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 цеху переробки продуктів в Южному з дослідженням граничного навантаження для сандвіч панелей

Виконав(ла): студент(ка) _____ курсу, групи МБд-19
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

_____ Корницький В.В..
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник _____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри _____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент _____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2020_

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

_____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

« » 20___ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Корницький Віталій Володимирович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект цеху переробки продуктів харчування в Южному з дослідженням граничного навантаження для сендвіч панелей.

Керівник роботи Баран Денис Ярославович к.т.н., доц.
(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. Архітектурно-будівельна частина. 2. Розрахунково-конструктивна частина 3.Науково дослідна робота. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

План першого1 поверху, план 2 поверху. (1 арк. формату А1). Фасад в осях 1-6, А/4-Ж, Ж-А/4

(арк. формату А1). Види по осях(1 арк. формату А1). План фундаментів (1 арк. формату А1).

(1 арк. формату А1). План колон, Колона металева К-1, Колона металева К-2.

(1 арк. формату А1). Ферма ФМ-1, Ферма ФМ-2(1 арк. формату А1). Технологічна схема монтажу сендвіч-панелей (1 арк. формату А1) Ферми ФМ-3, Ферми ФМ-4. (1 арк. формату А1).

План ферм і вязей по верхніх поясах ферми(1 арк. формату А1).

Технологічна карта монтажу сендвіч панелей (1 арк. формату А1).

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці			
Безпека в надзвичайних ситуаціях			
Нормоконтроль			

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельна частина.		
2	Розрахунково-конструктивна частина.		
3	Науково дослідна робота		
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5	Графічна частина.		

Студент _____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ _____
(підпис) (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП 6

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧВАСТИНА

1.1 Умови району будівництва 9

1.2 Об’ємно планувальні рішення 9

1.3Архітектурно конструктивні рішення 11

1.4 Тип фундаменів 12

1.5 Теплотехнічний розрахунок огороджуючих конструкцій 16

1.6 Інженерні мережі 18

1.7 Теплопостачання об’єкту 19

1.8 Опалення 20

1.9 Вентиляція 20

1.10 Техніко економічна частина 21

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 КОМПАНОВКА КАРКАСА І РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ 22

2.1.1 Загальна компановка каркаса та системи в’язей 22

2.1.2 Конструктивна схема поперечної рами 23

2.1.3. Навантаження на поперечну раму 24

2.1.4. Статичний розрахунок поперечної рами 27

2.1.5. Визначення загальних розрахункових параметрів 28

2.2 ПРОЕКТУВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСА 30

2.2.1 Визначення розрахункових зусиль в колоні 30

2.2.2 Підбір перерізу колони 31

2.2.3. Розрахунок і конструювання оголовка колони 34

2.2.4. Розрахунок і конструювання бази колони 36

2.3. ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ 41

2.3.1 Визначення зусиль в стержнях ферми 41
2.3.2. Підбір перерізів стержнів ферми 43
2.3.3. Розрахунок і конструювання вузлів ферми 45
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО ДОСЛІДНА РОБОТА 51
3.1 Дослідження граничного навантаження для сендвіч панелей 51
3.2 Умови проведення випробування 53
3.3 Фізичні випробування зразків 55
3.4 Результати випробування зразків 59
3.5 Висновки і узагальнення за результатами дослідження 60
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ 61
5.1 Державна законодавча база з питань охорони праці 61
5.2 Охорона праці і техніка безпеки при виготовленні виробів з метало конструкцій 62
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 69
БІБЛІОГРАФІЯ 71

ВСТУП

В сучасний час якісно індивідуальний підхід до будівельних робіт вимагає пропозиції з використанням сучасних високо технологічних матеріалів, такий підхід дозволяє зекономити як на матеріалах, так і на витратах часу людей і механізів.

Сучасними огороджуючими матеріалами є покрівельні та стінові панелі **ТБСм і ТБДм** з наповнювачем мінвата сертифікованими у відповідності із СЕС . А також з утеплювачем з пінополіізоціанурат **ТБСпу і ТБДпу** що мають високий коефіцієнт, теплового опору: λ=0.022 у порівнннні із мінватоюу якої данний коефіціїнт складає: λ=0.041 Два данних типа панелей є найбільш поширеними в використанні.

Важливо для розробки будівельних проектів знати, при яких прикладених зусиллях виникає руйнівне навантаження в обох найпоширеніших идах панелей. Для цього розробляються таблички нагрузок на панель. При різних прольотах, і в залежності від товщин наповнювача від 60 мм- 240 мм. Даннідля внесення в таблички в більшості випадків розраховуються теоритично. Але для звірки точності теоретичних результатів, інколи проводять фізичні випробування! Вибрані зразки поетапно навантажують до повного руйнування.

Актуальність теми Дослідження граничного стану навантаження для сендвіч панелей дає можливість краще розраховувати необхідну відстань між прогонами під монтаж дахових і стінових панелей. Важливість фізичних випробувань дозволяє більш точно, теоретично розраховувати і формувати теоретичні таблички з нагрузками. Відносно яких проектується металокаркас будівель із сендвіч панелей.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дипломна робота магістра виконана згідно з напрямком наукових досліджень кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя.

Мета й завдання дослідження. Мета дипломної роботи є визначення руйнівного навантаження яке виникає в сендвіч панелях з наповнювачем мінвата і поліізіціанурат при товщина 100мм., 150 мм.. Руйнівне навантаження дозволяє розрахувати теоретичні таблички для визначення несучої здатності сендвіч панелей як стіни так і даху для різних товщин і різних прогонів.

Для досягнення мети вирішуються наступні завдання:

Випробування зразків із сендвіч панелей:

Дахова сендвіч панель мінвата 100 мм. 150мм.

Сінова сендвіч панел мінвата 100 мм. 150мм.

Дахова сендвіч панель поліізіціануратом 100 мм. 150мм.

Сінова сендвіч панел поліізіціануратом 100 мм. 150мм.

Поетапне навантаження до руйнування.

Утворення таблиць з етапом нагрузок.

Об'єкт дослідження – деформування і руйнування сендвіч панелей

Предмет дослідження – руйнівне навантаження сендвіч панлей

Методи дослідження: використані методи дослідження будівельної механіки та механіки, фізичні випробування за (Метод випробування – ДСТУ Б В.2.6-7-95).

Наукова новизна одержаних результатів:

- вперше отримано показники фізичного руйнування 8 зразків сендвіч панелей метод випробування – ДСТУ Б В.2.6-7-95
- отримала подальший розвиток методика випробування сендвіч панелей на несучу здатність ;
- удосконалено методику теоретичного розрахунку несучой здатності сендвіч панелей.

Практичне значення одержаних результатів. Практичне значення отриманих результатів полягає в тому, що дозволяє більш економно визначати відстань між стіновими і даховими прогонами під сендвіч панелі.

Апробація результатів магістерської роботи. Матеріали роботи доповідались і обговорювались на II науковій конференції Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя механіко-

Ключові слова: граничне навантаження, несуча здатність, втрата несучої здатності

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Умови району будівництва

Ділянка будівництва цеху переробки продуктів харчування знаходиться в. м. Южне. Район будівництва –Одеська область. Район належить до I С-19 кліматичної зони фізико-географічного районування України. Середня температура складає +10,3°С. Температура холодної п’ятиденки t_5 = – 20°С. Температура холодної доби $t_{х.п}$ = – 21°С. Зона вологості – 1 (суха). Клімат району – помірно континентальний, на протязі року випадає значна кількість опадів. Переважаючі вітри – північні, вітровий район – III. Найбільш сильні вітри спостерігаються в січні-лютому місяці. Вітрове навантаження – 460 Па. На протязі року випадає 461 мм опадів, сніговий район – II. Снігове навантаження – 880 Па. Сейсмічність району згідно ДБН В.1.1-12:2006 – до 8 балів. Середня глибина промерзання ґрунту складає 0,6 м.

1.2 Об’ємно-планувальне рішення

Архітектурно-планувальне рішення генерального плану обумовлене місцем знаходження майданчика будівництва, сформованою транспортною схемою, вимогами технологічних потреб та інженерного забезпечення, дотриманням санітарних та протипожежних вимог та норм.

Проект цеху з переробки продуктів виконано в відповідності з вимогами 2003-- ДБН В.2.2-12--Будівлі і споруди для зберігання і переробки сільськогосподарської продукції. ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Данний цех є частиною комплексу будівель із переробки продуктів. Він включає в себе і адміністративно побутовий комплекс

Генеральний план узгоджений з загальним планом забудови і розвитком району . Територія цеху з переробки продуктів огороджується по всьому периметру металевими рамами із натягненою сіткою в середині. Металеві рами кріпляться до металевих стійок з інтервалом 2,8 м і висотою 1,6 м.

На територію цеху з переробки продуктів передбачається один в'їзд. Один в'їзд з головної дороги до якої примикає ділянка будівництва, ширина воріт запроектована 5,0 м.

Дороги на території запроектовані шириною 5,0 м.

Зливові стоки організовані ухилами до доріг і ухилами доріг 3% до прийомних грат зливової каналізації.

На території цеху з переробки продуктів проїзди, парковка для клієнтів і для персоналу авто. Також на території розташовані тимчасові приміщення побутового призначення.

Для забезпечення нормальних санітарно-гігієнічних умов на площадці передбачено заходи з озеленення: посаджено дерева хвойні, листяні, кущі, площадки з трав'яним покриттям.

Поперечний профіль дороги двопохилий з бордюрами і поперечним нахилом $i = 0{,}020$. В якості покриття автомобільних доріг і майданчиків прийнято двошаровий асфальтобетон.

На території передбачено тротуари шириною 1,0 м, перед головним входом і запасним виходом, площадки викладені бруківкою. Для відведення атмосферних вод з території цеху передбачені каналізаційні лотки, які підключені в міську систему очисних споруд.

Територія цеху з переробки продуктів освітлюється за рахунок лампами, зафіксованими до залізобетонних стовпів, а також підсвітки основної будівлі.

Будівля запроектована двохповерховою, прямокутної форми розмірами 57,7×23,5 м. Висота поверху – 7,2 м. Сполучення між поверхами здійснюється по сходових клітках. Кількість сходових кліток – 2.

На першому поверсі передбачені такі приміщення: виставковий зал, приміщення головного залу, кабінет №1, кабінет №2, кладова, рецепція, туалет №1, туалет №2, кухня, котельня.

На другому поверсі передбачені такі приміщення: виставковий зал, приміщення головного залу, кабінет №3, кабінет №4, кабінет №5, кабінет №6 кабінет №7, кабінет №8, туалет №3, пост охорони.

Об’єкт будівництва – цеху з переробки продуктів , належить до I ступені вогнестійкості згідно ДБН В.2.5-56:2010.

Евакуаційний шлях забезпечує евакуацію через евакуаційні виходи всіх людей, на протязі необхідного часу евакуації. Кількість евакуаційних виходів із автосалону прийнято два із кожного поверху. Час евакуації для будинку I ступеня вогнестійкості – 5 хв.

У відповідності з вимогами ДБН всі приміщення і сходові клітки мають природне освітлення через вікна.

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення

Будівля запроектована каркасного типу.

Конструктивна схема будівлі двох пролітна, змінної поверховості. Несучий каркас складається із металевих колон наскізного та суцільно перерізу, металевих ферм, балок, зав’язків. Також в адміністративній частині будувлі, просторову жорсткість каркасу забезпечують просторові звязки. Огороджуючі стінові конструкції виконанні за ненесучою схемою із сендвіч панелей які кріпляться до поздовжнього та поперечного фахверку будівлі. Крок колон будівлі є змінним.

Жорсткість будівлі забезпечується за рахунок:

- міцності матеріалу, який застосовується для виготовлення металоконструкцій каркасу;
- вертикальних зав'язків між колонами та горизонтальних зав'язків в площинах ферм;
- просторової жорсткості – зв'язку несучих колон, ферм з горизонтальним диском жорсткості за допомогою зварювання закладних деталей із несучими.

1.4 Тип фундаментів

В проекті використано монолітні фундаменти під металеві колони, що складаються з монолітних подушок, підколонників з анкерними болтами та монолітних фундаментних балок.

Глибина залягання фундаментів під колони визначена розрахунком і рівна 1,65 м та -2,10 м з відміткою закладення на рівні – 2,41 м. Подушки монолітних фундаментів влаштовуються на попередньо утрамбований шар піщано-щебеневої суміші товщиною 150 мм по якій укладається підготовка із бетону В3,5. Фундаментні балки влаштовуються разом із фундаментами.

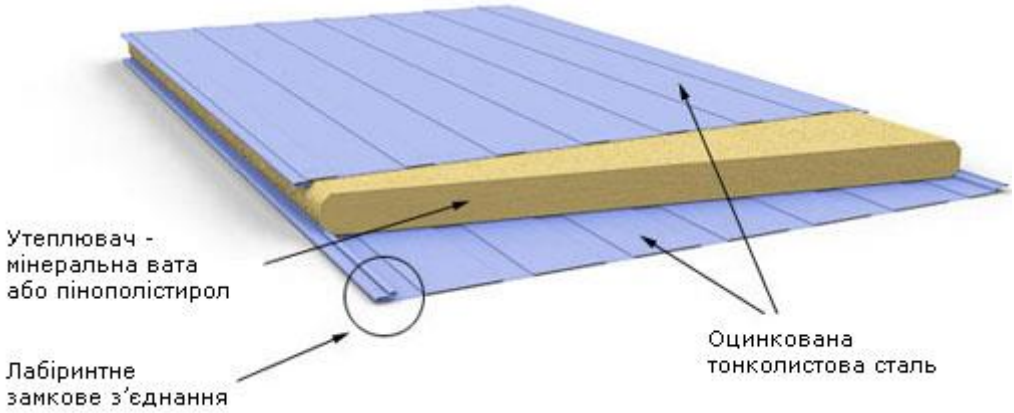
Захист конструкцій будівлі від проникнення вологи, що піднімається по порах будівельних матеріалів, і просочування крізь фундамент забезпечується влуштуванням вертикальної та горизонтальної гідроізоляції поверхні стін та фундаментів які стикаються з ґрунтом, за допомогою обробки конструкції пристрою фундаментів гарячим бітумом марок БН-ІІІ і БН-IV загальною товщиною 4-5 мм по сухій, чистій і грунтованій розрідженим бітумом поверхні або мастикою DEITERMANN (SUPERFLEX 1 по грунтовці EUROLAN TG 2):

Стіни

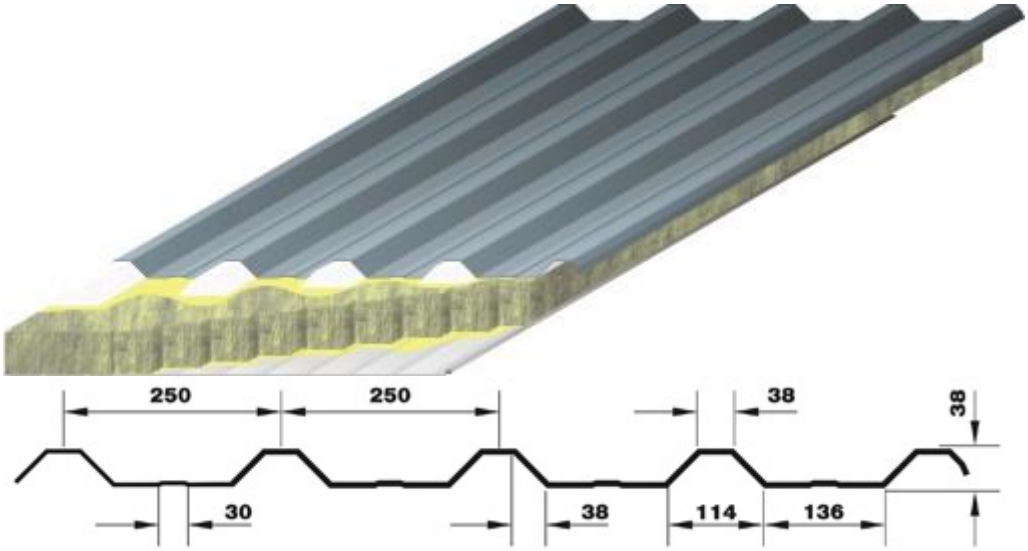
Для виконання стінового огородження було обрано варіант із влаштуванням стін із сендвіч-панелей товщиною 150 мм.

Конструкція і товщина стін визначена теплотехнічним розрахунком і забезпечує нормативний температурно-вологісний режим приміщень.

Стіни із сендвіч-панелей монтуются ветикально, шви заробляються герметиком для зовнішніч робіт. Стінова сендвіч панель складається із трьох шарів два із яких являються листовим металом, а наповнювач виконаний із мінераловатною плити товщиною 150 мм, 135 плотності. **Стінова сендвіч-панель** - це тришарова конструкція виготовлену з двох металічних обкладок і тепло ізолюючого сердечника, які зв'язані між собою шаром двокомпонентного клею на поліуретановій основі.



Покрівельні сендвіч-панелі



Покрівельні сендвіч-панелі виготовляються з двома видами наповнювача (теплоізолюючого сердечника): мінеральною ватою і пінополістиролом.

