'язувальні ферми по верхніх і нижніх поясах рекомендується поєднувати в плані. Розмістимо їх біля торців будівлі. Роль розпірок виконують прогони.

Згідно з [20], на рівні нижніх поясів кроквяних ферм передбачаємо поперечні горизонтальні зв'язки біля торців будівлі, а також поздовжні зв'язки, розташовані вздовж крайніх колон і через один ряд вздовж середніх.

Поперечні зв'язки сприймають від стійок торцевого фахверка вітрове навантаження і закріплюють від зміщень вертикальні зв'язки та розтяжки між нижніми поясами ферм. Розпірки між нижніми поясами ферм закріплюють ці пояси від зміщень, скорочують їх розрахункову довжину з площини ферми.

Горизонтальні поздовжні зв'язки по нижніх поясах ферм служать опорами для верхніх кінців стійок поздовжнього фахверка. Крім того, ці зв'язки при дії зосереджених кранових навантажень, прикладених до однієї рами, залучають до роботи сусідні рами, що зменшує місцеві поперечні деформації каркаса.

Згідно з [20] у місцях розташування поперечних зв'язків покрівлі слід передбачати встановлення вертикальних зв'язків між фермами.

Вертикальні зв'язки слід розташовувати в площинах опорних і конькових стійок кроквяних ферм. Їхнє головне призначення — утримувати в проєктному положенні встановлені на опори ферми, не дати окремим фермам перекинутися під час монтажу від вітрових та випадкових впливів

Зв'язки між колонами.

Зв'язки між колонами проєктуємо згідно з [20]. Вони сприймають зусилля від вітру, що діє на торце будівлі, і від поздовжніх впливів мостових кранів (гальмування), а також забезпечують стійкість колон у поздовжньому напрямку.

Вертикальні зв'язки в надкрановій частині колон розташовуємо в торцях будівлі та в місцях розташування нижніх вертикальних зв'язків (у підкрановій частині).

Нижні вертикальні зв'язки проєктуємо в середніх частинах температурного блоку з відстанню від торця будівлі до осі найближчого вертикального зв'язку не більше 90 м [20].

2.2 Розрахунок поперечної рами

2.2.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему необхідно привести до розрахункової, в якій встановлюють довжини всіх елементів рами та окремих ділянок з різними перерізами, а також згинальну та осьову жорсткість цих елементів і ділянок.

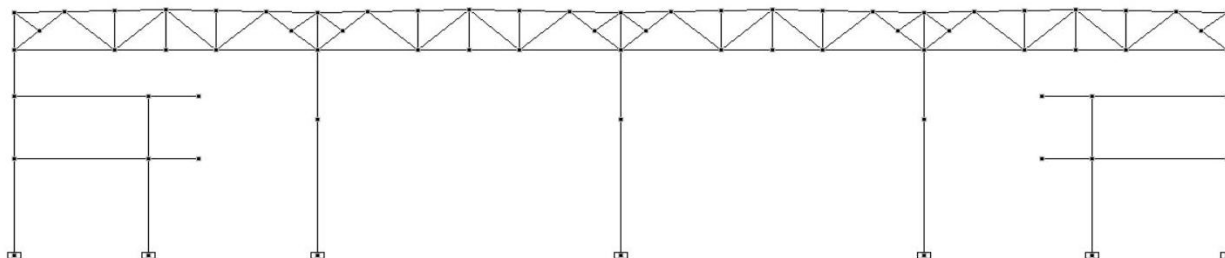


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема поперечної рами

2.2.2 Збір навантажень

Поперечну раму розраховуємо на постійні навантаження - від ваги несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, тимчасові - від кранового обладнання, снігу, вітру та особливі навантаження, якщо вони є.

2.2.2.1 Постійні навантаження

На стадії попередніх розрахунків скористаємося усередненими ваговими показниками, віднесеними до одиниці (1 м²) площі будівлі або площі стінового огородження.

Таблиця 2.1 - Навантаження на кроквяну ферму від ваги конструкцій покриття та покрівлі

Склад покрівлі та конструкція покриття	Вимірювач	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ _{fi}	Розрахункове навантаження кН/м ²
Покрівля				
Полімерна мембрана t=1.5 мм	кН/м ² поверхні покриття	0,016	1,3	0,021
Розділовий шар склотканина - 0,8 мм		0,006	1,3	0,008
Утеплювач t=40 мм екструзійний пінополістирол γ=28 кг/м ³		0,011	1,3	0,014
Утеплювач t=130 мм мінеральна вата Н30 γ=90кг/м ³		0,115	1,3	0,150
Пароізоляція плівка γ=0,15 кг/м ²		0,002	1,3	0,003
Огороджувальні конструкції				
Сталевий профільований настил Н75 γ=11,2 кг/м ²	кН/м ² поверхні покриття	0,11	1,05	0,116
Несучі конструкції				
Решітчастий прогін прольотом 12 м	кН/м ² поверхні покриття	0,4	1,05	0,420
Кроквяна ферма		0,3	1,05	0,315
Зв'язки		0,08	1,05	0,084
Разом	кН/м ²	q _n = 1,04		q _r = 1,13

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля рами

$$q = q_0 \cdot B = \sum q_{0i} \cdot B = \frac{q_r}{\cos \alpha} \cdot B \quad (2.8)$$

де α — кут нахилу покрівлі до горизонту. При нахилі покрівлі i=1,5%≤1/8 приймаємо cos α≈1 ;

B - крок колон, що дорівнює 12 м;

- розрахункове навантаження за таблицею 2.1.

$$q = 1,13 \cdot 12 = 13,56 \text{ кН/м}$$

Розрахункове вузлове навантаження на вузол кроквяної ферми

$$F_i = q \cdot (d_{i-1} + d_i) / 2 \quad (2.9)$$

де q - розрахункове навантаження на погонний метр;

- розміри панелей, що прилягають до вузла.

$$F_i = 13,56 \cdot \frac{3 + 3}{2} = 4,68 \text{ кН}$$

Визначимо навантаження від ваги колон

$$G_{k1} := q_k \cdot \gamma_f \cdot 0,5L \cdot B \quad (2.10)$$

де - витрата сталі на колони для виробничої будівлі;

L - проліт будівлі, що дорівнює ;

коефіцієнт надійності за навантаженням [11];

B - те саме, що й у формулі (2.10);

Для колони в прольоті без кранового обладнання

$$G_{k1} := 0,1 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 12 = 11,34 \text{ кН.}$$

Для колони в прольоті з опорним мостовим краном за формулою (2.10)

$$G_{k2} := 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 12 = 34,02 \text{ кН,}$$

Вага надкранової частини колони, як правило, становить 15÷25% загальної ваги колони. Прийнемо, що 20% , тоді $G_v = 6,8 \text{ кН}$, $G_n = 27,22 \text{ кН}$.

Навантаження від власної ваги колони технологічної площадки

$$G_{k3} := q \cdot \gamma_f \cdot l \quad (2.11)$$

де - лінійна щільність двотавра колони;

l - довжина стійки;

- те саме, що й у формулі (2.11);

$$G_{k3} = 1,36 \cdot 1,05 \cdot 10,2 = 14,58 \text{ кН},$$

Навантаження від ваги 1 м^2 стіни з таких панелей вказано в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Навантаження від ваги стінової огорожі

Склад огорожі	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ_{fi}	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Стінові панелі типу сендвіч, $t=120 \text{ мм}$, $\gamma=17,8 \text{ кН/м}^2$	0,218	1,2	0,26
Разом	0,218		0,26

Навантаження від стінової огорожі

$$G_{ns} = q_s \cdot H \cdot B \quad (2.12)$$

$$M_{q1} = G_{ns} \cdot l_1 \quad (2.13)$$

де q_s - розрахункове навантаження за таблицею 2.2;

H - висота стінової огорожі;

B - крок стінових фахверків;

s - відстань між внутрішньою поверхнею стіни та зовнішньою гранею колони.

Вага підкранових колій та відповідний момент

$$M_2 = G_2 \cdot h_n/2 \quad (2.14)$$

Сила, що діє на G_1 , включає навантаження від власної ваги крайньої колони та навантаження від ваги стін, що примикають до колони на цій ділянці

$$G_1 = G_{K1} + G_{ns} \quad (2.15)$$

Таблиця 2.3 - Навантаження на головну балку технологічного майданчика від ваги конструкцій перекриття

Склад перекриття	Вимірювач	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ_{fi}	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Монолітна залізобетонна плита, 120 мм	кН/м^2 поверхні перекриття	2,12	1,1	2,332
Сталевий настил Н75-7500,8		0,11	1,05	0,116
Балки настилу		0,444	1,05	0,466
Головна балка		0,232	1,05	
Разом		2,905		3,156

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м головної балки

$$q = q_r \cdot B \quad (2.16)$$

де B - крок колон, що дорівнює 6 м;

- розрахункове навантаження за таблицею 2.3.

$$q = 3,156 \cdot 6 = 18,94 \text{ кН/м}$$

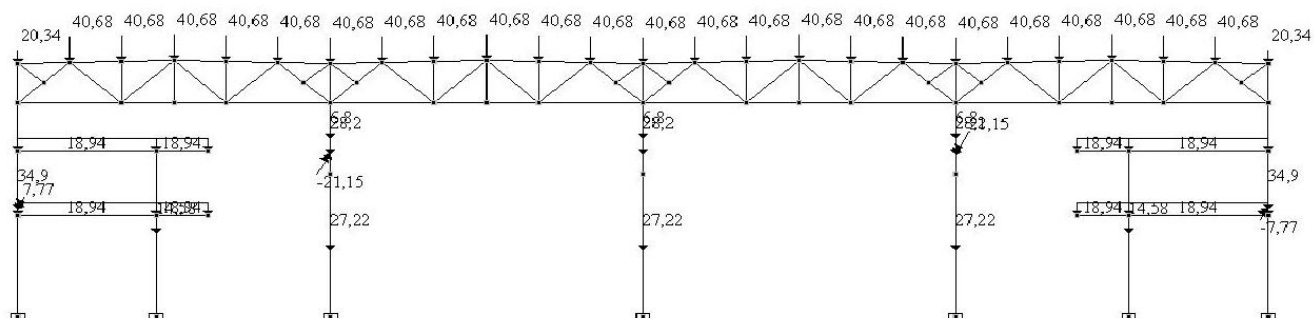


Рисунок 2.2 - Постійні навантаження

2.2.2.2 Навантаження від матеріалів та виробів, що складуються

Розрахункове навантаження від матеріалів, що складуються, на 1 пог.м головної балки

$$q_{cx} = q \cdot \gamma_f \cdot B \quad (2.17)$$

де q - нормативне значення рівномірно розподіленого навантаження;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням ;

B - те саме, що й у формулі (2.10);

$$q = 2,0 \cdot 1,2 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м}$$

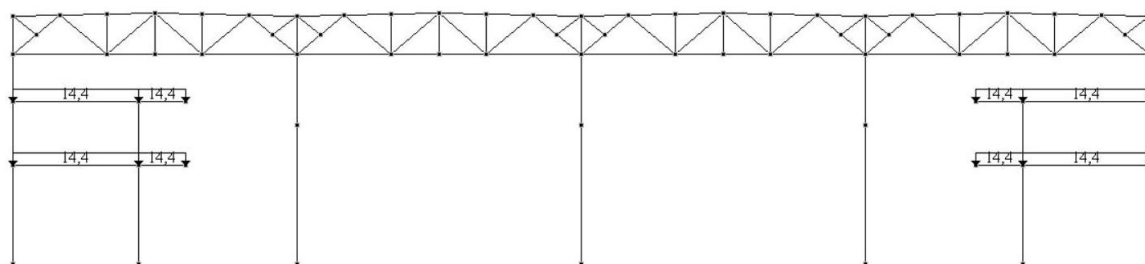


Рисунок 2.3 - Рівномірно розподілене навантаження

2.2.2.3 Снігове навантаження

Розрахункове снігове навантаження на 1 пог.м ригеля рами

$$p = S_g \cdot \mu \cdot B \quad (2.18)$$

$B = 12 \text{ м}$ - крок колон.

$$p = 1,8 \cdot 1 \cdot 12 = 21,6 \text{ кН/м,}$$

За формулою (2.13) визначимо розрахункове навантаження на вузол кроквяної ферми

$$F_i = 21,6 \cdot \frac{3 + 3}{2} = 64,8 \text{ кН}$$

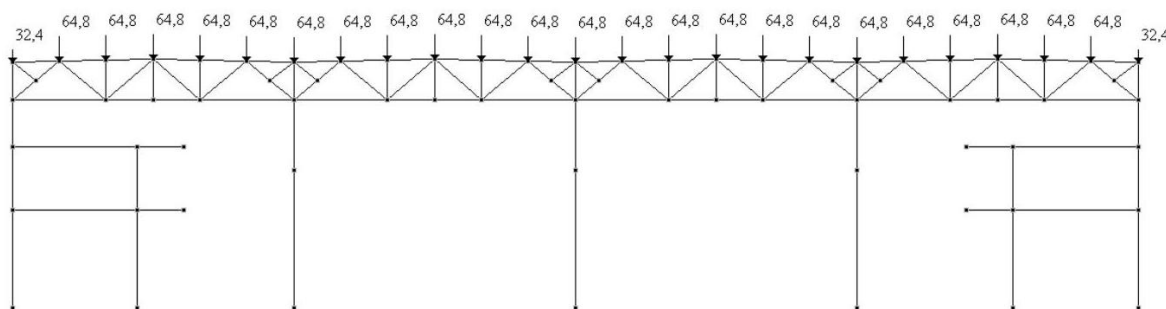


Рисунок 2.4 - Снігове навантаження

2.2.2.4 Навантаження від кранів

Навантаження від мостових кранів розраховуємо згідно з [11].

Вертикальне кранове навантаження передається одночасно на обидві колони рами.

Опорний тиск підкранової балки на колону, до якої наближені візки з вантажем на основних кранах, розраховується за формулою

$$D_{\max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{\max} Y_i \quad (2.19)$$

Одночасно на протилежну колону діє

$$D_{\min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{\min} Y_i \quad (2.20)$$

Де $\gamma_f = 1,2$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для кранових навантажень [11];

$$\psi = 0,85 -;$$

$$F_{\max} = 235 \text{ кН}$$

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - F_{\max} = \frac{320 + 280}{2} - 235 = 65 \text{ кН} -$$

$$D_{\max} = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 235 \cdot (1 + 0,9 + 0,575 + 0,475) = 707,12 \text{ кН}$$

$$D_{\min}=1,2 \cdot 0,85 \cdot 65 \cdot (1+0,9+0,575+0,475)=195,59 \text{ кН}$$

Вертикальний тиск крана на колону передається через підкранові балки, встановлені з ексцентриситетом відносно осі колони, внаслідок чого виникають кранові моменти, прикладені на рівні підкранового ярусу.

$$M = D \cdot e_k \quad (2.21)$$

Де $e_k = 0,5 \cdot h_n = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м}$ - відстань від осі підкранової балки до центру ваги перерізу підкранової частини колони.

$$M_{\max}=707,12 \cdot 0,75=530,34 \text{ кН м},$$

$$M_{\min}=195,59 \cdot 0,75=146,69 \text{ кНм}$$

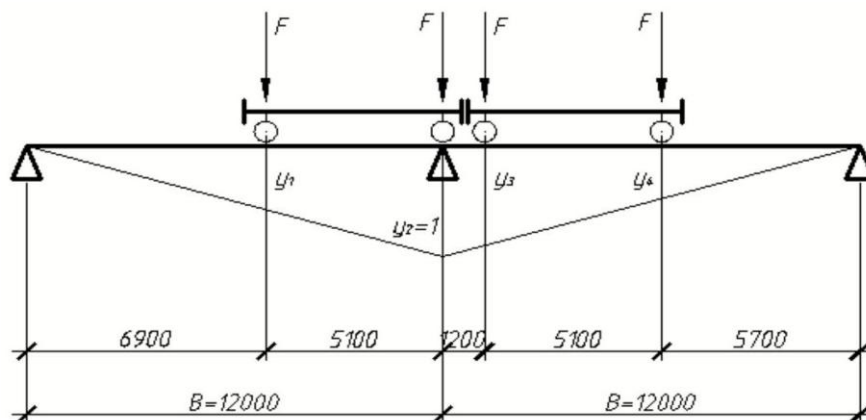


Рисунок 2.5 - Схема передачі навантажень від крана т

Горизонтальне кранове навантаження, що виникає при гальмуванні кранових візків, передається від підкранових балок через гальмівні конструкції тільки на одну з колон рами і може бути спрямовано в будь-яку сторону.

$$T = \gamma_f \Psi \sum_{i=1}^n T_{kn} y_i \quad (2.22)$$

$$T=1,2 \cdot 0,85 \cdot 3,25 \cdot (1,0+0,900+0,475+0,575)=9,78 \text{ кН},$$

Схема навантажень рами крановими навантаженнями показана на рисунок 2.6.

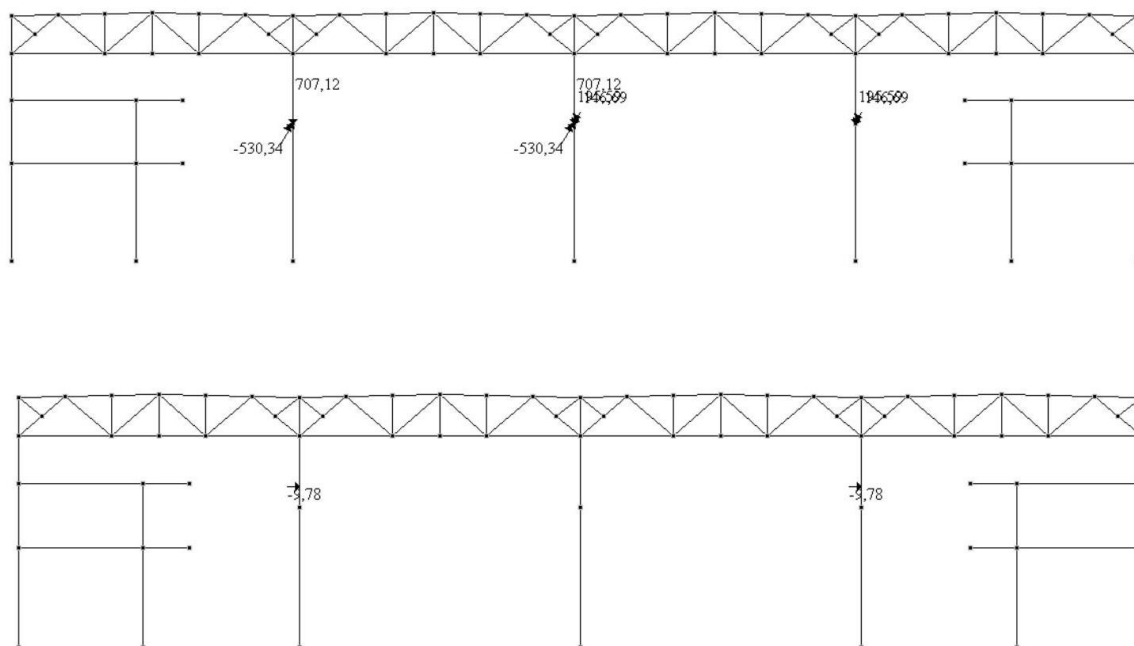


Рисунок 2.6 - Кранові навантаження, що діють на раму

2.2.2.5 Вітрове навантаження

Вітрове навантаження розраховуємо згідно з [11].

Місцем будівництва є м. Луцьк, яке згідно з [11] розташоване в III районі за швидкісним тиском вітру. Тип місцевості - В.