Для виробництва сендвіч-панелі з пінополістирольним наповнювачем використовуються плити пінополістиролу і конструкційні трапецевидні ламелі з того ж матеріалу, які заповнюють порожнини сендвіч-панелі, утворені профілюванням верхньої обкладки.

Для покрівельних сендвіч-панелей, із мінеральної вата, для покражщення її роботи на поперечний вигин, додатково додані чотири трапецевидних ребра жорткості. Вони покращують спротив фізичній деформації без впливу на інші показники.

Внутрішні стіни запроектовані з сендвіч-панелей товщиною 100 мм.

Перекриття

У якості міжповерхового перекриття у адміністративній частині будівлі використовується залізобетонне перекриття товщиною 220 з γ = 2500 кг/м3 з опиранням на металевий каркас з двох сторонах.

Просторова жорсткість диска перекриття забезпечується шляхом зварювання закладних деталей анкерів в шаховому порядку із несучими колонами та фермами, влаштуваннням монолітног перекриття в адмініістративній частині будывлі.

Проектне положення ферм контролюється фіксаторами, просторовими вязями. Дах проектованої будівлі складається з несучої конструкції металевої ферми, ригелів і покрівлельної сендвіч-панелі ТБДм-150. В даному проекті застосовано два види даху одно- та двоскатний з організованим зовнішнім водостоком, покрівля – сендвіч-панелі. Також в будівлі виконаний піднавіс із профлиста.

Сходи

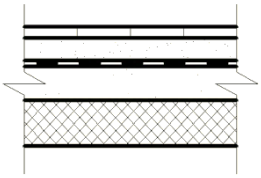
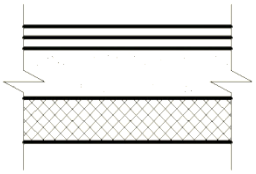
Для забезпечення переміщення особивого складу між першим та другим поверхами влаштовано внутрішні та зовнішні сходові марші. У проекті сходові марші виконано із монолітного залізобетону. Ухил сходових маршів 1:1 та 1:1,62 з розмірами сходин 250×250 мм та 180×300 мм ширина маршів становить 1200 мм.

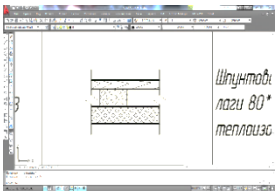
Монолітні залізобетонні сходові площадки облицьовані керамічною плиткою; проступки облицьовані керамічною плиткою і окантовані обрамленням з металевих кутників.

Огорожа металева висотою 1,2 м, поручні – виконані із нержавіючої сталі

Підлоги

Таблиця 1.1 – Експлікація підлоги

Приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Дані елементів підлоги	Площа, $м^2$
Туалети, приміщення кабінетів.	1		керамічна плитка на цементному розчині – 30 мм, гідроізоляція – 10 мм, цементна стяжка – 25 мм, утеплювач – 40 мм, гідроізоляція – 10 мм	273
Коридор, рецепція, кухня	2		паркет на смолянистій основі – 25 мм, цементна стяжка – 15 мм, утеплювач – 50 мм, гідроізоляція – 10 мм	140,9

Приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Дані елементів підлоги	Площа, $м^2$
Головний зал, виставковий зал,	3		Промислова підлога– 50 мм, Гідроізоляція-10 мм	505

1.5 Теплотехнічний розрахунок огороджуючих конструкцій

Кліматичні дані місця будівництва центру переробки продуктів харчування в м. Южне прийнято згідно СНіП 2.01.01.82 «Будівельна кліматологія і геофізика».

Температура холодної п’ятиденки $t_{х.5}$ = – 20°С;

температура абсолютно мінімальна t = – 34°С;

температура зовнішнього повітря $t_з$ = – 23°С;

температура внутрішнього повітря $t_в$ = + 18°С;

зона вологості 2 (нормальна);

тривалість опалювального сезону $z_{оп.пер.}$ = 177 діб;

середня температура опалювального періоду $t_{оп.пер.}$= – 1,3°С;

умови експлуатації конструкцій – «Б» згідно СНіП II-3-79 «Будівельна кліматологія».

Технічні характеристики стінових панелей

Товщина мм	Ширина, мм		Довжина, мм		Питома вага, кг/м.кв.		Приведений опір, Ro, $м^2$.кв.^{0}С/Вт	Приведений опір, Ro, м.кв. С/Вт
	С-4	С-5	С-4	С-5	С-4	С-5		
50	1200;1000	1000	від 2000 до 14000	від 2000 до 14000	16,0	15,9	1,19	1,585
80	1200;1000	1000			18,5	18,4	1,81	2,40
100	1200;1000	1000			21,0	20,9	2,22	2,84
120	1200;1000	1000			23,0	22,9	2,63	3,24
150	1200;1000	1000			26,5	26,4	3,25	4,08
200	1200;1000	1000			31,5	31,4	4,28	5,22
250	1200;1000	1000			37,0	36,9	5,31	6,63

Табл 1.1 – До теплотехнічного розрахунку зовнішніх стін

Визначаємо товщину шару утеплювача в сендвіч-панелі.

Коефіцієнт, що враховує залежність положення огороджуючої конструкції по відношенню до зовнішнього повітря n =1.

Нормований температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції Δt = 4 °С.

Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції $\alpha_в$=8,7; $\alpha_з$=23.

$$R_{(1)о\ потр.} = n\cdot(t_в - t_з)/\ \Delta t\cdot\alpha_в = 1\cdot(18+23)/4\cdot 8{,}7 = 1{,}178. \quad (1.1)$$

Град усо-діб опалювального періоду:

$$Г_{ДОП} = (t_в - t_{оп.пер.})\cdot z_{оп.пер.} = (18+1{,}3)\cdot 177 = 3416{,}1. \quad (1.2)$$

Для знайденого $Г_{ДОП}$ $R_{(2)о\ потр}$. = 2,6.

$R_о$= 1/$\alpha_в$ + δ_1/γ_1 + δ_2/γ_2 + δ_3/γ_3 + 1/$\alpha_з$. (1.3)

2,6 = 1/8,7 + 0,12/0,87 + δ_2/0,052 + 0,25/0,87 + 1/23.δ_2 = 0,145 м.

Приймаємо δ_2=0,145 м, тоді приймаємо в якості огороджуючої конструкції панельне менше ніж 0.145 м а одже повна товщина стінової-панелі буде складати δ = 150 мм.

Визначаємо опір теплопередачі вікон і дверей:

Опір теплопередачі вікна: $R_з$ = $R_{потр}$ = 0,42 – подвійне засклення з металопластиковою рамою, вікна мають додатково нанесену енерго зберігаючу плівку.

Опір теплопередачі дверей: $R = R_{потр} \times 0.6 = 2.1 \times 0.6 = 1.26 \frac{м^2 °C}{Вт}$.

Приймаємо металопластикові двері. А також для входу в головне приміщення передбачені ролетні ворота, біля яких встановлені воздушні пушки, для ефективного утримання тепла в основному приміщенні.

1.6 Інженерні мережі

Кількість тепла на опалення:

Приміщення умовно розділені на 2 темпаратурних зони.

У офісних і адміністративних приміщеннях комфортна температура підтримуєтся на рівні 20-23°С

У приміщеннях виставкового залу і основного приміщення де розташована техніка комфортна тепература підтримуєтся на рівні 18-20°С

$$Q_0 = a \times q_0 \times V_{буд} \times (t_в - t_{х.5}); \quad (1.4)$$

де q_0 = 0.38 Вт/м^2 °С

$V_{буд}$ – будівельний об’єм опалювального приміщення 1 групи, $V1_{буд}$ = 5922 м^3.

$V_{буд}$ – будівельний об’єм опалювального, приміщення 2 групи $V2_{буд}$ = 2820 м^3.

Оскільки тепловтрати приміщень 1 групи значно вищі, але необхідна комфортна температура у них менша приймаємо: $t_в$ – середня розрахункова температура внутрішнього повітря $t_в$=18°С. І проводимо єдиний розрахунок.

$$V1_{буд} + V2_{буд}=5922+2820=8743 \text{ м}^3$$

a – поправочний коефіцієнт, на вплив кліматичних умов, a = 1,12

$t_з$ – розрахункова температура зовнішнього повітря, $t_з$ = – 20°С.

Q = 0,38×1,12×8743×(18+20) = 141,4 кВт.

Кількість тепла на вентиляцію:

$$Q_B = q_B \times V_{буд} \times (t_в - t_{х.п}); \quad (1.5)$$

де q_B = 0,35 Вт/м$_2$ °С.

Q_B = 0,35×8743×(18+23)=125,46 кВт.

1.7 Теплопостачання об’єкту

Джерелом теплопостачання цеху переробки продуктів харчування в м. Южне є власна котельня, яка розташована на першому поверсі території приміщення.

Теплоносієм є вода підключення тепла від джерела теплопостачання до усіх приміщень будинку виконується тепловими сітками, прокладеними в загальних колекторах, разом з іншими комунікаціями.

Перекриття каналів запроектовуємо знімними на випадок ремонту внутрішньої тепломережі і кращого доступу до них.

1.8 Опалення

Цех переробки продуктів харчування опалюватиметься пристроями М-140, в якості теплоносія використовується вода з температурою $t_{под}$=95°С і $t_{зв}$=70°С.

Система опалення однотрубна з нижньою розводкою. До теплової мереж опалення приєднується через котел. Котел і теплові вузоли розміщується в приміщеннях котельні.

В усіх приміщеннях опалювальні радіатори (М-140) розміщуються під віконними пройомами, а у виставновому залі, і преміщенні основного залу на висоті 0,5 м від підлоги і на відстані 3 м. один від одного

1.9 Вентиляція

Вентиляція відбувається організованим припливом зовнішнього повітря з розрахунком не менше як 18 м^3/год на одного працюючого. Допускається децентралізований приплив недогрітого зовнішнього повітря якщо при цьому забезпечуються, нормальних параметри повітря в середині будівлі.

З офісних приміщень (кабінетів, рецепції, кухні) забезпечена природна однократна витяжка. Незалежні системи витяжної вентиляції передбачено для виставкового залу і приміщення основного залу. В оновному залі передбачена додаткова примусова вентиляція, оскільки при вїдзі і виїзді техніки в ньому утворюєтся в верху приміщення вихлопні гази які необхідно викачувати.

Система вентиляції головного залу запроектована за схемою з двома воздушними пушками передбаченого біля ролетних воріт.

Рециркуляція повітря в системі припливної вентиляції адміністративних приміщень не використовується. При сумісному розташуванні кабінетів особистої гігієни та туалетної кімнати витяжні

системи передбачені з туалету, причому з механічним вмиканям.

1.10 Техніко-економічні показники

Корисна площа будівлі – $П_к$ = 918,9 м^2.

Загальна площа будівлі – $П_з$ = 1026 м^2.

Площа зовнішніх стін – c = 2105,5 м^2.

Будівельний об’єм будівлі – $V_{буд}$ = 8743 м^3.

Площинний коефіцієнт – $К_1 = П_к / П_з$ = 0,89.

Об’ємний коефіцієнт – $К_2 = V_{буд} / П_з$ = 8,52.

Коефіцієнт компактності будівлі – $К_3 = V_{буд} / c$ = 4,15.

Коефіцієнт економічності форми– $К_4 = П_з / V_{буд}$ = 0,117

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Компановка каркаса і розрахунок поперечної рами

2.1.1 Загальна компоновка каркаса та системи в'язей.

Відповідно до таблиці 1.13.1 ДБН В.2.6-163:2010 [3], при вказаній в завданні довжині будівлі 36 м каркас складається з одного температурного блока. Згідно з вимогами підрозділу 1.13.5 ДБН В.2.6-163, передбачені такі елементи системи в'язей каркаса:

– вертикальні в'язі по колонах в осях А–Б;

– поперечні горизонтальні в'язі у площині верхніх поясів ферм в торцях температурного блока, тобто в осях Д–Е;

– вертикальні в'язі між фермами між осями А-Б та Д–Е (по коньку та над опорами ферм);

– розтяжки між фермами в осях А–Ж на рівні верхніх поясів ферм по коньку та над опорами;

– прогони покрівлі, які опираються на вузли усіх ферм з кроком 6 м.

Оскільки ферми виконуються з гнутих замкнутих профілів, в'язі також виконуються з квадратних труб і мають розкісну гратку. Розроблена схема в'язей зображена на рисунку 1.1.

Рис. 1.1. Схема в'язей каркаса

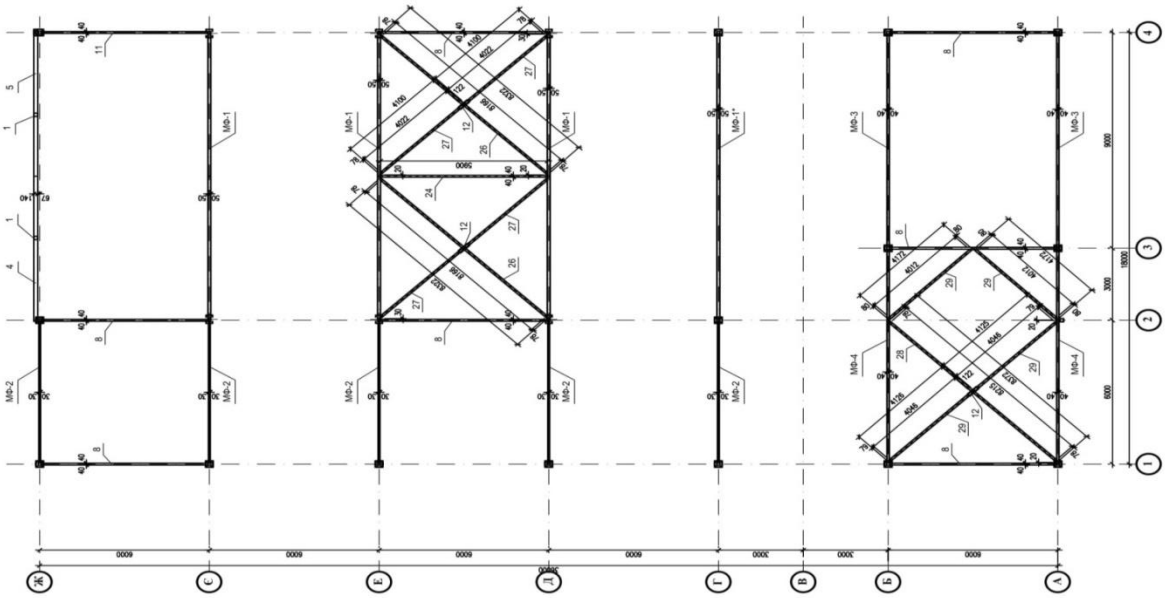


Рис. 1.1. Схема в’язей каркаса

2.1.2. Конструктивна схема поперечної рами.

Габаритні розміри основних елементів поперечної рами визначаємо за основними технологічними вимогами з урахуванням заданої схеми кроквяної ферми у такому порядку:

1) Обчислюємо позначку ригеля (до осьової лінії ригеля без підвісної стелі):

$$H_p=4,95+0,2=5.15м. \quad (2.1)$$

2) Попередньо обчислюємо висоту перерізу колони:

$$b=H/(20…25)=5.15/25=0.206 \quad (2.2)$$

Зовнішню прив’язку колони до поздовжньої координатної осі приймаємо рівною 250 мм.

3) Обчислюємо позначку обрізу фундаменту:

$$H_ф = -(0,2+0,1) = -0,3 \quad (2.3)$$

4) Повна висота колони:

$$h = H_p - H_ф = 5.15 - \frac{0}{3} = 4.85 \quad (2.4)$$

5) Згідно з необхідними конструктивними вимогами, і попереднім розрахунком, покрівлю приймаємо із седвіч-панелей з наповнювачем із мінвати товщиною 200мм.

6) При прольоті будівлі 12 м та ухилі покрівлі 8% (за заданою схемою ферми) передбачаємо зовнішнє водовідвід без парапета. Тоді найвищою точною будівлі є парапет з позначкою

$$H_В = H_Р + h_{ФО} + h_П + h_{ПАР} = 12,2 + 3,2 + 0,3 + 0,7 = 16,4 \quad м \quad (2.5)$$

$$H_В = H_p + h_{ФО} + h_п + h_{пар} = 5,15 + 1,53 + 0,3 + 0 = 6,98 \quad (2.6)$$

Розроблена схема поперечної рами будівлі наведена на рисунку 2.2

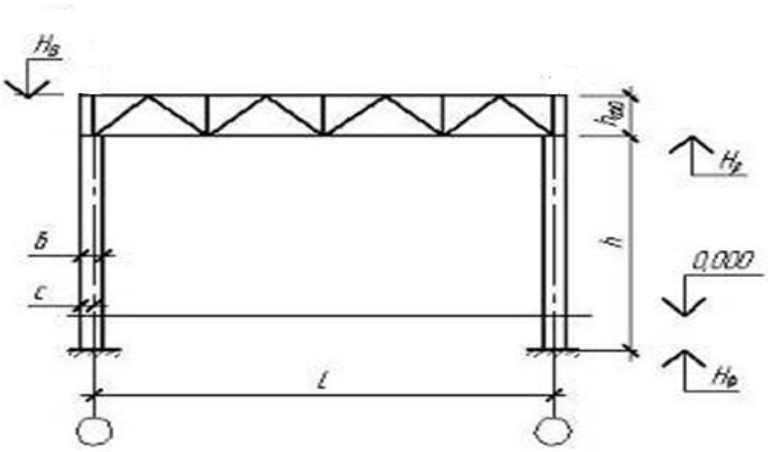


Рис. 2.2. Конструктивна схема поперечної рами

2.1.3. Навантаження на поперечну раму

На поперечну раму каркаса діють постійне навантаження від ваги конструкцій покрівлі, а також змінні короткочасні навантаження від снігу та вітру, які визначаються згідно з вказівками ДБН В.1.2-2:2006 [2].