Розрахункове значення вітрового тиску

$$q_{eq} = \gamma_f \cdot w_0 \cdot k \cdot c_1 \cdot B, \quad (2.23)$$

де - коефіцієнт надійності за навантаженням для вітрового навантаження

- нормативне значення вітрового тиску [11]

k - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті [11];

Зосереджені навантаження на стінову огорожу, що знаходиться вище ферми

$$W = \gamma_f \cdot W_0 \cdot \frac{k_3 + k_4}{2} \cdot c \cdot h_m \cdot B \quad (2.24)$$

$$W = 1,4 \cdot 0,38 \cdot \frac{0,75 + 0,764}{2} \cdot 0,8 \cdot (15,7 - 15) \cdot 6 = 1,35 \text{ кН},$$

$$W = 1,4 \cdot 0,38 \cdot \frac{0,75 + 0,764}{2} \cdot 0,5 \cdot (15,7 - 15) \cdot 6 = 0,85 \text{ кН},$$

Навантаження на раму вітровим навантаженням показано на рисунку 2.7.

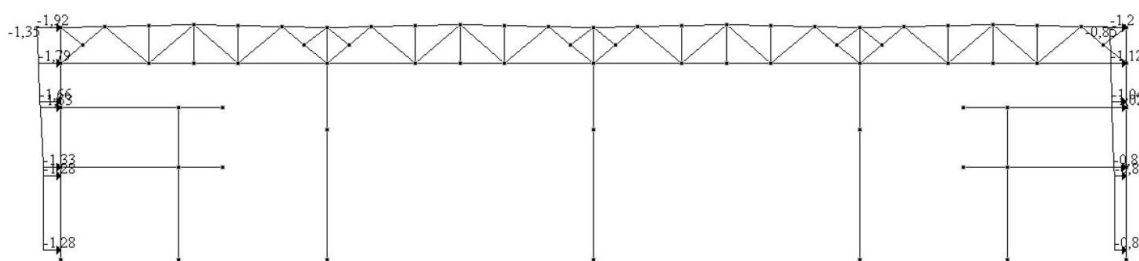


Рисунок 2.7 - Вітрове навантаження

2.2.3 Статичний розрахунок рами

Статичний розрахунок поперечної рами виконуємо в програмі SCAD.

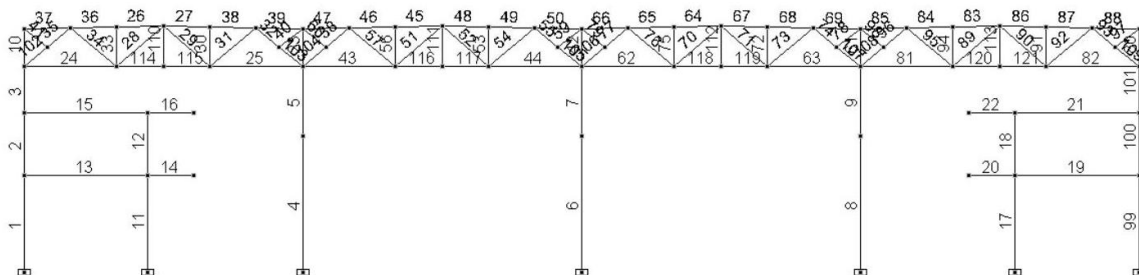


Рисунок 2.8 - Розрахункова схема рами в програмі

Згинальна жорсткість підкранової частини колони визначається розрахунком

$$EJ_{\Pi} = \frac{E \cdot (R_r + 2 \cdot D_{\max}) \cdot h_{\Pi}^2}{k_2 \cdot R_y} \quad (2.25)$$

де $R_r = \frac{(q_r+p)L}{2} = \frac{(13,56+21,6)18}{2} = 316,44 \text{ кН}$ — опорна реакція ригеля від розрахункового та вантажного навантаження;

$$EJ_n = \frac{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot (316,44 + 2 \cdot 707,12) \cdot 1,5^2}{3,2 \cdot 240 \cdot 10^3} = 156,7 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

Осьова жорсткість підкранової частини колони

$$EA_n = \frac{4 \cdot EJ_n}{h_n^2} \quad (2.26)$$

$$EA_n = \frac{4 \cdot 156,7 \cdot 10^4}{1,5^2} = 278,6 \cdot 10^4 \text{ кН}.$$

Опис типів жорсткостей наведено в таблиці 2.4

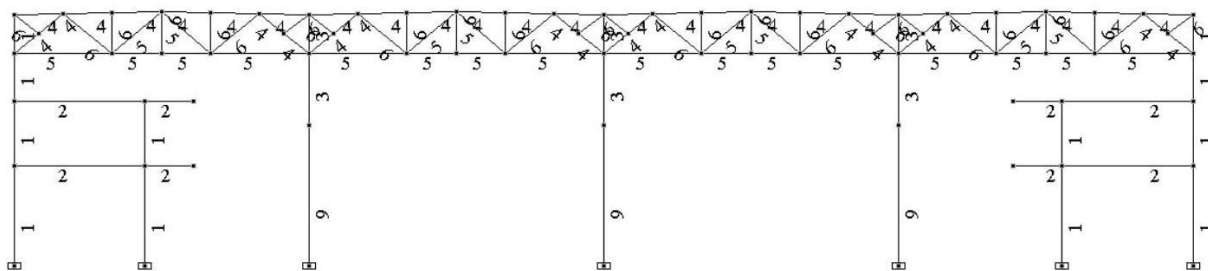


Рисунок 2.9 - Типи жорсткостей елементів

У програмному забезпеченні несучі конструкції задаються по елементах. Наведемо в таблиці 2.4 кінцеві жорсткості елементів для розрахунку в програмному забезпеченні SCAD

Таблиця 2.4 - Типи жорсткостей елементів

Тип жорсткості	Жорсткості елементів
1	Двотавр широкополічний: 50Ш2
2	Двотавр широкополічний: 60Ш1
3	Двотавр колонний (К): 40К1
4	Кутник рівнополочний: L110x8
5	Кутник рівнополочний: L100x7
6	Кутник рівнополочний: L75x6
9	$EJ_{III}=156,7 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$, $EA_m=278,6 \cdot 10^4 \text{ кН}$.

Список завантажень у програмному комплексі «SCAD»

- L1 - Постійні навантаження;
- L2 - Навантаження від ваги матеріалів та виробів, що складуються;
- L3 - Снігове навантаження;
- L4 - Кранова вертикальна 1;
- L5 - Кранівська вертикальна 2;
- L6 - Кранова вертикальна 3;
- L7 - Кранова горизонтальна 1;
- L8 - Кранова горизонтальна 2;
- L9 — кранова горизонтальна 3;
- L10 — кранова горизонтальна 4;
- L11 — кранова горизонтальна 5;
- L12 — Горизонтальна кранова 6;
- L13 - Горизонтальна кранова 7;
- L14 - Вітрове навантаження (зліва);
- L15 - Вітрове навантаження (праворуч).

Розрахункові комбінації зусиль складені відповідно до [11].

Статичний розрахунок рами, результати та епюри, отримані за допомогою програмного комплексу «SCAD».

2.3 Розрахунок і конструювання колони

2.3.1 Підбір перерізів стрижня колони

2.3.1.1 Вихідні дані

Розрахункові зусилля приймаємо за результатами статичного розрахунку поперечної рами.

Для надкранової частини колони.

Співвідношення жорсткостей надкранової та підкранової частин колони:

$$EI_v/EI_n = 10.79 \cdot 10^4 / 156.7 \cdot 10^4 = 0.069.$$

Матеріал колони — сталь С 255 [20] з $R_y=240 \text{ Н/мм}^2$ при $t=10\div 20 \text{ мм}$ і $R_y=230 \text{ Н/мм}^2$ $t>20\text{мм}$ [20].

Зварювання елементів — механізоване дугове порошковим дротом (МДСп), порошковий дріт ПП -АН-3, положення швів нижнє.

Визначення розрахункової довжини колони в площині рами $l_{ef,x}$.

Відповідно до [20] розрахункова довжина визначається для кожної ділянки колони з постійним перерізом

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l \quad (2.27)$$

де l — геометрична довжина ділянки колони;

- коефіцієнт розрахункової довжини.

Для ступінчастих колон коефіцієнти розрахункової довжини та визначають за [20, п. 10.3.7] залежно від параметрів

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}} \quad (2.28)$$

$$\beta = \frac{N_1}{N_2} \quad (2.29)$$

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2} \quad (2.30)$$

$$\alpha_1 = \frac{4.5}{8.7} \sqrt{\frac{156.7}{3.53 \cdot 10.79}} = 1.05$$

$$\beta = \frac{2039.73}{578.35} = 3.53$$

$$n = \frac{10.79 \cdot 8.7}{156.7 \cdot 4.5} = 0.13$$

За формулою (2.21) визначаємо розрахункові довжини в площині рами

$$l_{ef,x1} = 2.81 \cdot 8.7 = 24.45 \text{ м}$$

$$l_{ef,x2} = 2.68 \cdot 4.5 = 12.05 \text{ м}$$

Згідно з [20] розрахункові довжини частин колони у напрямку вздовж будівлі (з площини рами) приймаються рівними відстаням між перерізами, закріпленими від зміщення з площини рами.

$$l_{ef,y1}=8,7\text{м.}$$

$$l_{ef,y2}=4,5-1,4=3,1 \text{ м}$$

(1,30 — висота підкранової балки на опорі плюс товщина стінки гальмівної балки $t_w \approx 10$ мм).

2.3.1.2 Конструктивний розрахунок надкранової частини колони

Розрахункове поєднання навантажень

$$N_1=-662,91 \text{ кН}, M_1=-141,25 \text{ кН}\cdot\text{М}.$$

Вибираємо та перевіряємо двотавр 35Ш1 з характеристиками: $A=95,67 \text{ см}^2$; $W_x=1171 \text{ см}^3$; $I_x=19790 \text{ см}^4$; $h=33,8 \text{ см}$; $b_f=25 \text{ см}$; $t_f=1,25 \text{ см}$; $t_w=0,95 \text{ см}$; $i_x=14,38 \text{ см}$; $i_y=5,84 \text{ см}$.

Гнучкість стрижня розраховується за формулою

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (2.31)$$

Умовна гнучкість стрижня

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (2.32)$$

Підраховуємо гнучкість стрижня в площині та з площини рами за формулами (2.31) і (2.32)

$$\lambda_x = \frac{12,05 \cdot 10^2}{14,38} = 83,78, \overline{\lambda}_x = 83,78 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,86$$

$$\lambda_y = \frac{3,1 \cdot 10^2}{5,84} = 53,08, \overline{\lambda}_y = 53,08 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,81$$

Перевірка стійкості стрижня надкранової частини колони в площині дії моменту [20] здійснюється за формулою

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_e \cdot A} = R_y \gamma_c, \quad (2.33)$$

$$\sigma = \frac{662.91 \cdot 10}{0.291 \cdot 95,67} = 238,16 < 240 \cdot 1.05 = 252 \text{ Н/мм}^2$$

Для визначення коефіцієнта ексцентриситету φ_e необхідно обчислити приведений ексцентриситет $m_{ef,x}$

$$m_{ef,x} = \eta \cdot m, \quad (2.34)$$

$$m = e_x A/W_x = M_1 A/(N_1 W_x), \quad (2.35)$$

$$A_f/A_w = b_f t_f [(h-2t_f) t_w] = 25 \cdot 1,25 [(33,8-2,5) \cdot 0,95] = 1,051;$$

$$m = 141,25 \cdot 10^2 \cdot 95,67 / (662,91 \cdot 1171) = 1,74$$

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6-m) \cdot \lambda' = (1,9 - 0,1 \cdot 1,74) - 0,02 \cdot (6 - 1,74)$$

$$2,86 = 1,48$$

$$m_{ef,x} = 1,48 \cdot 1,74 = 2,58$$

При визначенні ексцентриситету e_x слід керуватися вимогами [20]. Для ступінчастих колон ексцентриситет обчислюється за максимальним моментом на довжині ділянки постійного перерізу.

Перевірка стійкості стрижня надкранової частини колони з площини дії моменту [20]

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_y \cdot A} < R_y \gamma_c \quad (2.36)$$

$$\sigma = \frac{662.91 \cdot 10}{0.437 \cdot 0,850 \cdot 95,67} = 186,54 < 240 \cdot 1.05 = 252 \text{ Н/мм}^2$$

Коефіцієнт α обчислюють залежно від значення відносного ексцентриситету m_x , при цьому за розрахунковий момент M_x для стрижня з одним вільним кінцем - момент у закріпленні згідно з [20].

$$m_x = 1,74$$

Коефіцієнти β та визначені в [20].

$$\alpha = 0,65 + 0,5 m_x \text{ при } 1 < m_x < 5;$$

$$\beta = 1 \text{ при } m_y = 1,81 < 3,14$$

Місцева стійкість полиць і стінки прокатного профілю забезпечена при різних напружених станах.

2.3.1.3 Конструктивний розрахунок підкранової частини колони

Нижню (підкранову частину колони) проєктую наскрізною ($h_n=1,5$ м), що складається з двох гілок, з'єднаних між собою решітками, розташованими у двох площинах.

Прийнявши підкранову траверсу $h_{tr} \approx 900$ мм, що в рекомендованих межах $h_{tr}=(0,5-0,8)h_n$, розміром напівпанелей решітки $a = h_0 = 1500$ мм, визначимо кількість напівпанелей з'єднувальної решітки

$$n = \frac{(H_n - h_{tr} - H_b)}{a} \quad (2.37)$$

$$n = \frac{8700 - 900 - 600}{1500} = 4,8$$

Приблизна кількість панелей $n = 5$, тоді виразимо довжину напівпанелі за формулою (2.28)

$$a = \frac{8700 - 900 - 600}{5} = 1440 \text{ мм.}$$

При цьому центр першого проміжного вузла решітки віддалений від низу колони на $a_1 \approx H_n - h_{tr} - na = 8700 - 900 - 5 \cdot 1440 = 600 \text{ мм}$.

Найбільш не вигідні комбінації зусиль у гілках колони

$$M_s = -65,37 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{\max} = -2039,73 \text{ кН}$$

$$M_{\max} = 425,03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_3 = -1395,96 \text{ кН}$$

Наближені зусилля у гілках

$$N_{v1} = \frac{N}{2} + \frac{M}{l_n} \quad (2.38)$$

$$N_{v1} = \frac{2039,73}{2} + \frac{65,37}{1,5} = 1063,45 \text{ кН}$$

$$N_{v2} = \frac{1395,96}{2} + \frac{425,03}{1,5} = 981,33 \text{ кН}$$

Необхідна площа перерізу гілок

$$A_{\text{req},1} = \frac{N_{v1}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{N_{v2}}{(0,7 \dots 0,9) R_y \gamma_c} \quad (2.39)$$

$$A_{\text{req},1} = \frac{1063,45}{0,8 \cdot 240 \cdot 1,05 \cdot 10^{-1}} = 52,75 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{req},2} = \frac{981,33}{0,8 \cdot 240 \cdot 1,05 \cdot 10^{-1}} = 48,68 \text{ см}^2$$

Компонуємо перерізи гілок колони, приймаємо двотавр 40 Б2.

Геометричні характеристики перерізу гілок :

$$A = 69,72 \text{ см}^2; j_x = 865 \text{ см}^4; j_y = 18530 \text{ см}^4; i_x = 3,52 \text{ см}; i_y = 16,3 \text{ см};$$

$$h = 396 \text{ мм}; t_w = 11,5 \text{ мм}; b_f = 165 \text{ мм}; t_f = 11,5 \text{ мм};$$

Гнучкість гілок колони визначимо за формулами (2.29) і (2.30)

$$\text{у площині рами при } l_v = 2a = 2 \cdot 144$$

$$\lambda_v = \frac{2 \cdot 144}{3,52} = 81,82; \lambda'_v = 81,82 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,79$$

$$\text{з площини рами } \lambda_y = \frac{870}{16,3} = 53,37; \lambda'_y = 53,37 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,82$$

Розкоси решітки розраховуємо на фактичну поперечну силу, що відповідають розрахунковим зусиллям у цьому ж перерізі.

Кут α між осями гілок обчислюється залежно від відстаней між центрами ваги гілок колони $h_0=1500\text{мм}$ та довжини напівпанелі решітки $a=1440\text{мм}$: при $\text{tg}\alpha = \frac{1500}{1440} = 1,042$ маємо $\alpha \approx 46,2^\circ$.

Зусилля в розкосі слід визначати за формулою [20]

$$N_r = \frac{\alpha_1 Q_s a}{h_0} \quad (2.40)$$

α_1 - коефіцієнт, що приймається рівним: 1,0

$$N_r = 28,27 \cdot \frac{1440}{1500} = 27,13 \text{ кН.}$$

Розрахунок елементів з'єднувальних решіток складових стрижнів слід виконувати як розрахунок елементів решіток плоских ферм.

Необхідна площа розкосу за формулою (2.32)

$$A_{\text{req},r} = \frac{27,13}{0,7 \cdot 240 \cdot 1,05 \cdot 10^{-1}} = 1,54 \text{ см}^2$$

Приймаємо розкоси з рівнополочних кутників 50×5 , з характеристиками: $A_r=4,8 \text{ см}^2, i_{\min}=1,53 \text{ см}$; розрахункова довжина розкосу

$$l_r = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{150}{0,721} = 208,0 \text{ см.}$$

Розраховуємо

$$\lambda_r = \frac{208,0}{1,53} = 135,98; \lambda'_r = 135,98 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,64$$

За таблицею [20] визначаємо $\varphi=0,353$.

Перевіримо гнучкість стрижня в площині та з площини ферми

$$\lambda_x \leq [\lambda]; \lambda_y \leq [\lambda] \quad (2.41)$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot A \cdot \gamma_c} > 0,5 \quad (2.42)$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,64 = 201,6$$

$$\alpha = \frac{27,13}{0,353 \cdot 240 \cdot 10^{-1 \cdot 1,05 \cdot 4,8}} = 0,64 > 0,5$$

$$135,98 < 201,6$$

Перевірка стійкості розкошу

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} < R_y \cdot \gamma_c \quad (2.43)$$

$$\sigma = \frac{27,13 \cdot 10}{0,353 \cdot 4,8} = 160,12 \text{ МПа} < 240 \cdot 1,05 = 252 \text{ МПа}$$

Стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка стійкості гілок, розкосів і стрижня колони:

Стійкість гілки в площині рами

$$\sigma = \frac{N_{v1}}{\varphi_v A} < R_y \gamma_c \quad (2.44)$$

Де $\varphi_v=0,684$ - коефіцієнт поздовжнього вигину визначаємо за [20] залежно від умовної гнучкості гілки $\lambda_v = 2,79$;

N_{v1} - по формулі (2.31).

$$\sigma = \frac{1063,45 \cdot 10}{0,684 \cdot 69,72} = 222,85 \text{ МПа} < 252 \text{ МПа.}$$

з площини рами

$$\sigma = \frac{N_{v1}}{\varphi_y A} < R_y \gamma_c \quad (2.45)$$

За формулою (2.38).

$$\sigma = \frac{1063,45 \cdot 10}{0,852 \cdot 69,72} = 179,06 \text{ МПа} < 252 \text{ МПа}$$

Комбінація зусиль з максимальною стискаючою силою

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{\varphi_e A_s} < R_y \gamma_c \quad (2.46)$$

Відносний ексцентриситет за формулою

$$m = e \frac{A_s \cdot a}{I_s} = \frac{M_2}{N_2} \cdot \frac{A_s \cdot a}{I_s} \quad (2.47)$$

де $a=75\text{см}$ - відстань від осі х-х до осі найбільш стиснутої гілки (у даному випадку підкранової гілки);

$I_s=2[865+69,72(150/2)^2]=786080 \text{ см}^4$ - момент інерції відносно осі х-х.