Постійне навантаження від ваги конструкцій покрівлі визначене в таблиці 1.1 згідно з підібраним раніше типом покрівлі. Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження γ_{fm} для кожного шару прийняті за таблицею 5.1 ДБН В.1.2-2:2006 [2].

Таблиця 2.1. Постійне навантаження від маси покрівлі

Склад покрівлі	Q_0 *(Па)*	γ_{fm}	Q_m *(Па)*
Покрівельна сендвіч-панель	19	1,05	19,95
Сталеві прогони	9,6	1,05	10,08
Кроквяна ферма з в'язями	200	1,05	210
У с ь о г о	228,6	—	240,75

Граничне розрахункове значення рівномірно розподіленого постійного навантаження на ригель рами дорівнює:

$$q_{ПОСТ} = B \times Q_m / 1000 = 6 \times 756 / 1000 = 4,54 \text{ кН/м.} \quad (2.6)$$

$$q_{ПОСТ} = B \times \frac{Q_m}{1000} = 12 \times 240,75 = 2889 \quad (2.7)$$

Снігове навантаження на покрівлю визначене за вказівками розділу ДБН В.1.2-2:2006. Граничне розрахункове значення дорівнює

$$S_m = S_0 \times \gamma_{fm} \times C_{alt} \times C_e \times \mu = 1520 \times 1,14 \times 1 \times 1 \times 1 = 1733 \text{ Па} \quad (2.8)$$

$$S_m = S_o \times \gamma_{fm} \times C_{alt} \times C_e \times \mu = 2889 \times 1,14 \times 1 \times 1 \times 1 = 3293,46 \text{ Па} \quad (2.9)$$

де S_0.=3293 Па – характеристичне значення снігового навантаження для м. Южне за додатком Е ДБН В.1.2-2:2006;

γ_{fm}=1,14 – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження за таблицею 8.10 ДБН В.1.2-2:2006 для встановленого терміну експлуатації будівлі T_{ef}=100 років;

C_e=1 – коефіцієнт режиму експлуатації за пунктом 8.9 ДБН В.1.2-2:2006;

C_{alt}=1 – коефіцієнт географічної висоти за пунктом 8.10 ДБН В.1.2-2:2006;

$\mu=1$ – коефіцієнт, що враховує розподіл снігу по поверхні покрівлі, за пунктом 8.7 і схемою № 1 додатка Ж ДБН В.1.2-2:2006 (рівномірно розподілене навантаження на покрівлю з малим ухилом).

Граничне розрахункове значення рівномірно розподіленого снігового навантаження на ригель рами дорівнює:

$q_c = \text{B} \times S_m/1000$=6×3293/1000=19,*4* кН/м. (2.10)

Вітрове навантаження на поперечну раму визначене за вказівками розділу 9 ДБН В.1.2-2:2006 [2]. Згідно з додатком Е ДБН [2], характеристичне значення вітрового навантаження для м. Одеса дорівнює W_0=420 Па. За таблицею 9.1 ДБН В.1.2-2 коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження для терміну експлуатації T=100 років дорівнює γ_{fm}=1,14. Складові коефіцієнта C визначаємо за пунктом 9.7 ДБН [2]:

– м. Южне розташоване на рівнинній місцевості, тому коефіцієнт географічної висоти C_{alt}=1;

– при відсутності виражених особливостей мікрорельєфу в зоні площадки будівництва коефіцієнт рельєфу дорівнює C_{rel}=1;

– коефіцієнт напрямку вітру приймаємо рівним C_{dir}=1;

– для звичайних будівель з періодом власних коливань меншим за 0,25 сек. коефіцієнт динамічності C_d=1;

– за схемою 2 додатка І ДБН [2] аеродинамічний коефіцієнт для активного тиску вітру дорівнює C_A=0,8. Для пасивного тиску вітру за тією ж схемою $C_П$=0,53 (за інтерполяцією при b/l=66/24=2,75 та h_1/l=16,4/24=0,68).

– коефіцієнт висоти споруди C_h визначаємо за таблицею В.1 методичних вказівок [7] для місцевості типу III (приміська зона):

на рівні ригеля H_P=5,15 м – C_{hP}=0,656;

на рівні верхньої точки покрівлі H_B=6,4 м – C_{hB}=0,768;

еквівалентне значення при висоті ригеля 5,15 м та заглибленні фундаменту 0,6 м – C_{he}=0,522.

Згідно з формулою (9.1) ДБН [2] з урахуванням визначених коефіцієнтів та кроку поперечних рам B=12 м обчислюємо граничні розрахункові значення вітрового навантаження на раму:

– активна складова вітрового тиску, що діє з навітряного боку будівлі

$$q_{\text{А}} = \gamma_{fm} W_0 \text{B} \text{C}_{\text{А}} \text{C}_h C_{alt} C_{rel} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (2.11)$$

$= 1{,}14 \times 420 \times 12 \times 0{,}8 \times 0{,}522 \times 1 \times 1 \times$ = 2399= Н/м=2,39 кН/м;

– пасивна складова вітрового тиску, що діє з підвітряного боку будівлі

$$q_{\text{П}} = \gamma_{fm} W_0 B C_{\text{П}} \text{C}_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 1.14 \times 420 \times 12 \times 0{,}53 \times 0{,}522 \times 1 \times$$

$$= 1589{,}6 \quad (2.12)$$

– сумарне вітрове навантаження вище рівня ригеля

$$W = \gamma_{fm} W_0 B\,(C_A + C_{ї}\,) \times C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \frac{(C_{hÐ} + C_{hÂ})}{2} (H_{Â} - H_{Ð}) =$$

=1,14×420×12×(0,8+0,53)× 1 × 1 × 1 × 1=7641,7 Н=7,64 кН. (2.13)

2.1.4. Статичний розрахунок поперечної рами

Розрахункова схема поперечної рами відображає конструктивну схему з рисунка 1.2. Ексцентриситет обпирання ригеля на колону дорівнює нулю за рахунок обпирання ферми по осі колони. Зображена на рисунку 1.3 рама є один раз статично невизначеною.

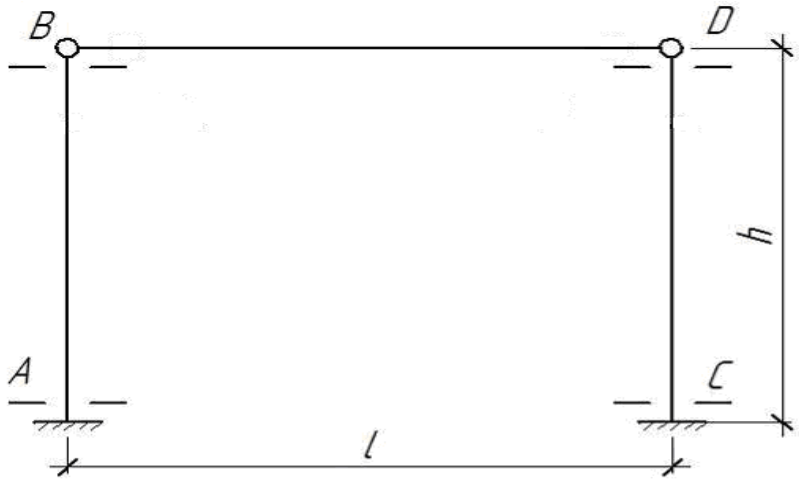


Рис. 2.3. Розрахункова схема поперечної рами

Внутрішні зусилля від дії постійного, снігового та вітрового навантажень у розрахункових перерізах А, С (на рівні обрізів фундаменту лівої та правої колони) визначені за формулами з таблиці 1.3 методичних вказівок [7]. Перерізи В, D у верхнійчастині колон є менш навантаженими за рахунок відсутності згинальних моментів, а тому не потребують розрахунку.

Зусилля від дії постійного навантаження:

$M_A = M_C = 0;$ $\quad Q_A = Q_C = 0;$

$$N_A = N_C = \frac{q_{ПОСТ} L}{2} = \frac{4,54 \times 24}{2} = 54,5 \text{ кН.} \quad (2.14)$$

Зусилля від дії снігового навантаження:

$M_A = M_C = 0;$ $\quad Q_A = Q_C = 0:$

$$N_A = N_C = \frac{q_{СН} L}{2} = \frac{10,4 \times 24}{2} = 124,8 \text{ кН.} \quad (2.15)$$

Зусилля від дії вітрового навантаження:

$N_A = N_C = 0$

$$M_A = \frac{h^2}{16}\left(5q_A + 3q_П\right) + \frac{Wh}{2} = \frac{12,8^2}{16}\left(5 \times 1,2 + 3 \times 0,8\right) + \frac{11,43 \times 12,8}{2} = 159,2 \text{ кН×м;}$$

(2.16)

$$M_C = \frac{h^2}{16}\left(3q_A + 5q_П\right) + \frac{Wh}{2} = \frac{12,8^2}{16}\left(3 \times 1,2 + 5 \times 0,8\right) + \frac{11,43 \times 12,8}{2} = 151,0 \text{ кН×м;}$$

(2.17)

З метою контролю правильності розрахунків виконуємо перевірку рівноваги рами за згинальними моментами:

$$W h + \left(q_A + q_П\right)\frac{h^2}{2} = M_A + M_C; \quad (2.18)$$

$$11,43 \times 12,8 + \left(1,2 + 0,8\right) \times \frac{12,8^2}{2} = 159,2 + 151,0; \quad 310,2 = 310,2.$$

Рівновага рами підтверджує правильність визначення зусиль.

2.1.5. Визначення загальних розрахункових параметрів

Перед тим як розпочати проектування несучого каркаса необхідно встановити коефіцієнти відповідальності, а також групи конструкції для вибору відповідного данному проекту, класу сталі. Необхідно розрахувати параметри для кроквяної ферми та колони, розрахункові параметри встановлюються в таблиці 1.2 в такому порядку:

– за додатком А ДБН В.1.2-14-2009 [1] визначаємо, що будівля центру з обслуговування автомобілів має клас відповідальності СС3;

– за додатком В ДБН В.2.6-163 [3] визначаємо категорію конструкції за призначенням та за напруженим станом;

– за таблицею В.2 ДБН В.2.6-163 встановлюємо бали, що відповідають визначеним показникам, обчислюємо суму балів та визначаємо групу конструкцій за пунктом В.1 ДБН В.2.6-163;

– вибираємо клас сталі за таблицею Е.1 ДБН В.2.6-163, враховуючи групу конструкцій та бажані показники міцності;

– за таблицею 5 ДБН В.1.2-14-2009 визначаємо коефіцієнт відповідальності для розрахунку за граничним станом першої групи в усталеній розрахунковій ситуації;

– за таблицею 2 ДБН В.1.2-14-2009 встановлюємо термін експлуатації несучих конструкцій каркаса T_{ef}=100 років.

Таблиця 2.2. Результати класифікації несучих конструкцій карка

Чинники класифікації	Позначення	Кроквяна ферма		Колона каркасу	
		знач.	бали	знач.	бали
Клас відповідальності будівлі	S_1	СС 3	4	СС 3	4
Категорія відповідальності конструкції за призначенням	S_2	А	11	А	11
Категорія конструкції за напруженим станом	S_3	II	5	III	1
Наявність напружень розтягу від розрахункового навантаження	S_4	є	7	немає	2
Несприятливий вплив зварних з’єднань	S_5	є	6	немає	2
Сума балів			33		20
Група конструкцій		1		3	
Клас сталі		С 255		С 245	
Коефіцієнт відповідальності γ_n		1,25		1,25	
Термін експлуатації T_{ef}, роки		100		100	

2.2 ПРОЕКТУВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСА

2.2.1 Визначення розрахункових зусиль в колоні

Для проектування колони визначаємо розрахункові зусилля в перерізі А лівої колони на рівні обрізу фундаменту. За рахунок симетрії рами зусилля від вітру справа приймаємо рівними зусиллям у правій колоні від вітру зліва. Прийняте правило знаків: додатний момент викликає розтяг колони зсередини рами. Зусилля від окремих навантажень та можливі комбінації зусиль наведені в таблиці 2.1. Поперечна сила для розрахунку суцільної колони не потрібна.

Таблиця 2.1. Розрахункові зусилля в перерізі А лівої колони

Навантаження та комбінації зусиль	ψ	Характер даних	**M**, кН·м	**N**, кН	**Q**, кН
1. Постійне	1	зусилля	0	54,5	
2. Снігове	1	зусилля	0	124,8	
3. Вітер зліва	1	зусилля	-159,2	0	
4. Вітер справа	1	зусилля	151,0	0	
+M_{max} і N	1	номери навантажень	1, 4		
		зусилля	151,0	54,5	
	0,9	номери навантажень	1, 2, 4		
		зусилля	135,9	161,4	
–M_{max} і N	1	номери навантажень	1, 3		
		зусилля	-159,2	54,5	
	0,9	номери навантажень	1, 2, 3		
		зусилля	-143,3	161,4	
N_{max} і +M	1	номери навантажень	1, 2		
		зусилля	0	179,3	
	0,9	номери навантажень	1, 2, 4		
		зусилля	135,9	161,4	
N_{max} і –M	1	номери навантажень	1, 2		
		зусилля	0	54,5	
	0,9	номери навантажень	1, 2, 3		
		зусилля	-143,3	161,4	
N_{min} і ±M	1	номери навантажень	1, 3		
		зусилля	-159,2	45,0	

Згідно з пунктами 4.15 – 4.19 ДБН В.1.2-2:2006 [2], зусилля в основному поєднанні постійного та тимчасових навантажень визначені за формулою

$$N = N_{пост} + \psi \times \sum N_{зм}, \qquad (2.16)$$

де $N_{пост}$ –внутрішнє зусилля (*M, N* чи *Q)* від дії постійного навантаження;

N_{3M} – такі ж зусилля від дії змінних навантажень.

Згідно з пунктом 4.18 ДБН В.1.2-2:2006, коефіцієнт сполучення приймаємо рівним ψ=1 при урахуванні одного змінного навантаження та ψ=0,9 при урахуванні двох і більше короткочасних змінних навантажень.

В комбінації "N_{min} і ±M", призначеній для розрахунку анкерних болтів, постійне навантаження враховується з коефіцієнтом надійності, прийнятим меншими за 1 одиницю. Для знаходження цього зусилля від постійного навантаження двічі поділені на узагальнюючий коефіцієнт надійності $\gamma_f = (Q_m / Q_e) = 756/690 = 1{,}10$.

(Q_m=756 Па і Q_e=690 Па – навантаження з таблиці 1.1).

Для підбору перерізу колони з таблиці 2.1 вибираємо найнебезпечнішу комбінацію (незалежно від знаку згинального моменту). З таблиці 2.1 вибираємо комбінацію зусиль від дії ваги покрівлі, снігової нагрузки та вітру зліва (1, 2, 3): M=-143,3 кН×м, N=161,4 кН. Ця комбінація дає найбільше значення зусилля в поличці колони

$$N_f = M / b + N / 2 = 143{,}3 / 0{,}5 + 161{,}4 / 2 = 367{,}2 \text{ кН}. \qquad (2.17)$$

2.2.2 Підбір перерізу колони

У підрозділі 1.5 встановлено що для колони каркасу центру з обслуговування автомобілів коефіцієнт відповідальності для розрахунку за граничним станом першої групи в усталеній розрахунковій ситуації дорівнює γ_n=1,25. Тоді розрахункові зусилля для підбору перерізу колони дорівнюють

M=1,25×143,3=179 кНм; N=1,25×161,4=202 кН.

За таблицею 1.1.1 ДБН В.2.6-163 визначаємо, що коефіцієнт умов роботи колони громадської будівлі дорівнює γ_c=0,95.

За таблицею Е.2 ДБН В.2.6-163:2010 для сталі С 245, обраної у підрозділі 1.5 для виготовлення колони, R_y=24 кН/см^2, R_{un}=37 кН/см^2 (фасонний прокат товщиною до 20 мм).

За пунктами 1.9.3.1–1.9.3.3 й таблицею 1.9.7 ДБН В.2.6-163, розрахункова довжина колони в площині рами дорівнює $l_x = \mu\, h = 2 \times 12,8 = 25,6$ м. Коефіцієнт приведення довжини μ=2 відповідає колоні з жорстким закріпленням у фундаменті та вільним верхнім кінцем.

Розрахункову довжина з площини рами l_y=6,4 м приймаємо рівною половині висоти колони за рахунок встановлення додаткової розпірки у вертикальних в'язях по колонах, яка показана на схемі в'язей з рисунка 1.1.

За встановленими розрахунковими параметрами підбираємо переріз суцільної колони з прокатного двотавра з паралельними гранями поличок.