Наведена гнучкість для наскрізного стрижня

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A_s}{A_r}} \quad (2.48)$$

де $\lambda_x = \frac{l_{efx1}}{i_x} = \frac{2445}{75,08} = 32,6$ - гнучкість наскрізного стрижня колони, без урахування пружної податливості решітки;

$$i_x = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{786080}{139,44}} = 75,08 \text{ см}$$

$$\alpha_1 = \frac{10 \cdot 1r_r^a}{h_0^2 \cdot a} = \frac{10 \cdot 208^a}{150^2 \cdot 144} = 27,79.$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{32,6^2 + 27,79 \cdot \frac{139,44}{4,8}} = 43,21$$

Умовна приведена гнучкість за формулою (2.41)

$$\lambda'_{ef} = 43,21 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,48$$

$$\sigma = \frac{2039,73 \cdot 10}{0,832 \cdot 139,44} = 175,82 < 252 \text{ МПа}$$

$$m = \frac{65,37 \cdot 10^2}{2039,73} \cdot \frac{139,44 \cdot 75}{786080} = 0,04$$

Комбінації зусиль з максимальним згинальним моментом $M=-425,03 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_e A_s} < R_y \gamma_c \quad (2.49)$$

Де $\varphi_e=0,65$ - коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стисненні, що приймається для наскрізних стрижнів за [20] залежно від умовної приведеної гнучкості $\lambda'_{ef} = 1,48$ та відносного ексцентриситету $m=0,41$,

Відносний ексцентриситет за формулою (2.42)

$$m = \frac{425,03 \cdot 10^2}{1395,96} \cdot \frac{139,44 \cdot 75}{786080} = 0,41$$

$$\sigma = \frac{1395,96 \cdot 10}{0,65 \cdot 139,44} = 154,0 < 252 \text{ МПа}$$

Стійкість стрижня наскрізної колони, як єдиного стрижня, з площини дії моменту не перевіряється, оскільки вона забезпечується перевіркою стійкості окремих гілок.

2.3.2 Розрахунок і конструювання вузла колони в місці опори підкранових балок

Конструкція з'єднання надкранової частини колони з підкрановою показана на аркуші 4 графічної частини.

Зусилля в полиці надкранової частини колони

$$P_1 = \frac{N_{t1}}{2} + \frac{M_{t1}}{h_v^1} \quad (2.50)$$

Де h_v^1 - відстань між осями полиць.

$$P_1 = \frac{662,91}{2} + \frac{145,25 \cdot 10^2}{39,6 - 1,15} = 331,46 + 367,36 = 698,82 \text{ кН}$$

Визначаємо розміри траверси. Приймаючи конструктивно товщину опорного листа підкранового ярусу $t=30$ мм, підраховуємо товщину стінки траверси та вертикального листа підкранової гілки з умови їх міцності на зминання тиском підкранових конструкцій

$$t \geq \frac{D_{\max} + G_3}{l_{ef} R_p \gamma_c} \quad (2.51)$$

Де $D_{\max} = 1227,58$ кН - тиск мостового крана;

$G_3 = 26,86$ кН;

$l_{ef} = b_d + 2t = 32 + 2 \cdot 3 = 36$ см

$t = 3$ см ;

$R_p = 361$ МПа - розрахунковий опір листового прокату зминання торцевої поверхні [20].

$$t \geq \frac{707,12 + 26,86}{42 \cdot 361 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,57 \text{ см}$$

Приймаємо товщину стінки траверси мм.

Висота стінки траверси прийнята з листа перерізом мм; її нижня горизонтальна діафрагма - з листа 320 х 10 мм, верхня - з двох листів по 150 х 10 мм.

Знайдемо геометричні характеристики траверси.

Положення центру ваги перерізу траверси

$$y = \frac{2 \cdot 15 \cdot 1,2 \cdot 70,5 + 90 \cdot 0,8 \cdot 46,2 + 32 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{2 \cdot 15 \cdot 1,2 + 90 \cdot 0,8 + 32 \cdot 1,2} = 40,2 \text{ см}$$

Момент інерції перерізу

$$J_x = \frac{0,6 \cdot 90^3}{12} + 0,8 \cdot 90 \cdot 6,0^2 + 2 \cdot 15 \cdot 1,2 \cdot 30,4^2 + 32 \cdot 1,2 \cdot 39,6^2$$

$$= 139863,74 \text{ см}^4$$

Мінімальний момент опору

$$W_{x,\min} = \frac{139863,74}{51,0} = 2742,43 \text{ см}^3$$

Розрахункові зусилля в траверсі як в однопрогоновій балці, що спирається на гілки колони і навантажена зосередженою силою P_1 , що передається полицею надкранової частини колони на стінку траверси.

$$V_A = \frac{P_1 \cdot 55,8}{150} = \frac{698,82 \cdot 55,8}{150} = 259,96 \text{ кН}$$

$$V_B = \frac{P_1 \cdot 94,2}{150} = \frac{698,82 \cdot 94,2}{150} = 438,86 \text{ кН}$$

$$M_{tr} = 438,86 \cdot 55,8 = 24488,33 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{tr} = V_A + \frac{1,2D_{\max}^1}{2} = 259,96 + \frac{1,2 \cdot 733,98}{2} = 879,25 \text{ кН}$$

З урахуванням половини тиску від підкранових конструкцій на траверсу $D_{\max}^1 = D_{\max} + G_3 = 707,12 + 26,86 = 733,98 \text{ кН}$.

Коефіцієнт 1,2 враховує нерівномірну передачу зусилля $D_{\max}^1$ внаслідок можливого перекосу поверхні опорних ребер підкранових балок.

Напруження в траверсі

Від вигину

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{x,min}} < R_y \gamma_c \quad (2.52)$$

Від зрізу

$$\tau = \frac{Q_{tr} \cdot 10}{h_{tr}^w \cdot t_{tr}} < R_s \gamma_c \quad (2.53)$$

$$\sigma = \frac{24488,33 \cdot 10}{2742,43} = 89,29 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{879,25 \cdot 10}{90 \cdot 0,8} = 122,12 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо прийняту висоту траверси на силу Q_{tr} з умови її кріплення до надкранової гілки двома швами товщиною $k_f = 7 \text{ мм}$.

$$l_{w,max} = 85\beta_f \cdot k_f > l \quad (2.54)$$

$$\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz} \quad (2.55)$$

$$l_{w,max} = 85\beta_f \cdot k_f > 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см};$$

$$0,9 \cdot 215 > 1,05 \cdot 166,5$$

Розрахунок проводимо для металу на межі плавлення.

$$h_{tr}^w \geq \frac{Q_{tr}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{879,25}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 36,92 \text{ см}$$

що відповідає прийнятій висоті траверси.

Кріплення вертикального ребра підкранової гілки виконуємо на силу, рівну половині D_{max}^1

$$k_f = \sqrt{\frac{0,5 \cdot D_{max}^1}{2 \cdot 85\beta_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c}} \quad (2.56)$$

$$k_f = \sqrt{\frac{0,5 \cdot 733,98}{2 \cdot 85 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1}} = 0,37 \text{ см}$$

Стінку підкранової гілки колони в місці кріплення траверси та вертикального ребра перевіряємо на зріз від поперечної сили

$$\tau = \frac{1172,82 \cdot 10}{2 \cdot 90 \cdot 1,15} = 56,66 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}$$

Вертикальні ребра траверси, до яких кріпиться внутрішня полиця верхньої частини колони, приймаємо з листів товщин 150×14 мм (з умови рівномірності їх площа повинна бути більшою або дорівнювати площі полиці колони).

Визначаємо катет шва, необхідний для кріплення цих ребер до стінки траверси

$$k_f = \sqrt{\frac{P_1}{4 \cdot 85 \cdot \beta_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c}} \quad (2.57)$$

Де P_1 - за формулою (2.49).

$$k_f = \sqrt{\frac{698,82}{4 \cdot 85 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1}} = 0,36 \text{ см}$$

З огляду на рекомендації [20], приймаємо $k_f = 6$ мм .

2.3.3 Розрахунок і конструювання бази колони

Розрахунковими зусиллями є уточнені зусилля у гілках колони. Розрахункове зусилля $N_{v1}=1063,45\text{кН}$. Проектуємо основу колони під підкранову гілку, як більш навантажену. Основу шатрової гілки приймаємо такою ж, як і підкранову. Матеріал фундаменту — бетон класу міцності В7,5, $R_b=0,45 \text{ кН/см}^2$ — розрахунковий опір бетону стиску, що відповідає його класу міцності.

Визначення розмірів опорної плити

Необхідну площу опорної плити гілки визначають з умови міцності бетону фундаменту при місцевому зминанні за формулою

$$A_{\text{red}} = \frac{N}{R_{b,loc}} \quad (2.58)$$

$$A_{\text{red}} = \frac{1063,45}{0,585} = 1817,86 \text{ см}^2$$

Ширина опорної плити

$$B_{\text{pl}} = b + 2(t_1 + c) \quad (2.59)$$

де $b = 16,5$ см — ширина полиці гілки колони;

$t_1 = 1,0$ см-;

$c = 6,75$ см-в межах 50 ... 100 мм.

$$B_{\text{pl}} = 16,5 + 2(1,0 + 6,75) = 32 \text{ см}$$

Довжина опорної плити

$$L_{\text{pl}} = \frac{A_{\text{red}}}{B_{\text{pl}}} \quad (2.60)$$

$$L_{\text{pl}} = \frac{A_{\text{red}}}{B_{\text{pl}}} = \frac{1817,86}{32} = 56,81 \text{ см}$$

Приймаємо розміри опорної плити 320×570 мм ($A_{\text{pl}} = 1824 \text{ см}^2$), верхнього уступу фундаменту -520×770 ($A_{\text{f}} = 4004 \text{ см}^2$, оскільки $A_{\text{f}} = \psi_b^3 \cdot A_{\text{pl}} = 1,3^3 \cdot 1824 = 4007,3$).

Фактичне знижувальне напруження під опорною плитою (реактивний опір фундаменту)

$$\sigma_f = \frac{N_{v1}^1}{A_{pl}} \quad (2.61)$$

де N_{v1}^1 - за формулою (2.52).

$$\sigma_f = \frac{1063,45}{1824} = 0,58 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Визначимо необхідну товщину плити підкранової гілки

$$t_{pl} = \sqrt{6 M_{\max} / (R_y y_c)} \quad (2.62)$$

де $M_{\max}$ - найбільше з наступних: $M_1 = \sigma_f \frac{c^2}{2}$; $M_2 = \sigma_f \frac{a^2}{2}$; $M_3 = \sigma_f \frac{b_1^2}{8}$.

$$M_1 = 0,58 \cdot \frac{6,75^2}{2} = 13,28 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_2 = 0,58 \cdot \frac{8,7^2}{2} = 22,06 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad \frac{a}{b} = \frac{8,7}{16,5} = 0,53 < 0,5$$

$$M_3 = 0,58 \cdot \frac{7,875^2}{8} = 4,52 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad \frac{a_1}{b_1} = \frac{37,3}{7,875} = 4,74 > 2$$

$$t_{pl} = \sqrt{6 \cdot 22,06 / (230 \cdot 10^{-1} \cdot 1,2)} = 2,19 \text{ см}$$

Приймаю плиту товщиною.

Коефіцієнт при товщині опорної плити до 40 мм, зі сталі з межею плинності до 285 МПа.

Розрахунок траверси.

Траверсу в розрахунковій схемі представляємо двоконсольною балкою, шарнірно опертою на полиці колони. Навантаження — реактивний опір фундаменту з половини ширини плити.

$$q_t = \frac{\sigma_f B_{pl}}{2} \quad (2.63)$$

$$q_t = \frac{0,58 \cdot 32}{2} = 9,33 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

Спочатку визначимо висоту траверси з умови розміщення двох зварних швів, необхідних для її кріплення до полиць колони.

Геометричні характеристики перерізу траверси

$$A_t = 32 \cdot 1,0 = 32 \text{ см}^2$$

$$W_t = 1,0 \cdot \frac{32^2}{6} = 170,1 \text{ см}^3$$

Перевірка міцності траверси

$$\sigma = \frac{M_t}{W_t} < R_y \gamma_c \quad (2.64)$$

$$\tau = \frac{1,5Q_t}{A_t} < R_s \gamma_c \quad (2.65)$$

Де $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір сталі зсуву.

$$\sigma = \frac{1322,67 \cdot 10}{170,7} = 77,5 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 179,3 \cdot 10}{32} = 84,07 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}$$

Катет швів, що прикріплюють стрижень колони та траверси до опорної плити, приймаємо 8 мм [20].

2.4 Розрахунок і конструювання кроквяної ферми

2.4.1 Вихідні дані

Матеріал – сталь С255 [20]; $R_y=240 \text{ Н/мм}^2$ за [20].

Зварювання елементів - механізоване дугове порошковим дротом, порошковий дріт ПП - АН - 3, положення швів нижнє.

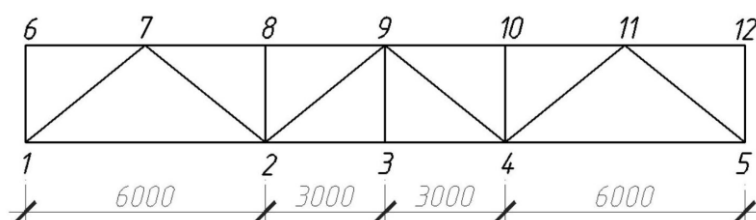


Рисунок 2.10 - Схема кроквяної ферми

Зусилля в стрижнях ферми отримано програмою SCAD.

Результати статичного розрахунку кроквяної ферми наведено в таблиці 2.5

Таблиця 2.5 - Зусилля в стрижнях кроквяної ферми

Елемент ферми	Стрижень	Розрахункові зусилля, кН	
		Розтягнення	Стиснення
Елемент ферми	Стрижень	Розрахункові зусилля, кН	
		Розтягнення	Стиснення
Верхній пояс	6-7		-374,61
	7-8		
	8-9		
Нижній пояс	1-2	338,63	
	2-3		
Косі	1-7	-	-514,96
	2-7	331,91	-
	2-8	-	-161,40
Стійки	2-8		-105,48
	3-9		

2.4.2 Підбір і перевірка перерізів стрижнів ферми

Для підбору перерізів стрижнів ферми при заданому їх типі (тавровий переріз з парних кутників) необхідно знати: розрахункові довжини стрижнів ферми в площині та поза площиною ферми; граничні гнучкості стрижнів ферми.

Верхній пояс (6-7,7-8,8-9)

Необхідна площа перерізу стрижня :

$$A_{\text{req}} = \frac{374,61}{0,7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 22,30 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{req1}} = \frac{A_{\text{req}}}{2} = \frac{22,30}{2} = 11,15 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо переріз L100×8.

Визначення геометричних характеристик підбраного стрижня

$$A = 15,6 \text{ см}^2; i_x = 3,07 \text{ см}; i_y = 4,54 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{300}{3,07} = 97,72, \quad \lambda'_x = 97,72 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,34$$

$$\lambda_y = \frac{300}{4,54} = 66,08, \quad \lambda'_y = 66,08 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,26$$

Перевіримо гнучкість стрижня в площині та з площини ферми:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,99 = 120,32$$

$$\alpha = \frac{374,61}{0,503 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 31,2 \cdot 1} = 0,99 > 0,597,72 \leq 120,32; 66,08$$

$$\leq 120,32$$

З асортименту обираємо переріз L 63×6.

Визначення геометричних характеристик підбраного стрижня та його розрахункових довжин:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{600}{1,93} = 259,74, \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{3,06} = 171,92.$$

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми при статичному навантаженні $[\lambda] = 400$

$$259,74 \leq 400; 171,29 \leq 400$$

Перевірка міцності стрижня

$$\sigma = \frac{N}{A_n} < R_y \cdot \gamma_c \quad (2.66)$$

$$\sigma = \frac{338,63 \cdot 10}{14,56} = 232,56 \text{ МПа} < 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}$$

Перевірка виконана. Міцність стрижня забезпечена.

Розкіс (1-7)

Необхідна площа перерізу стрижня

$$A_{req} = \frac{514,96}{0,7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 30,65 \text{ см}^2$$

$$A_{req\ 1} = \frac{A_{req}}{2} = \frac{30,65}{2} = 15,32 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо переріз $\perp 110 \times 8$.

Визначення геометричних характеристик підібраного стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{183}{3,39} = 53,98; \lambda'_x = 53,98 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,84$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{366}{4,95} = 73,94; \lambda'_y = 73,94 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,53$$

Перевіримо гнучкість стрижня в площині та з площини ферми:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,96 = 122,23$$

$$\alpha = \frac{514,96}{0,649 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 34,4 \cdot 1} = 0,96 > 0,5$$

$$53,98 \leq 122,23; 73,94 \leq 122,23$$

Перевірка стійкості стрижня :

$$\sigma = \frac{514,96 \cdot 10}{0,649 \cdot 34,4} = 230,62 \text{ МПа} < 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.}$$

Перевірка виконана. Стійкість стрижня забезпечена.

Розкіс (2-7)

Необхідна площа перерізу стрижня :

$$A_{\text{req}} = \frac{331,91}{1 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 13,83 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{req1}} = \frac{A_{\text{req}}}{2} = \frac{13,83}{2} = 6,91 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо переріз $\perp 63 \times 6$.

Визначення геометричних характеристик підбраного стрижня та його розрахункових довжин

$$A = 7,28 \text{ см}^2; i_x = 1,93 \text{ см}; i_y = 3,06 \text{ см}; l_{\text{ef},x} = 304 \text{ см}, l_{\text{ef},y} = 380 \text{ см}$$

За формулою (2.3.5)

$$\lambda_x = \frac{304}{1,93} = 157,51, \lambda_y = \frac{380}{3,06} = 124,18$$

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми де при статичному навантаженні $[\lambda] = 400$

$$157,51 \leq 400; 124,18 \leq 400$$

Перевірка міцності стрижня за формулою (2.3.)

$$\sigma = \frac{331,91 \cdot 10}{14,56} = 227,96 \text{ МПа} < 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.}$$

Перевірка виконана. Міцність стрижня забезпечена.

Розкоси (2-9)

Необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{\text{req}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{161,4}{0,7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 0,8} = 12,01 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{req1}} = \frac{A_{\text{req}}}{2} = \frac{12,01}{2} = 6,0 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо переріз .

Визначення геометричних характеристик підбраного стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{304}{2,78} = 109,35; \lambda'_x = 109,35 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,73$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{380}{4,11} = 92,46; \lambda'_y = 92,46 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,15$$

За таблицею [20] визначаємо $\varphi = 0,440$.

Перевіримо гнучкість стрижня в площині та з площини ферми :

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,98 = 156,0$$

$$\alpha = \frac{161,40}{0,44 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 21,22 \cdot 0,8} = 0,90 > 0,5$$

$$109,35 \leq 156; 92,46 \leq 156$$

Перевірка стійкості стрижня за формулою (2.3.18)

$$\sigma = \frac{161,4 \cdot 10}{0,440 \cdot 21,22} = 172,82 \text{ МПа} < 240 \cdot 0,8 = 192 \text{ МПа.}$$

Перевірка виконується. Стійкість стрижня забезпечена.

Стійка (2-8, 3-9)

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.3)

$$A_{req} = \frac{105,48}{0,7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 0,8} = 7,85 \text{ см}^2$$

$$A_{req1} = \frac{A_{req}}{2} = 7,85 = 3,92 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо переріз $L 63 \times 5$

Визначення геометричних характеристик підібраного стрижня:

$$A = 6,13 \text{ см}^2; i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 3,04 \text{ см}; l_{ef,x} = 187 \text{ см}, l_{ef,y} = 234 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{187}{1,94} = 96,91; \lambda'_x = 96,91 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,31$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{234}{3,04} = 77,14; \lambda'_y = 77,14 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,63$$

Визначаємо $\varphi = 0,508$.

Перевіримо гнучкість стрижня в площині та з площини ферми:

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,88 = 157,04$$

$$\alpha = \frac{105,48}{0,508 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 14,56 \cdot 0,8} = 0,88 > 0,5$$

$$96,91 \leq 157,04; 77,14 \leq 157,04$$

Перевірка стійкості стрижня за формулою (2.3)

$$\sigma = \frac{105,48 \cdot 10}{0,508 \cdot 12,26} = 169,46 \text{ МПа} < 240 \cdot 0,8 = 192 \text{ МПа.}$$

Перевірка виконана. Стійкість стрижня забезпечена.

2.4.3 Розрахунок і конструювання вузлів ферми

Нижній опорний вузол №1.

Розрахунок зварних з'єднань елементів вузла.