Необхідна площа поперечного перерізу колони дорівнює

$$A_H = \frac{N}{R_y \gamma_c}\left(1,25 + 2,2\frac{M}{N\,b}\right) = \frac{202}{24 \times 0,95} \times \left(1,25 + 2,2\frac{179}{202 \times 0,5}\right) = 45,6 \text{ см}^2. \quad (2.18)$$

З урахуванням отриманої площі перерізу A_H, встановленої раніше габаритної висоти перерізу колони b=500 мм, а також вимог до граничної гнучкості колони приймаємо двотавр 50Б1 з характеристиками:

A=92,98 см^2; b_f=200 мм; t_f=12,0 мм;

i_x=19,99 см; i_y=4,16 см; W_x=1511 см^3.

Перевірку перерізу виконуємо за допомогою програми в EXCEL. Гнучкість колони в площині рами

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{2560}{19,99} = 128; \quad (2.19)$$

$$\overline{\lambda_x} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 128\sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,37 \quad (2.20)$$

Відносний ексцентриситет навантаження

$$m_x = \frac{M\,A}{N\,W_x} = \frac{17900 \times 92,98}{202 \times 1511} = 5,45 \quad (2.21)$$

Відношення площі полички о площі стінки визначаємо за таблицею 3.7 ДБН В.2.6-163

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{A - 2b_f t_f} = 0,53 \qquad (2.22)$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначаємо за формулами строчки 5 таблиці К.2 ДБН В.2.6-163 з інтерполяцією по величині відношення A_f / A_w. При A_f/A_w=0,5 $\eta = 1,25$, при A_f/A_w=1,0 $\eta = 1,30$, при A_f/A_w=0,53 $\eta = 1,25$. Приведений відносний ексцентриситет за формулою (1.6.6) ДБН В.2.6-163 $m_{ef}=\eta m$=1,25×5,45=6,84.

Коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску по інтерполяції за таблицею К.3 ДБН В.2.6-163 залежно від m_{ef}=6,84 і $\overline{\lambda_x}$ =4,37: φ_e =0,123.

Перевірка стійкості у площині рами за формулою (1.6.5) ДБН В.2.6-163:

$$\frac{N}{\phi_e A R_y \gamma_c} = \frac{202}{0,123 \times 92,98 \times 24 \times 0,95} = 0,777 \qquad (2.23)$$

Гранична гнучкість за формулою з таблиці 1.9.9 ДБН В.2.6-163 дорівнює λ_{lim}=180–60×0,777=133. Оскільки фактична гнучкість λ_x=128 не перевищує граничну, остаточно приймаємо спарені 240 швелери з’єднані стальною пластиною 10мм.

Визначаємо гнучкість та умовну гнучкість колони з площини рами

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{640}{4,16} = 149; \qquad \overline{\lambda_y} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 149\sqrt{\frac{24}{20600}} = 5,25 \quad (2.24)$$

Коефіцієнт стійкості при центральному стиску за кривою типу ***b*** за таблицею з вказівок [7] дорівнює φ =0,387.

Згідно з пунктом 1.6.2.6 ДБН В.2.6-163 згинальний момент в площині рами приймаємо рівним найбільшому моменту в межах середньої третини довжини колони, тобто M_x=179×2/3=119 кН×м. Відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M\,A}{N\,W_x} = \frac{1190 \times 92,88}{202 \times 1511} = 3,64\,. \qquad (2.25)$$

Коефіцієнт с за формулою (1.6.8) та таблицею 1.6.2 ДБН В.2.6-163

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha\,v\,m_x} = \frac{1,259}{1 + 0,832 \times 0,458 \times 3,64} = 0,528 \qquad (2.26)$$

Перевірка стійкості з площини рами за формулою (1.6.7) ДБН В.2.6-163:

$$\frac{N}{c\phi_y A R_y \gamma_c} = \frac{202}{0,528 \times 0,387 \times 92,98 \times 24 \times 0,95} = 0,466 \qquad (2.27)$$

Отже, стійкість колони з площини рами забезпечена, а гнучкість не перевищує граничної. Остаточно приймаємо прокатний спарені 240 швелери.

2.2.3. Розрахунок і конструювання оголовка колони

Схема оголовка колони наведена на рисунку 3.1. Він складається з опорної плити, а також горизонтальних і вертикальних ребер, які передають навантаження від опорного фланця кроквяної ферми на стержень колони.

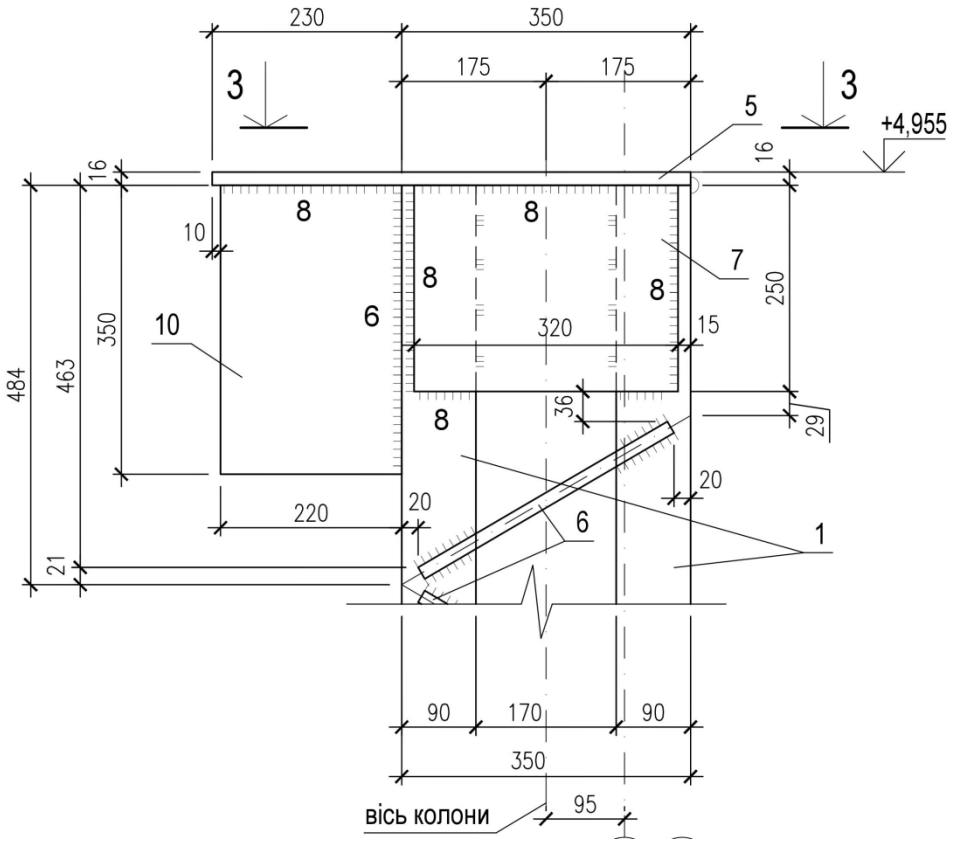


Рис. 2.1. Ескіз оголовка колони

Приймаємо висоту вертикального ребра $\boldsymbol{h_r}$=(0,5÷0,8)×$\boldsymbol{b}$=250 мм, а ширину опорного фланця ферми – 140 мм і визначаємо товщину вертикального ребра з умови зминання від опорної реакції ферми, рівної найбільшій поздовжній силі в колоні N=163,5 кН за таблицею 2.1:

$$t_r = \frac{1,2\ N}{R_y\ \gamma_c\ b_r} = \frac{1,2 \times 202}{24 \times 0,95 \times 14} = 0,76 \text{ см.} \qquad (2.28)$$

Товщина ребра з умови забезпечення місцевої стійкості:

$$t_r = b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 14\sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,48 \text{ см.} \qquad (2.29)$$

З урахуванням товщини стінки колони 8,8 мм та полички 12 мм приймаємо товщину вертикального ребра 12 мм.

Згідно з формулами (1.12.2), (1.12.3) ДБН В.2.6-163 за найбільшою поздовжньою силою в колоні N=202 кН (за таблицею 2.1) визначаємо катети чотирьох кутових швів, якими вертикальне ребро прикріпляється до стінки колони. Згідно з таблицею 1.12.2 ДБН В.2.6-163, при напівавтоматичному зварюванні дротом суцільного перерізу діаметром 1,4 мм коефіцієнти форми шва дорівнюють β_f=0,7 і β_z=1,0. Розрахунковий опір зварювального дроту Св-08Г2С за металом шва дорівнює R_{wf}=18 кН/см^2 (за таблицею Ж.2 ДБН В.2.6-163). Розрахунковий опір за межею сплавлення R_{wz}=0,45×R_{un}=0,45×37=16,65 кН/см^2.

$$k_f = \frac{N}{4 l_w \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{202}{4 \times (25-2) \times 0,7 \times 18 \times 0,95} = 0,18 \text{см} \text{ – за металом шва;}$$

$$k_f = \frac{N}{4 l_w \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} = \frac{202}{4 \times (25-2) \times 1,0 \times 16,65 \times 0,95} = 0,14 \text{ см} \text{ – по межі сплавлення.}$$

Приймаємо за таблицею 1.12.1 ДБН В.2.6-163 шви мінімального катету для зварювання елементів товщиною 11–16 мм – $\boldsymbol{k_f}$=4 мм.

Товщину горизонтальної опорної плити приймаємо рівною 12 мм за товщиною полички колони 12 мм. Горизонтальні ребра також виконуємо з листа

товщиною 12 мм. Ширину вертикальних і горизонтальних ребер остаточно уточнюємо після конструювання опорного вузла ферми.

2.2.4. Розрахунок і конструювання бази колони

Під суцільну колону проектуємо базу з траверсами та ребрами, зображену на рисунку 2.2. Розміри опорної плити бази приймаємо за конструктивними вимогами з урахуванням габаритів перерізу колони 492×200 мм: ширина плити $B_{по}$=360 мм, а довжина $L_{по}$=600 мм. При товщині траверс 12 мм це дасть консольні звіси опорної плити, рівні 68 мм. При дії розрахункової комбінації зусиль M=179 кН×м, N=202 кН максимальні напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою бази дорівнюють

$$\sigma_{b,max} = \frac{N}{B_{ПО}L_{ПО}} + \frac{6M}{B_{ПО}L_{ПО}^2} = \frac{202}{36\times 60} + \frac{6\times 17900}{36\times 60^2} = 0,92 \text{ кН/см}^2 = 9,2$$

МПа. (2.30)

За таблицею 3.3 методичних вказівок [7] для фундаменту вибираємо бетон класу В 12,5, міцність якого з урахуванням ефекту обтискування складає 9,2 МПа. При цьому площа обрізу фундаменту повинна бути не меншою за $1,5\times B_{ПО}\times L_{ПО}$=3240 см^2

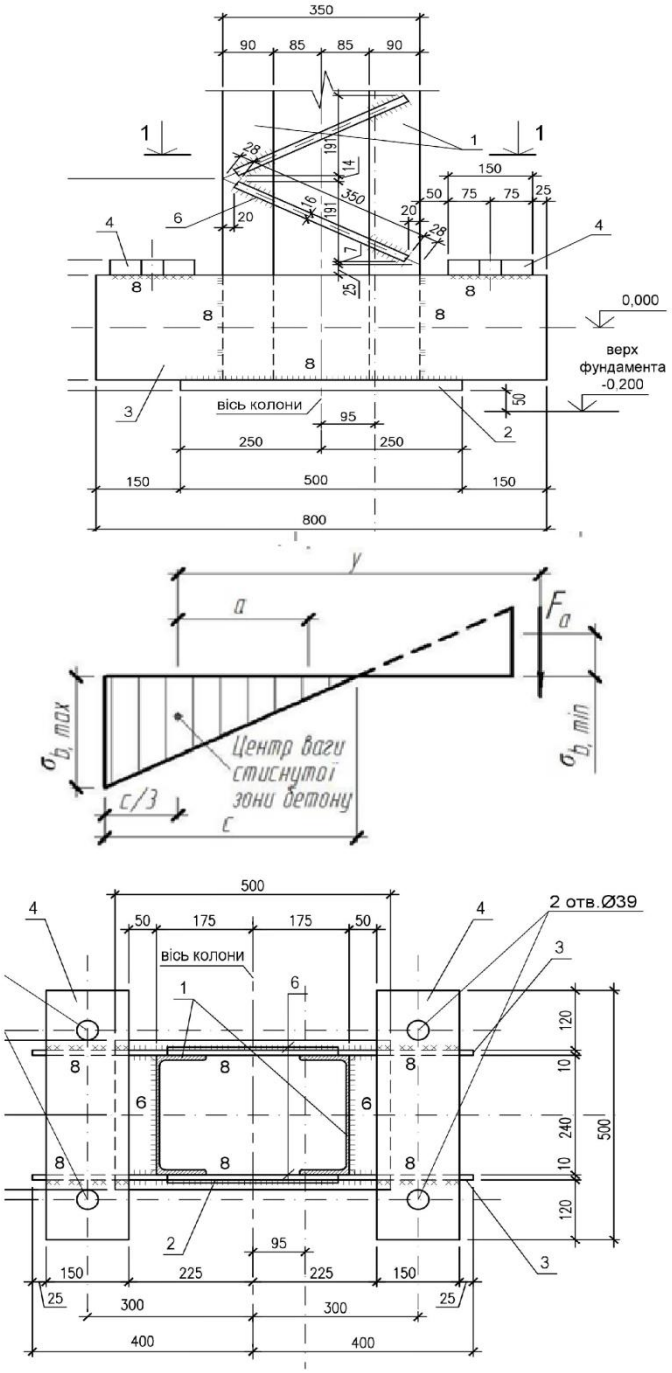


Рис. 2.2. Ескіз бази колони

Висоту траверс бази приймаємо рівною $\boldsymbol{h_T}$ =(0,5÷1,0)×$\boldsymbol{b}$=480 мм, а їх товщину $\boldsymbol{t_T}$=12 мм. Визначаємо катет швів, якими траверси приварюються до стержня колони, з урахуванням комбінації зусиль M=179 кН×м, N=202 кН та розрахункової довжини цих швів $\boldsymbol{l_w}$=$\boldsymbol{h_T}$–2=46 см. Розрахункові опори та коефіцієнти форми швів приймаємо такими ж, як і при розрахунку оголовка. При розрахунку оголовка розрахунковим

перерізом шва виявився метал шва. Тому катет швів визначаємо з умови міцності за металом шва

$$k_f = \frac{1}{4\beta_f l_w R_{wf}\gamma_c}\sqrt{\left(N+\frac{2M}{b}\right)^2+\left(\frac{6M}{l_w}\right)^2} =$$

$$= \frac{1}{4\times 0,7\times 46\times 18\times 0,95}\sqrt{\left(202+\frac{2\times 17900}{49}\right)^2+\left(\frac{6\times 17900}{46}\right)^2} = 1,14 \text{ см}$$

З урахуванням конструктивних вимог таблиці 1.12.1 та пункту 1.12.1.5 ДБН В.2.6-163 приймаємо шви катетом 12 мм.

Опорна плита бази розраховується на згин від дії реактивних напружень у бетоні σ_b=0,92 кН/см^2. Згинальні моменти в плиті визначаємо за формулами (Н.1), (Н.2) та вказівками таблиці Н.2 з додатку Н ДБН В.2.6-163. Ділянку 1 при відношенні сторін 300/58>2 розглядаємо як консоль з моментом

$$M_1 = 0,5\sigma_b b^2 = 0,5\times 0,92\times 6,8^2 = 21,32 \text{ кН×см.} \qquad (2.32)$$

Ділянка 2 з розмірами 468×96 мм оперта на чотири сторони:

$$M_2 = \alpha\sigma_b b^2 = 0,125\times 0,92\times 9,6^2 = 10,62 \text{ кН×см.} \qquad (2.33)$$

Товщина опорної плити за формулою з пункту 1.7.2 ДБН В.2.6-163 дорівнює

$$t_{ПО} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6\times 21,32}{22\times 0,95}} = 2,47 \text{ см.} \qquad (2.34)$$

За сортаментом товстолистової сталі, приймаємо опорну плиту бази товщиною 25 мм із сталі С 235.

Для розрахунку анкерних болтів

в таблиці 2.1 складена комбінація зусиль "N_{min} і ±М": N=45,0 кН, М=159,2 кН×м. За нею визначаємо максимальне та мінімальне значення напружень в бетоні під плитою

$$\sigma_{b,max} = \frac{N_{min}}{B_{ПО}L_{ПО}} + \frac{6M}{B_{ПО}L_{ПО}^2} = \frac{45,0}{36\times60} + \frac{6\times15900}{36\times60^2} = 0,757\,кН/см^2; \qquad (2.35)$$

$$\sigma_{b,min} = \frac{N_{min}}{B_{ПО}L_{ПО}} - \frac{6M}{B_{ПО}L_{ПО}^2} = \frac{45,0}{36\times60} - \frac{6\times15900}{36\times60^2} = -0,715\ кН/см^2. \qquad (2.36)$$

Оскільки $\sigma_{b,min}$<0, опорна плита відривається від фундаменту. Зусилля відриву сприймаються анкерними болтами, які розраховуємо на розтяг. Довжина стиснутої зони бетону дорівнює

$$c = \frac{L_{ПО}\times\sigma_{b,max}}{\sigma_{b,max}+\sigma_{b,min}} = \frac{60\times0,757}{0,757+0,715} = 30,8\ см. \qquad (2.37)$$

Положення центра ваги стиснутої зони бетону

$$a = \frac{L_{ПО}}{2} - \frac{c}{3} = \frac{60}{2} - \frac{30,8}{3} = 19,7\ см. \qquad (2.38)$$

Встановлюємо анкерні болти (в осях) на відстані 100 мм від краю плити. Тоді відстань від центру ваги стиснутої зони бетону до осі анкерних болтів дорівнює ***y***= 19,7+30+10=59,7 см. Зусилля в анкерних болтах

$$F_a = \left(M - aN_{min}\right)/y = (15900 - 19,7\times45,0)/59,7 = 251,4\,кН. \qquad (2.39)$$

За таблицею Ж.6 обираємо для анкерних болтів сталь 10Г2С1 з розрахунковим опором R_{ba}=26,5 кН/см^2. Необхідна площа перерізу болтів:

$$A_{ba} = 1,05\times F_a/R_{ba} = 1,05\times251,4/26,5 = 9,96\ см^2. \qquad (2.40)$$

За таблицею Ж.8 ДБН В.2.6-163 приймаємо один болт діаметром 38 мм з площею перерізу A_{bn}=11,2 см^2.

Ширину плити для кріплення анкерних болтів назначаємо з умов її розміщення на траверсах $b_{ПА}$=200 мм. Один болт посередині плити з отвором під нього d= 50 мм дає розрахункову ширину плити 15 см. Плита працює як балка на двох опорах, навантажена зусиллям в анкерному болті, згідно зі схемою рисунка 2.3.

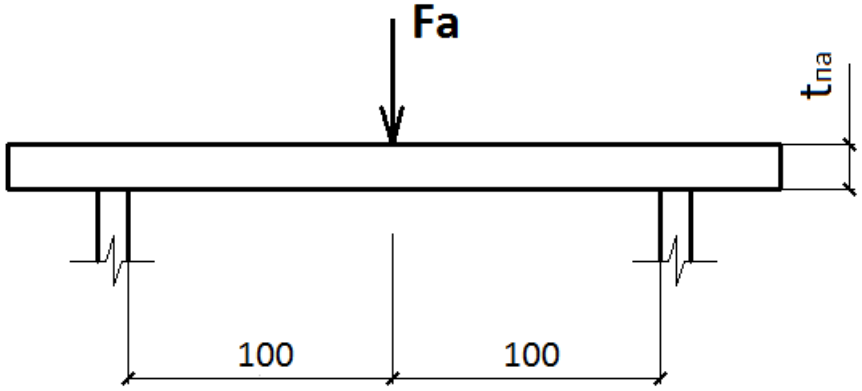


Рис. 2.3. Розрахункова схема плити для кріплення анкерних болтів

Згинальний момент в плиті дорівнює $M_{ПА}$=10×251,4/2=1257×кНсм. Товщина плити з умови міцності при згині (R_y=21 кН/см^2 для сталі С 235 товщиною понад 40 мм)

$$t_{ПА} = \sqrt{\frac{6M_{ПА}}{b_{ПА}R_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6\times1257}{15\times21\times0,95}} = 4,90 \text{ см.} \qquad (2.41)$$

Приймаємо плиту перерізом 200×50 мм із сталі С 235.

2.3. ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ

2.3.1. Визначення зусиль у стержнях ферми

Параметри, що визначають відповідальність та умови роботи кроквяної ферми, визначені в розділі 1.5:

– клас відповідальності будівлі центру з обслуговування авто – СС3;

– коефіцієнт відповідальності для розрахунку ферми за граничним станом першої групи в усталеній розрахунковій ситуації дорівнює γ_n=1,25;

Окрім того, за таблицею 1.1.1 ДБН В.2.6-163 визначаємо, що коефіцієнт умов роботи кроквяної ферми в цілому, а також усіх її стержнів з квадратних труб γ_c=1.

Розрахункова схема кроквяної ферми (ліва половина) наведена на рисунку 3.1 згідно зі схемою, вказаною в завданні на проектування.

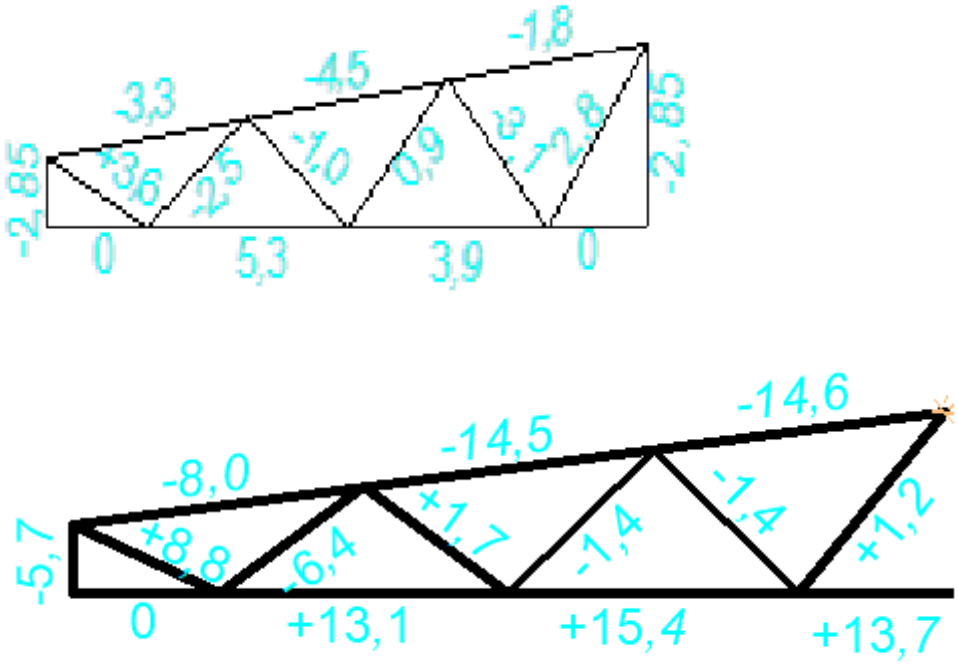


Рис. 3.1. Розрахункові схема ферм К-2, К-1(фрагмент)

Зусилля в стержнях лівої половини кроквяної ферма визначені в таблиці 3.1 з урахуванням зусиль від одиничного навантаження, а також визначених

у розділі 1 величин постійного та $q_{пост}$ снігового q_C навантаження. Зосереджені навантаження на вузли ферми дорівнюють:

$$F_П = q_{ПОСТ} \times d \times \gamma_n = 4,54 \times 3 \times 1,25 = 17,02 \text{ кН}; \quad (2.42)$$

$$F_C = q_C \times d \times \gamma_n = 10,40 \times 3 \times 1,25 = 39,0 \text{ кН}, \quad (2.43)$$

де **d**=3 м – відстань між вузлами верхнього пояса ферми.

Зусилля в усіх стержнях ферми отримані множенням цих зосереджених навантажень на зусилля від одиничного навантаження. Розрахункові зусилля в стержнях ферми визначені, як суми зусиль від дії постійного та снігового навантаження з коефіцієнтом сполучення ψ=1.

Таблиця 3.1. Розрахункові зусилля в стержнях ферми

Елементи ферми	Стержні ферми	Довжини стержнів	Зусилля від навантажень (кН)			Розрахункові зусилля (кН)
			одиничного	постійного	снігового	
Верхній пояс	1	6000	0,00	0,0	0,0	0,0
	2	6000	-5,62	-95,7	-219,2	-314,8
Нижній пояс	3	11900	3,28	55,8	127,9	183,7
Розкоси	4	1016	-4,80	-81,7	-187,2	-268,9
	5	1165	3,43	58,4	133,8	192,1
	6	1166	-2,06	-35,1	-80,3	-115,4
	7	1322	0,69	11,7	26,9	38,7
	8	1324	0,69	11,7	26,9	-43,7
	9	1507	0,72	13,9	29,9	49,5

2.3.2. Підбір перерізів стержнів ферми

Згідно з конструктивними потребами, запроектована ферма з поясами та граткою з квадратних і прямокутних труб. Перерізи поясів підібрані по найбільших зусиллях (без зміни перерізу по довжині ферми), а перерізи елементів гратки – кожен окремо. Оскільки прогони покрівлі виконують роль в'язей, розрахункова довжина верхнього пояса з площини ферми дорівнює відстані між вузлами, тобто 300 см.

Клас сталі для кроквяної ферми С 255 встановлений у підрозділі 1.5 з урахуванням призначення будівлі, призначення та особливостей роботи конструкції. Згідно з таблицею Е.2 ДБН В.2.6-163:2010, для листового прокату товщиною від 4 до 10 мм R_y=24 кН/см^2, R_{un}=38 кН/см^2.

Необхідна площа нижнього пояса дорівнює

$$A_H = \frac{N}{R_y\,\gamma_c} = \frac{393,8}{24\times 1} = 16,4 \text{ см}^2. \qquad (2.42)$$

Приймаємо квадратну трубу перерізом 100×4 з характеристиками: ***A***=18,5 см^2, $\boldsymbol{i_x}$= $\boldsymbol{i_y}$=4,71 см.

Гнучкість у площині ферми

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{4,71} = 127 < \lambda_{lim} = 400. \qquad (2.42)$$

Перевірка міцності за формулою (1.4.1) ДБН В.2.6-163:2010:

$$\frac{N}{A\,R_y\,\gamma_c} = \frac{393,8}{18,5\times 24\times 1} = 0,887 \qquad (2.43)$$

Запас міцності складає 11%.

Отже, запас стійкості складає 10%, а гнучкість стержня $\boldsymbol{\lambda_x}$=64 не перевищує граничної. Остаточно приймаємо переріз верхнього пояса з квадратної труби перерізом 100×4 мм.

Перерізи елементів гратки підбираємо аналогічним чином в середовищі Excel, урахувавши при цьому наступне:

– розрахункова довжина опорного розкосу дорівнює геометричній довжині, а для інших стиснутих стержнів - 0,9×l;

– з умови продавлювання стінок поясів ширина стержнів гратки приймається в межах 0,6 – 0,8 ширини пояса, тобто від 72 мм до 96 мм.

Результати підбору перерізів усіх стержнів наведені в таблиці 3.2. Опорний розкіс 2-6 перевантажений усього на 1%. Слабо навантажені стійки і розкоси з шириною перерізу 80 мм прийняті за їх шириною з умови продавлювання поясів. При спробі прийняти труби шириною 70 мм вияснено, що в сортаменті вони є з товщиною 4 мм, а площа їх перерізу більша, ніж у прийнятого 80×3 мм.

Таблиця 3.2. Підбір перерізів стержнів ферми

Елемент ферми	Стержні ферми	N, кН	Перерізі з гнутого профілю	Характеристики			Гнучкості				φ	γ_c	R_y, кН/см^2	Перевірка
				A, см^2	i_x, см	i_y см	λ_x	λ_y		[λ]				
Верхній пояс	1	113,0	100x4	22,90	4,66	4,66	64	64	2,20	180	1,000	1	24	0,000
	2	-314,8	100x4	22,90	4,66	4,66	64	64	2,20	140	0,851	1	24	0,673
Нижній пояс	3	183,7	100x4	18,50	4,71	4,71	127	127	4,35	400	1,000	1	24	0,414
Розкоси	4	-268,9	80x4	22,60	3,8	3,8	115	115	3,94	119	0,490	1	24	1,012
	5	192,1	80x4	9,20	2,46	3,66	160	108	5,48	400	1,000	1	24	0,870
	6	-115,4	80x4	12,20	3,07	3,07	129	129	4,39	150	0,395	1	24	0,999
	7	38,7	80x4	9,20	2,46	3,66	160	108	5,48	400	1,000	1	24	0,175
	8	-56,0	80x4	9,20	3,12	3,12	92	92	3,15	187	0,671	1	24	0,378
	9	-56,0	80x4	9,20	3,12	3,12	92	92	3,15	187	0,671	1	24	0,378

2.3.3. Розрахунок і конструювання вузлів ферми

Розрахунок проміжних вузлів зводиться до перевірки можливості приварювання стержнів гратки кутовими чи стиковими швами. Враховуючи невелику товщину стінок труб, приймаємо напівавтоматичне зварювання в середовищі вуглекислого газу дротом суцільного перерізу діаметром до 1,4 мм. Необхідні розрахункові параметри встановлюємо за ДБН В.2.6-163:2010:

- коефіцієнти форми шва β_f=0,7 і β_z=1,0 за табл. 1.12.2 ДБН;
- зварювальний дріт Св-08Г2С згідно таблиці Ж.1 ДБН;
- розрахунковий опір за металом шва R_{wf}=18 кН/см^2 за таблицею Ж.2 ДБН;
- розрахунковий опір за межею сплавлення $R_{wz}=0{,}45\times R_{un}=0{,}45\times 38=17{,}1$ кН/см^2.

Згідно з пунктом (1.12.1.16) ДБН визначаємо розрахунковий переріз зварних швів:

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0{,}7\times 18}{1{,}0\times 17{,}1} = 0{,}74 < 1 \qquad (2.44)$$

Тому надалі розрахунок усіх зварних швів ферми проводиться за металом шва по формулі (1.12.2). Згідно з рекомендаціями методичних вказівок, вимірюємо довжини швів по контуру обварювання стержнів l_w і визначаємо необхідні катети швів з урахуванням визначених раніше параметрів та зусиль у стержнях N за формулою

$$k_f = \frac{N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} \ . \qquad (2.45)$$

Розрахунки швів зведені до таблиці 3.3, де окрім обчисленого катета шва наведені також максимально допустимі катети $1{,}2\times \boldsymbol{t_{min}}$, визначені за меншою товщиною стінки $\boldsymbol{t_{min}}$ двох зварюваних елементів (пояса чи елемента гратки).

Таблиця 3.3. Зварні шви прикріплення стержнів ґратки квадратних труб

Елементи ферми	Стержні ґратки	***N*** кН	Переріз	l_w	Кутові шви		Стикові шви		
					k_f	$1{,}2\times t_{min}$	t	R_{wy}	Перевірка
Розкоси	4	-268,9	80x4	36	0,45	5,0			
	5	192,1	80x4	36	0,42	5,0			
	6	-115,4	80x4	36	0,24	5,0			
	7	38,7	80x4	36	0,22	5,0			
	8	-43,7	80x4	36	0,12	5,0			
	9	49,5	80x4	36	0,9	5,0			

З таблиці видно, що опорний розкіс слід приварювати швом катета 5 мм, усі інші елементи гратки – швами катетом 3 мм. Розкіс 2-7 кутовим швом приварити неможливо, тому вирішено збільшити його переріз до прямокутної труби 80x80x4 мм і приварити його швами катета 5 мм.

В якості прикладу на рисунку 3.2 зображений ескіз проміжного вузла № 2. Зверху на верхній пояс встановлена листова накладка шириною 100 мм, призначена для кріплення прогонів покрівлі. Інші вузли виконуються таким же чином, як показано на рисунку 3.2.

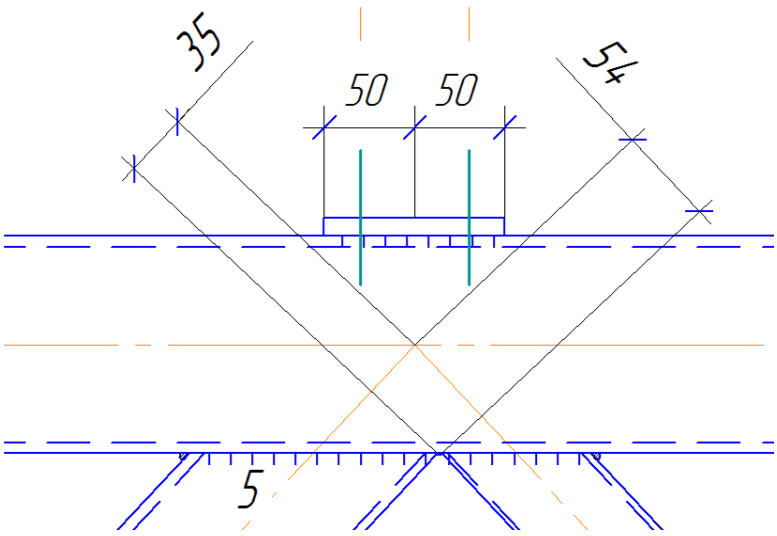


Рис. 3.2. Проміжний вузол № 2

Розрахунок і конструювання опорного вузла ферми виконано за рекомендаціями методичних вказівок [7]. На кресленні опорного вузла, виконаному в масштабі й наведеному на рисунку 3.3, вимірюємо довжину зварних швів, якими опорний фланець прикріпляється до вузла по контуру нижнього пояса та опорного розкосу: l_w=48 см.