Кутники опорного розкосу (2L110x8) із зусиллям $N_{1-7} = -514,96$ кН прикріплюємо до фасонки $t_f = 12$ мм двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 7$ мм з боку обушка та $k_{f2} = 5$ мм з боку пера [20].

Довжина шва

$$l_w = \frac{\alpha \cdot N}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \quad (2.67)$$

$$l_w^{\sigma} = \frac{0,75 \cdot 514,96}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} + 1 = 16,8 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{0,25 \cdot 514,96}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} + 1 = 8,4 \text{ см}$$

$$l_{w,\max 1} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_{f1} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55 \text{ см}$$

$$l_{w,\max 2} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_{f2} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,25 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{\sigma} = 170$ мм; $l_w^n = 90$ мм.

Визначаємо розміри швів для кріплення нижнього пояса для $N_{1-2} = 338,63$ кН

$$l_w^{\sigma} = \frac{0,75 \cdot 338,63}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 15,5 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{0,25 \cdot 338,63}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5,8 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{\sigma} = 160 \text{ мм}$; $l_w^n = 60 \text{ мм}$.

Прикріплення опорного фланця до вузлової фасонки при висхідному скосі розраховуємо на рівнодіючу опорної реакції А ригеля як простої ферми.

Задаючи $k_f = 7 \text{ мм}$, перевіримо міцність швів за формулою

$$\frac{A}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w} < R_{wz} \cdot \gamma_c \quad (2.68)$$

Де $l_w = l_{w, \max 1} = 38,25 \text{ см}$ - розрахункова довжина зварного шва;

$$A = \frac{(q+s)L}{2} = \frac{(13,56+21,6)18}{2} = 316,4 \text{ кН} - \text{опорна реакція ферми.}$$

$$\frac{316,4 \cdot 10}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 38,25} = 78,8 < 166,5 \text{ МПа,}$$

За отриманими довжинами швів кріплення опорного розкосу та нижнього пояса графічно (за масштабом) визначимо розміри опорної фасонної деталі. Опорний розкос не доводимо до пояса на відстан $a=6t_f-20=6 \cdot 12-20=52 \text{ мм}$.

Приймаємо $a=55 \text{ мм}$.

Визначення розмірів опорного фланця.

Приймаємо опорний фланець з листа $180 \times 16 \text{ мм}$ і перевіряємо його міцність на зминання (при фрезеруванні торця)

$$\sigma = \frac{A}{b_f \cdot t_f} < R_p \cdot \gamma_c \quad (2.69)$$

$$\sigma = \frac{316,4 \cdot 10}{16 \cdot 1,6} = 123,6 \text{ МПа} < 336 \text{ МПа}.$$

Випускаємо фланець за межі фасонки на $a \leq 1,5t_f$; $a=20 \text{ мм}$.

Проміжні вузли. Вузол 7.

Довжина швів опорного розкосу визначена при розрахунку нижнього опорного вузла.

Необхідна довжина швів кріплення розкосу 2 – 7 при $N_{2-7}=514,96\text{кН}$, $\alpha_1 = 0,7$ та $\alpha_2=0,3$:

$$l_w^{06} = \frac{0,7 \cdot 331,91}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 14,3 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot 331,91}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 6,7 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{06} = 150 \text{ мм}$; $l_w^n = 70 \text{ мм}$.

За довжинами швів графічно визначаємо розміри фасонки та її конфігурацію. Враховуємо опору на верхній пояс прогону $l = 12 \text{ м}$. У місці опори прогону фасонки не доводять до обушків поясних кутників на 10 – 15 мм, і це місце не заварюють.

Міцність швів, що прикріплюють фасонку до поясу, розраховуємо на спільну дію поздовжнього зусилля $N=374,61\text{кН}$ та зосередженого вузлового навантаження $F=105,48\text{кН}$.

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wF}^2} < R_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (2.70)$$

$$\tau_w = \frac{P}{\beta_z \cdot k_f \cdot \sum l_w} \quad (2.71)$$

де $\sum l_w$ - розрахункова довжина шва;

P - розрахункове зусилля.

Для зусилля

$$N = 374,61 \text{ кН}$$

$$\sum l_w = [38,25 + (11 - 1) + (13 - 1)] \cdot 2 = 120,5 \text{ см}$$

$$\tau_{wN} = \frac{374,61 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,5 \cdot 120,5} = 59,4 \text{ МПа}$$

Для зусилля $F = 105,48 \text{ кН}$ і $\sum l_w = 38,25 \cdot 2 = 76,5 \text{ см}$. Оскільки фактична величина шва $l_w = 56 - 1 = 55 \text{ см} > l_{w, \max} = 38,25 \text{ см}$, то в розрахунок вводимо $l_{w, \max}$.

$$\tau_{wF} = \frac{105,48 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,5 \cdot 76,5} = 26,3 \text{ МПа}$$

$$\tau_w = \sqrt{59,4^2 + 26,3^2} = 64,96 \text{ МПа} < R_{wz} \cdot \gamma_c = 166,5 \text{ МПа}$$

Вузол 2

Довжини швів, що кріплять розкос 2-9 і стійку 2-8 до фасонки, визначаємо аналогічно попереднім стрижням за формулою (2.3).

Кріплення розкосу 2-9: $N_{2-9} = -161,4 \text{ кН}$; $k_f = 5 \text{ мм}$, $\alpha_1 = 0,7$ та $\alpha_2 = 0,3$.

$$l_w^{06} = \frac{0,7 \cdot 161,4}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} + 1 = 7,46 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot 161,4}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} + 1 = 3,8 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{06} = 80 \text{ мм}$; $l_w^n = 50 \text{ мм}$.

Кріплення стійки 2-8: $N_{2-12} = -105,48 \text{ кН}$; $k_f = 5 \text{ мм}$, $\alpha_1 = 0,7$ та $\alpha_2 = 0,3$.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{0,7 \cdot 105,48}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5,22 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot 105,48}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 2,81 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{06} = 60 \text{ мм}$; $l_w^n = 50 \text{ мм}$.

Кріплення розкосу 2 – 7 розраховано при проектуванні вузла 7.

Вузол 8

Перевірка міцності швів кріплення пояса до фасонної деталі за формулою (2.48) при $\sum l_w = (17 - 1) \cdot 2 = 32 \text{ см}$.

$$\tau_{wF} = \frac{105,48 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,5 \cdot 32} = 62,8 \text{ МПа} < 166,5 \text{ МПа}.$$

Укрупнювальні вузли. Вузол 9

Монтажний стик верхнього пояса кроквяної ферми здійснюється зварюванням відповідно до типового рішення вузлів.

Горизонтальні полиці поясних кутників (2L 100x8) перекриваємо зверху двома листовими накладками H_1 , площу поперечного перерізу яких визначаємо

за зусиллям у верхньому поясі $N_1 = \alpha_1 \cdot N_c = 0,75 \cdot 449,53 = 337,15$ кН, що припадає на кутові шви з боку обушків кутників.

Решту зусилля в поясі, але не менше ніж передаємо через кутові шви з боку пера та шви біля підосви безпосередньо на вузлову фасонку, що складається з двох половин. Фасонки перекриваємо вертикальними двосторонніми смуговими накладками довжиною, що дорівнює не менше подвоєній ширині вертикальних полиць поясних кутників і конструктивно не менше.

Товщину цих накладок приймаємо рівною товщині фасонки ($t_{H2} = 12$ мм), довжину $l_{H2} = 250$ мм.

Необхідну площу накладки N_1

$$A_{N1} = \frac{N_1}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{337,18}{2 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 9,37 \text{ см}^2$$

Приймаємо накладку шириною $b = b_{yz} + c = 100 + 20 = 120$ мм і товщиною:

$$t = \frac{A_{N1}}{b} = \frac{9,37}{12} = 0,78 \text{ см} \approx 8 \text{ мм}$$

$T_{ut} = 20$ мм - виступ накладки за край кутника; товщина накладки прийнята відповідно до товщини прокату.

Необхідна розрахункова довжина кутових швів $Ш_1$ катетом $k_f = 5$ мм для прикріплення однієї накладки до полиці поясного кутника:

$$l_w = \frac{337,15}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 26,8 \text{ см}$$

Приймаємо шви довжиною 140 і 130 мм.

Розрахункова довжина кутових швів для кріплення пояса:

$$l_w^{ob} = \frac{0,75 \cdot 224,77}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 10,6 \text{ см}$$

$$l_w^n = \frac{0,25 \cdot 224,77}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 4,2 \text{ см}$$

Приймаємо.

Необхідна товщина кутових швів для кріплення вертикальних накладок до вузлової фасонки

$$k_f = \frac{R_y \cdot t_\phi}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \quad (2.72)$$

де β_f , R_{wf} - те саме, що й у формулі (2.30)

$$k_f = \frac{240 \cdot 1,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 1} = 1,14 \text{ см}$$

Приймаємо $k_f=12$ мм.

Укрупнювальні вузли. Вузол 3

Нижній опорний вузол проєктуємо аналогічно верхньому. Нижні поясні Кутники 90х6 перекриваємо двома листовими накладками; площу поперечного перерізу кожної накладки визначаємо за формулою

$$A = \frac{\alpha_1 \cdot 1,2 \cdot N_{3-4}}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,75 \cdot 1,2 \cdot 338,63}{2 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 6,35 \text{ см}^2.$$

Приймаючи ширину накладки $b=90+20=110$ мм отримуємо її товщину

$$t = \frac{6,35}{11} = 0,58 \text{ см}$$

Остаточний переріз накладки: -110×6 .

Розрахункова довжина кутових швів для кріплення накладки до полиці (ручне зварювання)

$$l_w = \frac{0,75 \cdot 1,2 \cdot 338,63}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} = 24,2 \text{ см}$$

приймаємо шви довжиною 110 і 140 мм.

Розрахункова довжина кутових швів для кріплення пояса до фасонки

$$l_w^{o6} = \frac{0,75 \cdot 1,2 \cdot 338,63 \cdot 0,5}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 9,7 \text{ см};$$

$$l_w^n = \frac{0,25 \cdot 1,2 \cdot 338,63 \cdot 0,5}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 3,9 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{o6} = 100$ мм; $l_w^n = 50$ мм .