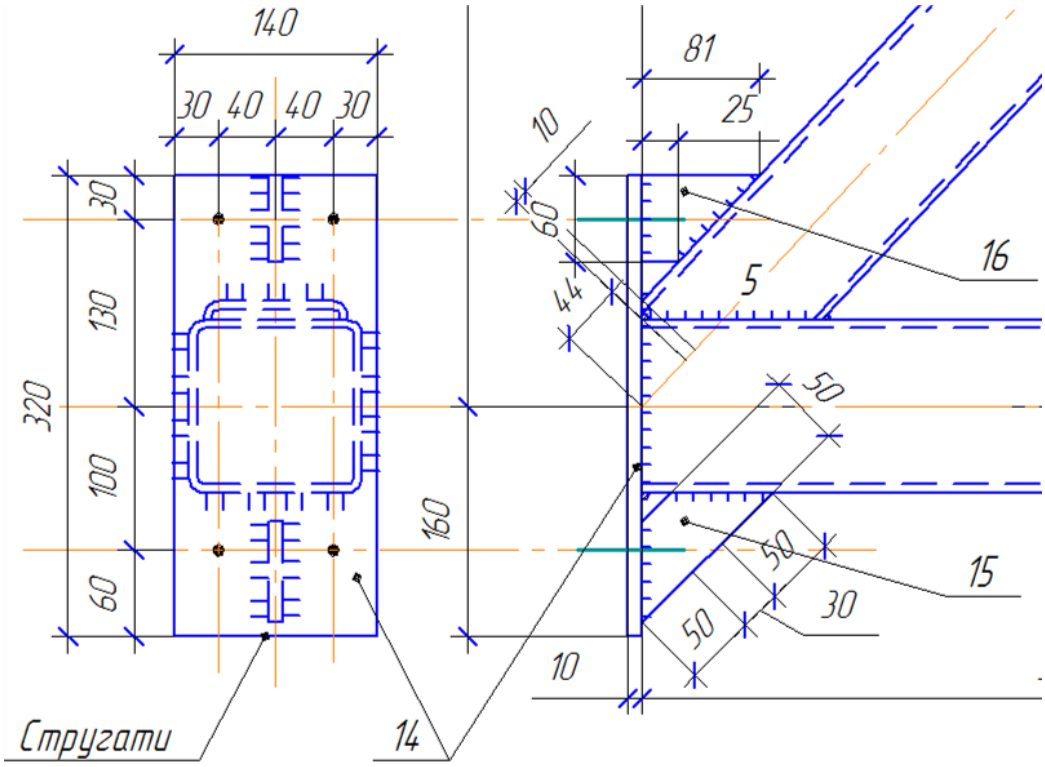


Рис. 3.3. Ескіз опорного вузли ферми

З урахуванням погонних навантажень на ригель, визначених у підрозділі 1.3, опорна реакція ферми дорівнює

$$Q_{max} = (q_{ПОСТ} + q_C) \times L/2 = (4{,}54 + 10{,}40) \times 24/2 = 179{,}3\,кН \qquad (2.46)$$

Катет шва, необхідний для кріплення опорного фланця, дорівнює

$$k_f = \frac{Q_{max}}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{179{,}3}{0{,}7 \times 48 \times 18 \times 1} = 0{,}296 \text{ см.} \qquad (2.47)$$

Приймаємо кутовий шов з катетом 3 мм, який може бути проварений на поясі з товщиною стінки 4 мм.

З урахуванням габариту нижнього поясу 120 мм приймаємо ширину опорного фланця $b_Ф$=140 мм. Болти для прикріплення надопорної стійки розмістимо зверху та знизу вузла. Тоді необхідна товщина фланця дорівнює

$$t_Ф = \frac{k\,Q_{max}}{b_Ф R_y \gamma_c} = \frac{1{,}5 \times 179{,}3}{14 \times 24 \times 1} = 0{,}80\,\text{см}. \qquad (2.48)$$

Приймаємо фланець з полоси перерізом 140×10 мм. Надопорну стійку виконуємо із зварного двотавра, переріз якого призначається конструктивно: полички з листів 140×6 мм та стінка з листа 228×6 мм. Фланець прикріплюється до надопорної стійки чотирма болтами діаметром 16 мм класу точності С та найменшого класу міцності 5.6. Прикріплення надопорної стійки до верхнього пояса виконуємо такими ж чотирма болтами до фланця перерізом 140×10 мм. Надопорна стійка прикріплюється до колони двома такими самими болтами.

Розрахунок і конструювання укрупнювального вузла ферми виконано за рекомендаціями методичних вказівок [7]. Передача зусилля здійснюється через фланці та високоміцні болти. Ескіз вузла наведено на рисунку 3.4.

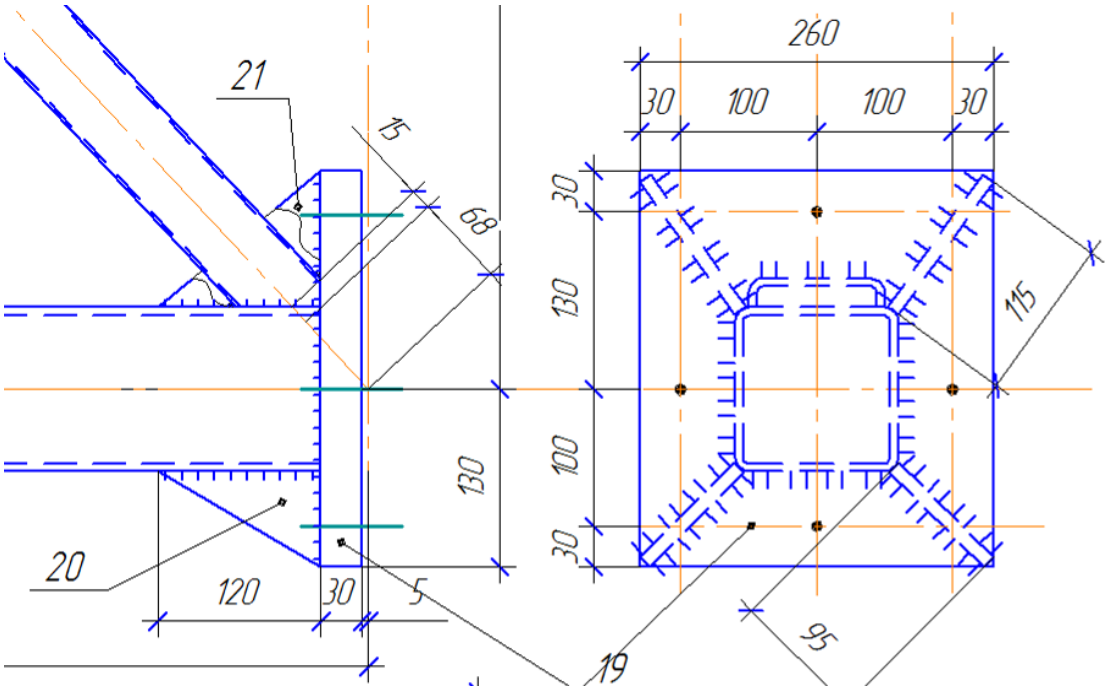


Рис. 3.3. Ескіз укрупнювального вузла нижнього пояса

Розрахунок вузла:

1. Зусилля у вузлі приймаємо рівним геометричній сумі зусиль в нижньому поясі $N_П$=393,8 кН та в розкосі 4–8 який примикає до вузла, $N_Р$=38,7 кН:

$$N = N_П + N_Р \times \cos(\alpha) = 393{,}8 + 38{,}7 \times 0{,}684 = 420{,}3 \text{ кН} \qquad (2.49)$$

Косинус кута нахилу розкоса визначений з трикутника за відомою довжиною стержнів ферми cos(α)=3000/4386=0,684.

2. Вимірюємо на ескізі довжину швів прикріплення фланця до пояса l_w=48 см і розраховуємо необхідний катет на зусилля N:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{420{,}3}{0{,}7 \times 48 \times 18 \times 1} = 0{,}694 \text{ см.} \qquad (2.49)$$

На нижній пояс із товщиною стінки 4 мм такий шов наварити не можна, тому приварку фланця до пояса підсилюємо чотирма ребрами жорсткості, показаними на ескізі вузла. Сумарна довжина швів кріплення фланця збільшується до l_w =4×(110+95+115)=1280 мм, а катет шва дорівнює

$$k_f = \frac{N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{420{,}3}{0{,}7 \times 128 \times 18 \times 1} = 0{,}26 \text{ см.} \qquad (2.50)$$

Остаточно приймаємо зварний шов катетом 3 мм.

3. Для з’єднання фланців приймаємо болти класу міцності 10.9, які за таблицею Ж.4 ДБН мають розрахунковий опір при розтягу R_{bt}=540 МПа. Необхідна сумарна площа нетто болтів дорівнює

$$A_n = \frac{N}{R_{bt} \gamma_c} = \frac{420{,}3}{54 \times 1} = 7{,}78 \text{ см}^2. \qquad (2.51)$$

Враховуючи умови розміщення болтів на фланці (місце під ключ) за таблицею Ж.8 ДБН вибираємо 4 болти діаметром 20 мм, які мають сумарну площу болта нетто $A_n=4\times A_{bn}=4\times 2,45=9,8$ см^2. Зусилля на один болт дорівнює $N_b=420,3/4=105$ кН.

4. Товщина фланця визначається з умов роботи на згин. За рекомендацією методичних вказівок товщину фланця розраховуємо за формулою:

$$t_Ф = \sqrt{\frac{6\,c\,N_b}{a\,R_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6\times 4\times 105}{11\times 24\times 1}} = 3,02 \text{ см.} \qquad (2.52)$$

Розмір a=110 мм прийнятий рівним відстані між ребрами жорсткості, а розмір c=40 мм відповідає місцю під ключ за таблицею В.7 методичних вказівок. Відстань від осі болта до краю фланця визначаємо за таблицею 1.12.3 ДБН: 1,3×d=1,3×24=31 мм. З округленнями приймаємо фланець товщиною 30 мм і шириною 260мм. Висота фланця визначається конструктивно з умови розміщення болтів.

Стик верхнього поясу працює на стиск, тому болти є конструктивними. Цей вузол виконується з такими ж розмірами та болтами, як і в нижньому вузлі.

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО ДОСЛІДНА РОБОТА

3.1 Дослідження граничного навантаження для сендвіч панелей

В цій частині дипломного проекту необхідно розглянути отримані результати від випробування сендвіч панелей.

Визначення руйнівного навантаження та жрсткості панелей металевих тришарових стінових та покрівельних з утеплювача мінвата і поліізіціанурат при натуральному випробувані навантаження.

Зразки:

1. Панель стінова **ТБСм,** довжиною 3300 мм. шириною 1180 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
2. Панель стінова **ТБСм,** довжиною 3200 мм. шириною 1180 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
3. Панель дахова **ТБДм,** довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
4. Панель дахова **ТБДм,** довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
5. Панель стінова **ТБСпу,** довжиною 3200 мм. шириною 1150 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
6. Панель стінова **ТБСпу,** довжиною 3200 мм. шириною 1150 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
7. Панель дахова **ТБДпу,** довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.
8. Панель дахова **ТБДпу,** довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм.

Технічні характеристики стінових панелей ТБСм

Товщина панелі мм	Ширина, панелі мм ТБСм	Довжина панелі, мм	Питома вага,кг/м^2	Приведений опір, Ro, м^2.кв.^{0}С/Вт
40	Від 1000 до 1200	Від 2000 до 14000	9,7	2,06
50			10,3	2,54
80			11,4	3,85
100			12,3	4,78
120			13,1	6,05
150			14,3	7,17
200			16,3	9,58

Коротка характеристика панелей

№	Найменування елементів панелі	Найменування матеріалу, позначення НД, постачальник	Коротка характеристика
1	Зовнішні обшивки	Сталь листова оцинкована з полімерним покриттям по ГОСТ … Далі постачальники сталі Допускається застосування листових матеріалів інших виробників, які за механічними показниками і зовнішній обробці не поступаються вищевказаним.	Товщина сталі: 0,45, 0,5, 0,55, 0,6, 0,63, 0,7, 0,8 Типові покриття: лицьова сторона: полівінілденфторид (PVDF), поліефірне (PE), епоксидне (EPO); пластизоль; поліуретанове покриття зворотний бік: поліефірне (PE), епоксидне (EPO)
2	Середній шар	Плита з мінеральної вати на синтетичному зв’язуючому марки сполучному марки IZOVAT SANDWICH 110 Допускається застосування інших видів теплоізоляційних матеріалів, які за фізико-механічними показниками не поступаються вищевказаним.	Плити відносяться до групи не горючих матеріалів по ГОСТУ
3	Клей	Клеї поліуретанові: Двохкомпонентна поліуретанова композиція назва клею та виробник Допускається застосування інших композицій, які по адгезійним якостям, не поступаються вищевказаним.	Двокомпонентна отверждающей (твердіюча, тужавлення) композиція з поліолів і ізоціанатів

Таблиця 1 – Перелік засобів вимірювальної техніки та випробувального обладнання

Найменування	Тип, марка	Характеристика	Розширена невизначенность/ похибка (клас)	Дата калібрування
1	2	3	4	5
Пірометр	Laserliner CondenseSpot Pro	Температура поверхні: (-40÷600) °С; ц.в. = 0,1°С Температура: (-10÷60) °С, ц.в. = 1 °С; Відносна вологість: (20÷90) %, ц.в. = 1 %	Температура поверхні: Т=20 °С: U=0,7 °С Температура: Т=18 °С: U=0,8 °С Відносна вологість: W=35 %: U=1 % W=59 %: U=1 % W=81 %: U=1 %	28.11.2019 р.
Рулетка металева	Р10У3Д	діапазон: (0÷10000) мм ц.п.: 1 мм	U(0-10 м) = 0,2 мм Δ = ± 0,5 мм	28.05.2019 р.
Штангенциркуль з цифровим відліковим пристроєм	ШЦЦ-І-150-0,01	діапазон: (0÷150) мм ц.в.: 0,01 мм	21,20 мм: U=0,017 мм Δ = ± 0,03 мм	28.05.2019 р.
Пристрій силовимірювальний	датчик SBA-5T індикатор WE 2110	діапазон: (0÷5000)кгс ц.в.: 1 кгс	U(5,0-50,0 кН) = 0,364% Δ = ± 1,0 %	26.06.2019 р.
Прогиномір (комплект 2 шт.)	6-ПАО	діапазон (0÷100) мм, ц.п.: 0,01 мм	U(0-100 мм) = 0,3 мкм Δ = ± 0,5 мм	25.09.2019 р.
Індикатор годинникового типу	ИЧ-10	діапазон (0÷10) мм, ц.п.: 0,01 мм	U(0-10 мм) = 6,4 мкм Δ = ± 0,5 мм	28.05.2019 р.
Ваги промислові	ТВ1-15-1	діапазон: (0÷15) кг, ц.в.: 1 г	4 кг: U=0,000 кг 7 кг: U=0,002 кг 11 кг: U=0,002 кг	07.08.2019 р.

3.2 Умови проведення випробування

- Температура, С° 21-22
- Атмосферний тиск, мм рт. ст. 755-759
- Вологість, % 53-58

Метод випробування – ДСТУ Б В.2.6-70:2008, ДСТУ Б В.2.6-71:2008, також при підготовці та в процесі випробування враховані вимоги ДСТУ Б В.2.6-795.

Судь методу - поетапне навантаження зразка панелі до руйнування з вимірюванням прогину на кожному етапі випробування.

Випробування панелей проводиться по схемі навантаження у горизонтальному положенні. Для стінових панелей рпри випробуванні по цій схемі (на робоче експлуатаційне положення) додатково враховувати вплив навантаження від власної ваги. Жорсткість конструкції оцінено по граничному

прогину. Граничний горизонтальний прогин панелей згідно п. 7.4 ДСТУ Б В.1.2-3:2006 не повинно перевищувати 1/200 прогину конструкції.

Граничний вертикальний прогин покрівельних панелей згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 повинно перевищувати 1/150 прогину конструкції.

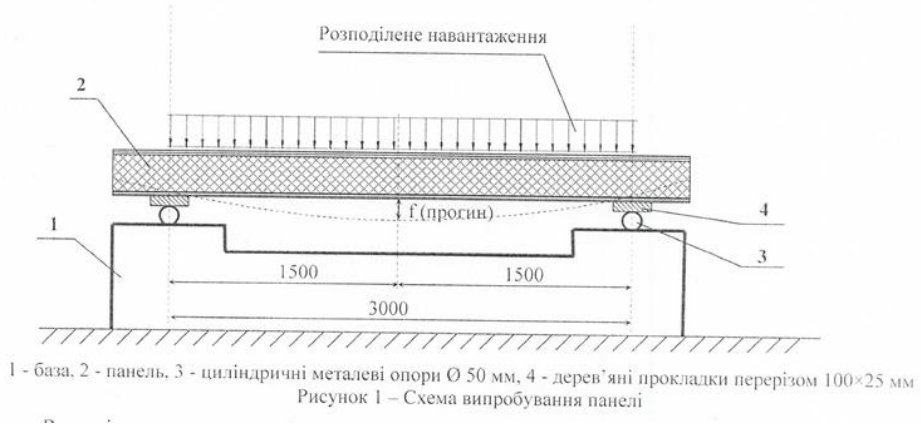


Рис.4.1. Схема випробування панелей

Вантажі та порядок навантаження Для створення розподіленого навантаження використані штучні вантажі-попередньо зважені зразки бетону кубічної форми вагою (8±0,2) кг. Порядок укладання штучних вантажів рядами по 4-8 шт. від опор до середини конструкції.

Навантаження проведено етапами, навантаження кожного етапу прийняте не більше 20% від розрахункового руйнівного навантаження. Під кожним етапом конструкція витримується 15-20 хв. Під часвитримки визначені показники вимірюються приладами.

Вимірювальні прилади:

Для вимірювання прогину панелей змонтовані прилади: індикатори годиникового типу ИЧ-10 (на опорах) та прогиноміри : 6 ПАО (в середені прогину панелі) для вимірювання конструкції з урахуванням деформації осідання опори.

3.3 Фізичні випробування зразків

1. Панель стінова ТБСм, довжиною 3300 мм. шириною 1180 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 110 кг/м.куб власна вага 96 кг.

Назва показників \ № етапу	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Навантаження, кгс	96	192	416	568	856	1008	1200	1388	1584	1776	1872	1880
Навантаження, кгс/м²	27	54	118	160	242	285	339	392	447	502	529	531
Прогин, мм	*1,50*	*2,44*	*4,67*	*5,85*	*7,44*	*8,42*	*9,59*	*11,03*	*12,20*	*13,42*	*14,87*	руйнування

Примітка: етап №1 – власна вага панелі

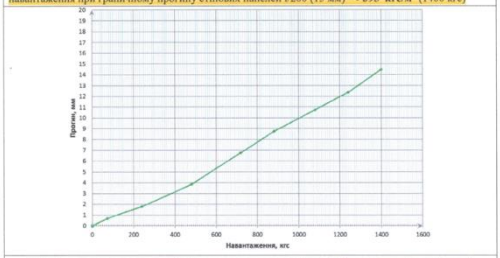
Результати випробувань: руйнівне навантаження – **531 кгс/м²** (1880 кгс)
навантаження при граничному прогину стінових панелей l/200 (15 мм) – **>529 кгс/м²** (1872 кгс)

2. Панель стінова ТБСм, довжиною 3200 мм. шириною 1180 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 110 кг/м.куб власна вага 74 кг.

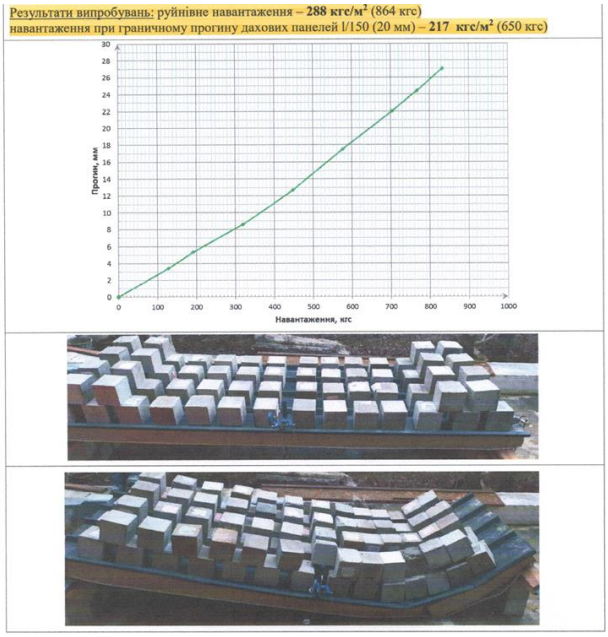
Назва показників \ № етапу	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Навантаження, кгс	74	240	480	720	880	1080	1240	1400	1480
Навантаження, кгс/м²	21	68	136	203	249	305	350	395	418
Прогин, мм	0,70	*1,77*	*3,85*	*6,76*	*8,74*	*10,73*	*12,37*	*14,50*	*руйнування*

Примітка: етап №1 – власна вага панелі

Результати випробувань: руйнівне навантаження – **418 кгс/м²** (1480 кгс)
навантаження при граничному прогину стінових панелей l/200 (15 мм) – **>395 кгс/м²** (1400 кгс)

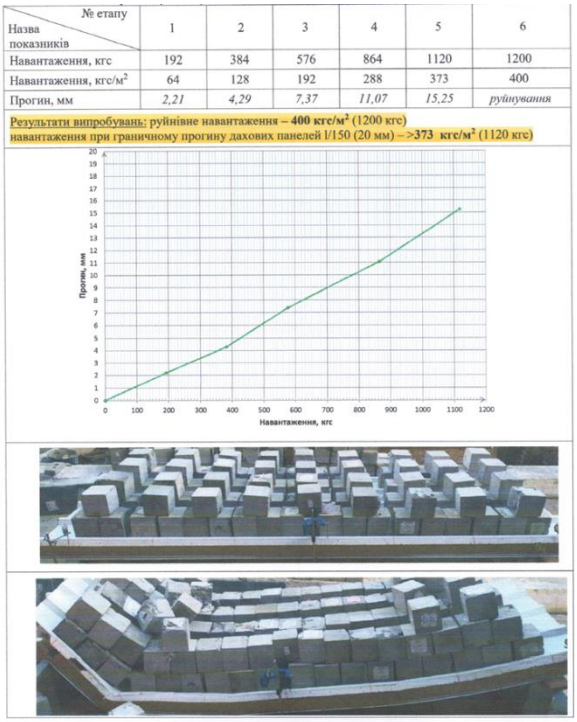


3. Панель дахова ТБДм, довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 110 кг/м.куб власна вага 80 кг.



4. Панель дахова ТБДм, довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 110 кг/м.куб власна вага 62 кг.

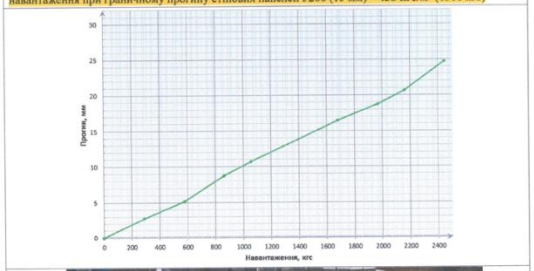
№ етапу / Назва показників	1	2	3	4	5	6
Навантаження, кгс	192	384	576	864	1120	1200
Навантаження, кгс/м²	64	128	192	288	373	400
Прогин, мм	*2,21*	*4,29*	*7,37*	*11,07*	*15,25*	*руйнування*

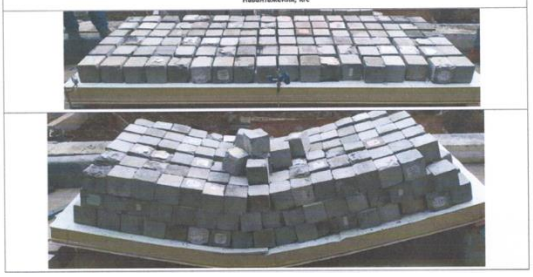


5. Панель стінова ТБСпу, довжиною 3200 мм. шириною 1150 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 40 кг/м.куб власна вага 47 кг.

№ етапу / Назва показників	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Навантаження, кгс	288	576	864	1056	1680	1968	2160	2448	2512
Навантаження, кгс/м²	83	167	250	306	487	570	626	710	728
Прогин, мм	*2,78*	*5,16*	*8,75*	*10,69*	*16,45*	*18,72*	*20,65*	*24,71*	руйнування

Результати випробувань: руйнівне навантаження – **728 кгс/м²** (2512 кгс)
навантаження при граничному прогину стінових панелей 1/200 (15 мм) – **438 кгс/м²** (1510 кгс)

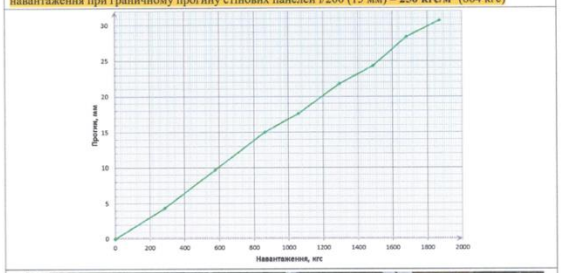




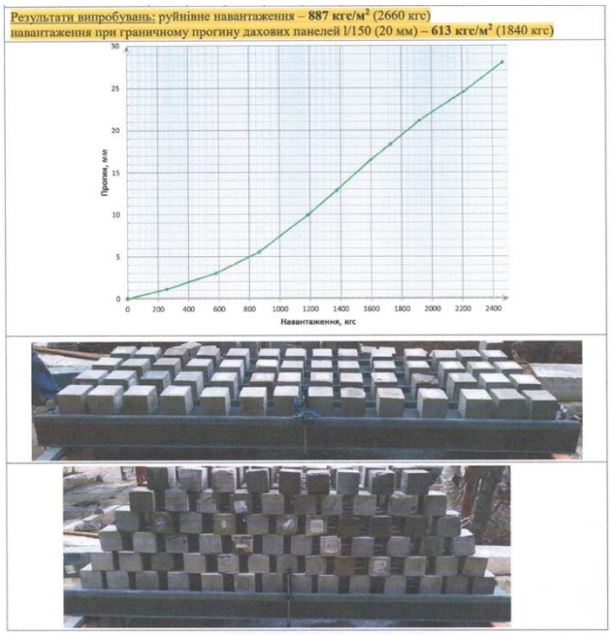
6. Панель стінова ТБСпу, довжиною 3200 мм. шириною 1150 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 40 кг/м.куб власна вага 43 кг.

№ етапу / Назва показників	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Навантаження, кгс	288	576	864	1056	1296	1488	1680	1872	2064
Навантаження, кгс/м²	83	167	250	306	376	431	487	543	598
Прогин, мм	*4,39*	*9,67*	*15,01*	*17,56*	*21,82*	*24,29*	*28,31*	*30,70*	*руйнування*

Результати випробувань: руйнівне навантаження – **598 кгс/м²** (2064 кгс)
навантаження при граничному прогину стінових панелей 1/200 (15 мм) – **250 кгс/м²** (864 кгс)

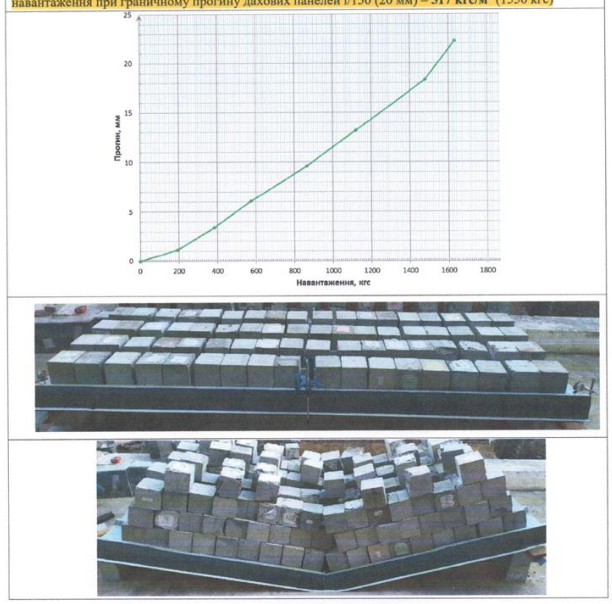


7. Панель дахова ТБДпу, довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 150 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 40 кг/м.куб власна вага 44 кг.



8. Панель дахова ТБДпу, довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 100 мм. Товщина листів облицювання 0.5 мм. Середня густина утеплювача 40 кг/м.куб власна вага 39 кг.

№ етапу / Назва показників	1	2	3	4	5	6	7	8
Навантаження, кгс	192	384	576	864	1120	1480	1632	1856
Навантаження, кгс/м²	64	128	192	288	373	493	544	619
Прогин, мм	*1,13*	*3,41*	*6,08*	*9,61*	*13,18*	*18,31*	*22,24*	*руйнування*



3.4 Результати випробування зразків

Таблиця 2. Збір результатів

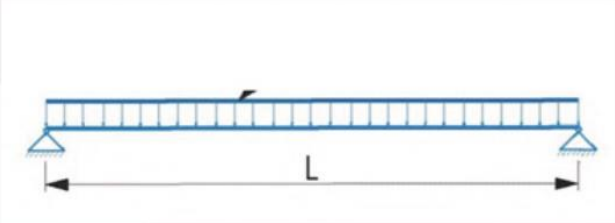
№1	**Найменування**	**Розрахунковий прогин**	**Руйнівне навантаження кгс/м² (кгс)**	**Навантаження при граничному прогині кгс/м² (кгс)**
1	Панель стінова ТБСм, довжиною 3300 мм. шириною 1180 мм. товщиною 150 мм.	3000	529 (1880)	531 (1872)
2	1. Панель стінова ТБСм, довжиною 3200 мм. шириною 1180 мм. товщиною 100 мм.	3000	418 (1480)	395 (1400)
3	Панель дахова ТБДм, довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 150 мм.	3000	288 (864)	217 (650)
4	Панель дахова ТБДм, довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 100 мм.	3000	400 (1200)	373 (1120)
5	Панель стінова ТБСпу, довжиною 3200 мм. шириною 1150 мм. товщиною 150 мм.	3000	728 (2512)	438 (1510)
6	Панель стінова ТБСпу, довжиною 3200 мм. шириною 1150 мм. товщиною 100 мм.	3000	598 (2064)	250 (864)
7	Панель дахова **ТБДпу,** довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 150 мм.	3000	887 (2660)	613 (1840)
8	Панель дахова **ТБДпу,** довжиною 3200 мм. шириною 1000 мм. товщиною 100 мм.	3000	619 (1856)	517 (1550)

3.5 Висновки і узагальнення за результатами дослідження

Данне дослідження дозволяє отримати ряд реальних данних на основі яких розробляються розрахункові нагрузки на сендвіч панел. Їх результат дає можливість сформувати таблиці нагрузок наприклад як Таблиця 3. Що я важливим для оптимального підбору елементів металокаркасу. І дозволяє багатьм проектам більш точно розраховувати каркас майбітніх будівель.

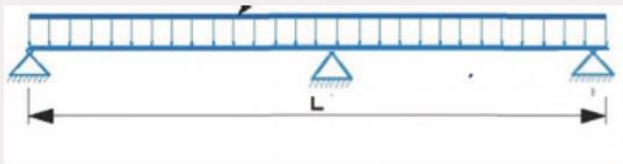
Таблиця 3. Нарузки стіни PIR, PUR, Нагрузки дах PIR, PUR

Стіна Pir, Pur.



Товщина панелі, мм	Несуща здатність при рівномірному навантаженні панелі, кгс/м.кв Довжина прогона, м					
	1,5	2	2,5	3	3,5	4
60	670	480	370	302	260	220
80	720	515	400	320	270	228
100	855	605	460	360	305	254
120	945	680	501	412	335	290
150	1102	787	580	465	385	310
200	1315	915	680	502	402	320
240						

Дах Pir, Pur.



Товщина панелі, мм	Несуща здатність при рівномірному навантаженні панелі, кгс/м.кв Довжина прогона, м					
	1,5	2	2,5	3	3,5	4
60	750	510	420	340	300	245
80	830	580	450	370	310	260
100	980	650	500	425	350	302
120	1050	720	580	465	390	338
150	1180	830	650	515	445	364
200	1300	940	700	585	452	340
240						

РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ В ГАЛУЗІ

5.1 Державна законодавча база з питань охорони праці

В Основному Законі — Конституції України (ст. 43) зазначено: "Кожен має право на належні, безпечні й здорові умови праці, на заробітну плату, не нижчу від визначеної законом"; "Використання праці жінок і неповнолітніх на небезпечних для їхнього здоров'я роботах забороняється". "Кожен, хто працює, має право на відпочинок" (ст. 45).

Зазначені права реалізуються шляхом виконання вимог, викладених у Кодексі законів про працю, а також Законах: "Про охорону праці", "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності", "Про охорону здоров'я", "Про пожежну безпеку", "Про забезпечення санітарного та епідеміологічного благополуччя населення", "Про використання ядерної енергії та радіаційний захист", "Про охорону навколишнього природного середовища", "Про колективні договори і угоди", "Про дорожній рух", "Про поводження з радіоактивними відходами". Положення цих Законів конкретизуються у відповідних правилах, стандартах, нормах,
інструкціях та інших нормативно-правових актах, перелік яких наведений в "Державному реєстрі нормативних актів з охорони праці".

Закон "Про охорону праці" поширюється на всіх юридичних та фізичних осіб, які відповідно до законодавства використовують найману працю, та на всіх працюючих.

Таким чином, у Законі "Про охорону праці" реалізована концепція управління охороною праці в державі, яка полягає в пріоритеті життя і здоров'я працівників і запровадженні плати за ризик (шкідливі й важкі умови праці, штрафив санкцій)-як важелі здійснення державної політики принцип добровільності прийняття ризику, тобто ніхто не має права наражати людину

на ризик без її згоди. Одночасно встановлений принцип правового регулювання ризику шляхом створення нормативно-правових актів, які визначають систему заборон і норм попередження нещасних випадків і профзахворювань. Розроблений порядок доступності й відкритості інформації з питань охорони праці.

У Законі передбачені механізми запобігання шкоди людині й суспільству, відшкодування завданого збитку, закладені правові норми управління охороною праці, котрі забезпечують організаційно-господарську та наглядову діяльність шляхом визначення повноважень, прав і відповідальності господарських органів,
а також органів місцевого самоврядування і виконавчих органів влади.