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Загальні положення

Працівники організацій виконують обов'язки з охорони праці, що визначаються з урахуванням спеціальності, кваліфікації та (або) займаної посади в обсязі посадових інструкцій, розроблених з урахуванням рекомендацій або інструкцій з охорони праці

Представники роботодавців та працівників організацій відповідно до законодавства вживають заходів щодо поліпшення умов та охорони праці, які повинні визначатися під час укладення колективних договорів та угод з охорони праці відповідно до законодавства та рекомендацій.

Під час будівництва рибопереробного заводу учасники несуть встановлену законодавством відповідальність за порушення вимог нормативних документів

4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць

Облаштування виробничих територій, їх технічна експлуатація повинні відповідати вимогам будівельних норм і правил, національних стандартів, санітарних, протипожежних, екологічних та інших чинних нормативних документів.

Виробничі території та ділянки робіт у населених пунктах повинні бути огорожені, щоб уникнути доступу сторонніх осіб.

Висота огорожі виробничих територій повинна бути не менше, а ділянок робіт — не менше 1,2 огорожі, що примикають до місць масового проходу людей, повинні мати висоту не менше 2 м і бути обладнані суцільним захисним козирком.

При виконанні робіт у закритих приміщеннях, на висоті, під землею повинні бути передбачені заходи, що дозволяють здійснювати евакуацію людей у разі виникнення пожежі або аварії. Біля в'їзду на територію будівельного майданчика

встановлено схему внутрішньобудівельних доріг і проїздів із зазначенням місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання тощо

Допуск на територію будівництва сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані або тих, хто не зайнятий роботами на даній території, забороняється. На входах, в'їздах встановлені контрольно-пропускні пункти. Внутрішні автомобільні дороги будівельної території відповідають будівельним нормам і правилам та обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам. Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби освітлені відповідно до вимог державних стандартів. Виконання робіт у неосвітлених місцях не допускається.

Зона монтажу позначена знаками безпеки та попереджувальними написами.

Вимикачі, рубильники та інші комутаційні електричні апарати, що застосовуються на відкритому повітрі, влаштовані в захищеному виконанні. Усі електропускові пристрої розміщені так, щоб виключалася можливість пуску машин, механізмів та обладнання сторонніми особами. Розподільні щити та рубильники мають замикаючі пристрої.

Струмopовідні частини електроустановок, а також розводка тимчасових електромереж напругою до 1000 В ізолювані, огорожені або розміщені в місцях, недоступних для випадкового дотику до них. Будівельний майданчик забезпечений аптечками з медикаментами та засобами для надання першої медичної допомоги [24].

Робочі місця та проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад та на відстані менше 3 м від межі перепаду висот, повинні бути огорожені захисними огорожами, а за їх відсутності — захищені уловлювальними сітками. При відстані понад 3 м від межі перепаду висот допускається встановлення сигнальних огорож, що відповідають вимогам національних стандартів.

При виконанні робіт на висоті, внизу, під місцем робіт, необхідно виділити небезпечні зони. При поєднанні робіт по одній вертикалі нижчерозташовані місця повинні бути обладнані відповідними захисними пристроями (настилами, сітками, козирками), встановленими на відстані не більше 6 м по вертикалі від нижчерозташованого робочого місця.

4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій

Складування матеріалів, прокладка транспортних шляхів, установка опор повітряних ліній електропередачі та зв'язку повинні здійснюватися за межами призми обвалення ґрунту незакріплених виїмок (котлованів, траншей), а їх розміщення в межах призми обвалення ґрунту біля виїмок із кріпленням допускається за умови попередньої перевірки стійкості закріпленого укосу за паспортом кріплення або розрахунком з урахуванням динамічного навантаження.

Матеріали (конструкції) слід розміщувати відповідно до вимог цих норм і правил та міжгалузевих правил з охорони праці на вирівняних майданчиках, вживаючи заходів проти самовільного зміщення, просідання, осипання та розкочування матеріалів, що складуються.

Складські майданчики повинні бути захищені від поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неуцільнених ґрунтах.

Матеріали, вироби, конструкції та обладнання при складуванні на будівельному майданчику та робочих місцях повинні укладатися наступним чином [24]: стінові панелі — у касети або піраміди (панелі перегородок — у касети вертикально); ригелі та колони — у штабель висотою до 2 м на підкладках і з прокладками; дрібносортний метал — у стелаж висотою не більше 1,5 м; великогабаритне та важке обладнання та його частини — в один ярус на підкладках; чорні прокатні метали (листова сталь, швелери, двотаврові балки, сортова сталь) - у штабель висотою до 1,5 м на підкладках і з прокладками.

Складування інших матеріалів, конструкцій та виробів слід здійснювати відповідно до вимог стандартів та технічних умов на них.

Між штабелями (стелажами) на складах повинні бути передбачені проходи шириною не менше 1 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів і вантажно-розвантажувальних механізмів, що обслуговують склад.

Притуляти (опирати) матеріали та вироби до огорож, дерев та елементів тимчасових і капітальних споруд не допускається [24].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт офісно-складської будівлі в Луцьку. Прийняті рішення спрямовані на створення функціонального об'єкта, у якому поєднано складські площі для зберігання та переміщення матеріалів, технологічні майданчики, адміністративно-побутові приміщення і робочі зони для управління діяльністю підприємства.

Мету роботи досягнуто шляхом розроблення архітектурно-будівельних і конструктивних рішень офісно-складської будівлі, компонування металевого каркаса, виконання статичного розрахунку поперечної рами, підбору та конструювання основних несучих елементів, а також опрацювання заходів із безпеки життєдіяльності та охорони праці.

В архітектурно-будівельному розділі прийнято об'ємно-планувальне рішення одноповерхової багатопролітної будівлі з чотирма прольотами шириною 18 м і кроком колон 12 м. У двох прольотах передбачено технологічні майданчики, а для обслуговування та управління складськими процесами запроєктовано двоповерхову офісно-побутову прибудову. Таке поєднання складської та офісної частин забезпечує логічний функціональний зв'язок між робочими, адміністративними й допоміжними приміщеннями.

Для організації складської діяльності в будівлі передбачено ворота по периметру, що дає можливість виконувати завезення, вивезення та внутрішнє переміщення вантажів. У двох середніх прольотах запроєктовано мостові електричні крани, які забезпечують механізоване переміщення матеріалів і виробів. Це рішення відповідає характеру експлуатації складської частини та підвищує ефективність вантажно-розвантажувальних процесів.

Конструктивну систему будівлі прийнято сталеною каркасною. Основними несучими елементами є сталеві колони змінного перерізу, кроквяні ферми, підкранові балки, прогони, фахверкові елементи та система вертикальних і горизонтальних зв'язків. Просторова жорсткість каркаса забезпечується спільною

роботою поперечних рам, зв'язків між колонами, зв'язків по покриттю та елементів фахверка.

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій прийнято стінові сендвіч-панелі, а покриття виконано по сталевому профільованому настилу з утеплювальними, пароізоляційними та гідроізоляційними шарами. У складській частині передбачено вітражне скління, що разом із віконними прорізами забезпечує природне освітлення приміщень. Внутрішнє оздоблення та конструкції підлог прийнято відповідно до функціонального призначення складських, адміністративно-побутових і санітарних приміщень.

У роботі виконано теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін і покриття для складської та адміністративно-побутової частин будівлі. Прийнята товщина утеплювачів у складі стінових і покрівельних конструкцій забезпечує необхідні теплозахисні характеристики, зменшує тепловтрати та створює належні умови експлуатації опалюваної будівлі.

У розрахунково-конструктивному розділі скомпоновано конструктивну схему каркаса, визначено розташування колон, фахверків і систем зв'язків. Враховано постійні навантаження від власної ваги несучих та огорожувальних конструкцій, навантаження від складованих матеріалів, снігові й вітрові впливи, а також вертикальні та горизонтальні навантаження від мостових кранів.

Отримані розрахункові зусилля використано для підбору та перевірки несучих елементів сталевих каркаса. У роботі розраховано надкранову й підкранову частини колони, вузол її обпирання на підкранову балку, базу колони, а також кроквяну ферму та її вузлові з'єднання. Прийняті перерізи елементів і конструктивні рішення забезпечують необхідну міцність, стійкість та жорсткість каркаса в експлуатаційних умовах.

Фундаментну частину будівлі прийнято у вигляді забивних залізобетонних паль із монолітними залізобетонними ростверками стовпчастого типу під металеві колони. Для спирання цокольних панелей передбачено фундаментні балки. Таке рішення відповідає сталевій каркасній схемі будівлі та забезпечує передавання навантажень від надземних конструкцій на ґрунтову основу.

У розділі безпеки життєдіяльності та охорони праці розглянуто вимоги до облаштування й утримання будівельного майданчика, організації робочих місць, безпечного складування матеріалів і конструкцій. Запропоновані заходи спрямовані на запобігання травматизму під час монтажу металевих елементів, виконання вантажно-розвантажувальних операцій, експлуатації вантажопідіймальних механізмів і зберігання будівельних матеріалів.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (2024). Переваги та недоліки легких сталевих тонкостінних конструкцій. *SWorldJournal*, (25-02), 15-22.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Hud, M., Chornomaz, N., Ihnatieva, V., & Koval, I. (2022). Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 106(2), 133-137.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі су-

часних технологій “, 20-20.

13. Кіцак, І., & Коваль, І. В. (2022). Визначальні фактори енергоефективності будівлі. *Матеріали V Міжнародної студентської науково-технічної конференції "Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання"*, 146-146.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.

29. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (3.7). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 111(3.8), 97-105.

30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.

31. Політов, Л. Л., & Коваль, І. В. (2020). Принципи проектування сейсмостійких будівель. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 115-115.

32. Древицький, В. І., & Коваль, І. В. (2020). Теплоізоляція стіни різними ізоляційними шарами. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 62-62.

33. Гаврилишин, Р. І., & Коваль, І. В. (2023). Вогнестійкість EPS сендвіч-панелей. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 27-27.

34. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.

35. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.