Однак останнім часом вимоги щодо охорони праці часто недотримуються підприємствами різних організаційно-правових форм, що використовують працю найманих робітників. Зумовлюється це насамперед важким економічним становищем держави, а також іншими об'єктивними і суб'єктивними причинами, зокрема: спрацюванням основних виробничих фондів; відсутністю зацікавленості власників у поліпшенні умов і безпеки праці; некомпетентністю більшості персоналу в питаннях охорони праці; низькою трудовою і технологічною дисципліною; недостатньою роллю органів нагляду і контролю за дотриманням законодавства про працю й охорону праці.

5.2 Охорона праці і техніка безпеки при виготовленні виробів з метало конструкцій.

Для попередження нещасних випадків при зварюванні необхідно дотримуватися таких правил техніки безпеки:

Для захисту очей необхідно працювати із запобіжним щитком або в шоломі зі вставленими в них темними скельцями. Зварювальник повинен працювати в брезентової одязі, що захищає тіло від опіків, і в гумовому взутті, що попереджає ураження електричним струмом. Одяг і взуття повинні бути

сухими. Під ноги слід стелить гумовий килимок, а при роботі сидячи користуватися дерев'яним табуретом. Зварювальні пости повинні бути огороджені перегородками для попередження пожежі від розплавлених крапель. Зварювання на відстані менше 5 м від горючих або вибухових матеріалів забороняється. Допоміжним робочим, бере участі у здійсненні процесу зварювання, повинні видаватися ручні щитки із захисними червоними або зеленими скельцями. Зварникові забороняється виконувати будь-який ремонт зварювальної апаратури. При використанні балонів із стисненими газами необхідно дотримуватися встановлених заходів безпеки: не кидати балони, не встановлювати їх поблизу нагрівальних приладів, не зберігати разом балони з киснем та горючими газами, балони зберігати у вертикальному положенні. При замерзанні вологи в редукторі балона з СО 2 відігрівати його тільки через спеціальний електричний обігрівач або обкладаючи ганчірками, намоченими в гарячій воді. Категорично забороняється відігрівати будь балони із стисненими газами відкритим полум'ям, оскільки це майже неминуче призводить до вибуху балона.

При зварюванні в захисних газах, крім дотримання заходів, спільних для всіх способів зварювання, необхідно враховувати, що вуглекислий газ і аргон в 1,5-2 рази важчий за повітря. Ці гази можуть накопичуватися в нижній частині відсіку, приміщення, у зв'язку з чим пристрою витяжної вентиляції потрібно встановлювати не тільки в зоні дихання зварника, але і в нижній частині приміщення. Викидати повітря потрібно за межі робочих зон. Потужність витяжної вентиляції на 1 кг наплавленого металу не менше 150 м3/ч.

Безпечне поводження з газовими балонами та їх зберігання. При поводженні з газовими балонами та їх зберіганні рекомендується дотримуватися наступні практичні заходи. При транспортуванні і складуванні необхідно додатково приймати до уваги вказівки офіційних органів. До поводження з газовими балонами допускати тільки осіб, які мають достатній

досвід і кваліфікацію. Газовий балон являє собою посудину під високим тиском і з ним необхідно звертатися обережно.

Ніколи не знімати і не псувати етикетки, прикріплені виробником на балонах. До того як використовувати балон, переконатися в правильному його вмісті.До того як використовувати газ, ознайомитися з його властивостями і ризиком, пов'язаним з його використанням.

У разі невпевненості в правильному поводженні з яким-небудь газом, зв'язатися з виробником газу. Завжди користуватися захисними рукавичками.
Чи не піднімати балон за ковпак і кришку.

Для переміщення балонів завжди користуватися візком або ящиками для балонів.

При переміщенні балона захисний ковпак повинен завжди перебувати на своєму місці.

Для виявлення витоків використовувати мильний розчин.
Завжди користуватися регулятором тиску, призначеним для даного газу. Використовувати вставки заборонено. Перед підключенням обладнання до балона, перевірити його правильний клас тиску. Запобігти зворотний потік газу в балон (напр., зворотним клапаном), перш ніж підключати балон. Вентиль балона відкривати повільно.
Ніколи не нагрівати газовий балон.
Подача газу з балона в інший балон заборонена.

Ніколи не використовувати балон в якості ковзанки або робочої підставки. Утримувати вентиль балона і обладнання чистими від масла і бруду.
Не допускати падіння балонів.

Захистити балони від механічних ударів.
Завжди, коли балони не використовуються, закривати вентиль.
З порожніми балонами завжди звертатися як з повними.
У разі пошкодження балона в роботі, він повинен бути чітко замаркований і повернений постачальнику. Ні в якому разі не намагатися ремонтувати балон

або приховувати дефекти, оскільки це може викликати ризик небезпеки для інших. Балони повинні зберігатися у відведеному для них добре вентильованому місці.

Балони зберігати в приміщенні з відсутністю ризику пожежі і розташованому далеко від джерел тепла і спалаху.

Склад балонів повинен утримуватися в порядку з дозволом доступу в нього тільки уповноваженим особам. Територія повинна бути чітко зазначена належними щитами. Куріння і відкрите полум'я на складі та поблизу нього заборонені.

Газові балони повинні зберігатися у вертикальному положенні. Вентилі балонів повинні бути добре закриті з установленим на місце ковпаками. Порожні балони зберігати окремо від повних.

На складі балони з різними видами газів зберігати окремо від інших.

Заходи при пожежі:

викликати пожежну охорону.

забезпечити евакуацію території.

якщо можливо, прибрати балони із зони пожежі.

за відсутності можливості вивезення балонів, охолоджувати балони водою із захищеного місця.

чітко позначити балони, потерпілі пожежа, і повідомити постачальнику.

Під час виконання зварювальних робіт на необладнаних робочих місцях завжди існує потенційна небезпека пожежі і ризик отримання травм, тому ставляться підвищені вимоги щодо безпеки, основними з яких є такі:

- робіти з електродугового та плазмового зварювання в будівлях виконують у спеціально для цього відведених, обладнаних вентиляційними установками приміщеннях, площа яких задовольняє вимоги СНІП;
- під час робіт на електрозварювальних установках забезпечують вимоги електробезпеки відповідно до Правил безпечної експлуатації електроустановок споживачів [73];
- електрозварювальники повинні мати кваліфікаційну групу з техніки безпеки

не нижче II;

- зварювальні установки, допоміжні прилади і апарати до них, які установлюють на відкритому повітрі, мають бути у бризкопилозахисному виконанні, а над ними необхідно спорудити навіси з негорючих матеріалів, за відсутності навісів роботи зі зварювання під час дощу або снігопаду повинні бути припинені;
- зварювання в закритих посудинах виконують не менше двох осіб, одна особа знаходиться при цьому зовні зварюваної посудини для контролю за безпечним виконанням робіт зварювальником. Електрозварювальна установка має бути обладнана пристроєм автоматичного відключення напруги холостого ходу або обмеження її до 12 В з витримкою часу не більше 0,5 с;
- рециркуляція повітря в приміщеннях для зварювання металів не дозволяється.

Захисне заземлення – свідоме електричне з’єднання з землею чи її еквівалентом металевих частин електроустаткування. Вимоги до захисного заземлення викладено в ГОСТ 12.1.030-81 «ССБП. Електробезпека. Захисне заземлення, занулення». Зміни 1987.

Дотик до незахищеного корпусу, який виявився під напругою, рівнозначний однофазному ввімкненню людини в електричну мережу. Мета заземлення – понизити до безпечної величини напругу відносно землі на металевих частинах електроустаткування, які випадково виявилися під напругою, і цим усунути небезпеку ураження людей електричним струмом.

В установках напругою до 1000 В опір захисного заземлення в будь-яку пору року не повинен перевищувати 4 Ом (з потужністю джерела струму 100 кВА і менше опір заземлення допускається не більше 10 Ом). Оскільки опір заземлення значно менший за опір тіла людини (1000 Ом), то у випадку її дотику до пошкодженого електроустаткування найбільший за величиною струм пройде через заземлюючий пристрій. При цьому в найнесприятливішому випадку, коли опір тіла і взуття рівні нулю, через тіло людини пройде струм :

$$J = \frac{1{,}73U_{\bar{E}}}{3R_T + 3R_{\text{ç}}\frac{R_T R_{\text{ç}}}{R_{\text{Ç}}}} 1000, \text{ì À},$$

де $U_Л$ – лінійна напруга в мережі, В;

$R_Т$, $R_{ІЗ}$, $R_З$ – відповідно опір тіла людини, ізоляції провідників електричної мережі та заземлюючого пристрою, Ом.

Приймаючи $U_Л$ = 380 В; $R_{ІЗ}$ = 500000 Ом; $R_З$ = 4 Ом; $R_Т$ = 1000 Ом, знаходимо J = 0,005 мА. Такий за величиною струм безпечний для людини.

Заземлюючим пристроєм називається сукупність заземлювачів – металевих провідників, які з'єднані з землею, і заземлюючих провідників, які з'єднують заземлювані частини електроустаткування з заземлювачами.

Через пошкодження ізоляції електроустановок на їх металевих конструкціях може з'явитися напруга, що створить небезпеку ураження людей електрострумом. Для запобігання електротравматизму при пошкодженні електрообладнання застосовують: захисне заземлення, занулення, захисне відмикання, малу напругу, подвійну ізоляцію та ін.

Захисне заземлення — навмисне електричне з'єднання металевих не струмоведучих частин електроустановки, які можуть опинитися під напругою, із заземлюючим пристроєм.

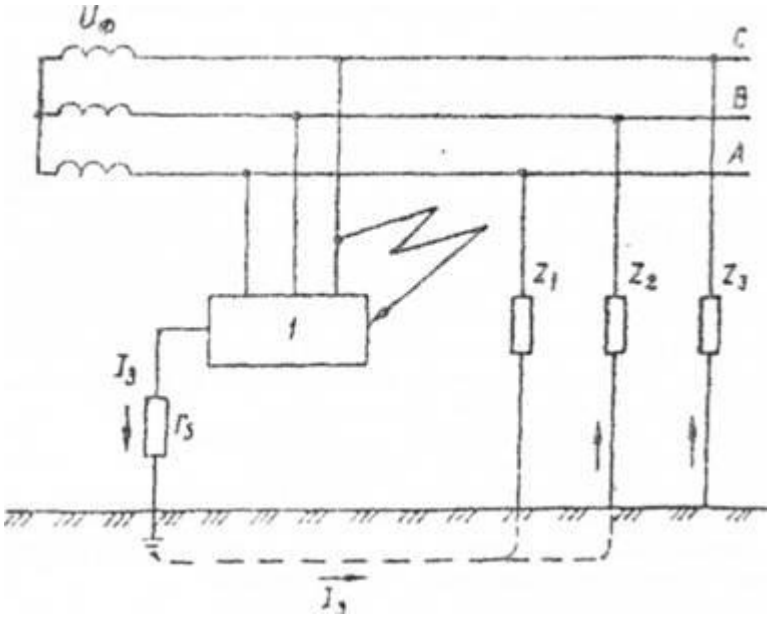


Рис. Принципова схема захисного заземлення: 1 - корпус електроустановки; 2г- опір ізоляції фаз відносно землі; г3 - опір заземлення корпусу електроустановки; І3 - струм замикання на землю.

Максимально допустимий опір захисного заземлення визначається умовами виробництва, напругою, значенням сили струму короткого замикання на землю. Згідно "ПУБ- 86" опір заземлення електроустаткування напругою до 1000 В не повинен перевищувати 4 Ом (при потужності джерел струму до 250 кВ • А - не більше 10 Ом), в установках напругою вище 1000 В - не більше 0,5 Ом. На відкритих гірничих роботах максимальний допустимий опір заземлення становить 4 Ом, на підземних гірничих роботах - 2 Ом

Заземлюючий пристрій звичайно розташовують по периметру виробничого приміщення (контурний), що більш ефективно, або збоку (виносний). Він являє собою сукупність заземлювачів — забитих у грунт металевих стержнів або труб, з’єднаних між собою зварюванням з горизонтальною шиною або круглим провідником, переріз якого не менший 100 мм^ (рис. 5.8). Глибина траншеї має бути більшою за глибину промерзання грунту у даній місцевості. До корпусів електрообладнання провідники занулення (заземлення) прикріплюються болтами з контргайками

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дипломному проекті було запроектовано “Проект цеху переробки прордуктів в м. Южне з дослідженням навантаження для сендвіч панелей”

Для досягнення поставленої мети було розглянуто умови району будівництва, об’ємно-планувальне рішення, архітектурно-конструктивне рішення, було представлено ряд зразків які випробували на руйнування.

Також в проекті було проведено розрахунок і конструювання металевої ферми ФМ-1, ФМ-2, розрахунок і конструювання металевих колон К-1, К-2. виконано відбір розмірів фундаментів та визначення несучої здатності грунтів.

Важливим питанням в підборі конструктиву ферм, її розрахунку, є збір нагрузок, для ефективного розрахунку рівномірно розподіленого навантаження на ферму нагрузки від ваги прогонів і покрівлі. Необхідно знати який крок прогонів необхідно підібрати. Для цього необхідно знати не тільки яка снігова нагрузка діє на дахову панель а і при якій нагрузці відбувається її деформація і руйнування. Аналогічна інформація відноситься і до стінових панелей. Також необхідно розуміти з яким кроком необхідно влаштувати колони, прогони або фахверкові колони. Усь інформацію даного типу отримують із таблиць “Рівномірно розподілені нагрузки на панелі”
Які характерезуються двома основними характеристиками:

1) товщина панелі,
2) відстань між опорами

Якщо в розрахунку вважати еталонні значення, наприклат по замовчуванню приймається еталонна плотність наповнювача і товщина листів металу.

Відповідно підібравши по цих двох параметрах цікаві нам варіанти ми бачимо яке рівномірно розподілене навантаження даний варіант витримує. І уже виходячи з необхідного вітрового, або снігового навантаження яке

передбачене для розрахункового проекту ми вибираємо чи підходить намданний вид панелей.

В данному дипломному проекті ми розглянули методику фізичних випробувань спосіб їх проведення на основі яких і формуються таблички з розрахунковою рівномірно розподіленою нагрузкою.

А також отримали результати данні, що показують при якій фізичному навантаженні відбувається руйнування руйнування панелей. Що може бути необхідним для подальших науково дослідних робіт.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН В.1.2-14-2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007.

3. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. К.: Мінрегіонбуд України, 2010.

4. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.

5. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е. И. Беленя,

В. А. Балдин, Г. С. Веденников и др. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.

6. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций. К.: Будівельник, 1984. 366 с.

7. Металеві конструкції. Методичні вказівки до виконання курсової роботи "Проектування сталевого каркасу одноповерхової будівлі" для студентів спеціальності "Промислове та цивільне будівництво" усіх форм навчання. Укладач Пашинський В.А. – Кіровоград: КНТУ, 2011. - 64 с.

8.Байков, В.Н. Железобетонные конструкции [Текст] / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 766 с.

9. Будівельне матеріалознавство підручник / за ред. П. В. Кривенко, К. К. Пушкарьова, В. Б. Барановський та ін. - 3-те вид, перероб. та доп. - К. : Ліра, 2012. – 620 с.

10. Строительные краны [Текст]: справочник / В.П. Станевский, В.Г. Моисеенко, Н.П. Колесник, В.В. Кожушко; под общ. ред. В.П. Станевского. – К.: Будівельник, 1984. – 240 с.

11. Черненко, В.К. Технологія будівельного виробництва / В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко та ін. – К.: Вища школа, 2002. – 430 с.

12. ДБН А.3.2-2-2009. ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення - На заміну СНиП III-4-80; Введено в дію з 01.04.2012 р. - К.: Мінрегіонбуд України, 2012. - 116 с.

13. ДБН В.1.2-2:2006. СНББ. Навантаження і впливи. Норми проектування - На заміну СНиП 2.01.07-85; Введено в дію з 01.11.2007. - К.: Мінбуд України, 2006. - 75 с.

14. ДБН В.2.2-9-2009. Громадські будинки та споруди. Основні положення– На заміну ДБН В.2.2-9-99; Введено в дію з 01.10.2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 50 с.

15. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення - На заміну СНиП II-22-81; Введено в дію з 01.09.2011 р. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. - 97 с.

16. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель - На заміну СНиП II-3-79; Введено в дію з 01.04.2007. - К.: Мінбуд України, 2006. - 66 с.

17. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції: Основ. положення] – На заміну СНиП 2.03.01-84*; Введено в дію з 01.07.2011 р. - К.: Укрархбудінформ, 2011. - 70 с.

18. ДБН Д.2.2-11-99. Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник Полы. - Введено в дію з 01.01.2000. - К.: Госстрой Украины, 2000. - 29 с.

19. ДБН Д.2.2-12-99. Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник Кровли .- Введено в дію з 01.01.2000. - К.: Госстрой Украины, 2000. - 21 с.

20. ДБН Д.2.2-15-99. Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник Отделочные работы [Текст]. - Введено в дію з 01.01.2000. - К.: Госстрой Украины, 2000. - 107 с.

21. ДБН Д.2.2-1-99. Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник Земляные работы [Текст]. - Введено в дію з 01.01.2000. - К.: Госстрой Украины, 2000. – 177с.

22. ДБН Д.2.2-8-99. Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник Конструкции из кирпича и блоков [Текст]. - Введено в дію з 01.01.2000. - К.: Госстрой Украины, 2000. – 37 с.

23. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія [Текст] - Введено в дію з 01.11.2011. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.