

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

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: «Проект реконструкції цеху з виготовлення фанери в
Костополі з дослідженням дахової конструкції».

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

(шифр і назва спеціальності)

	<u>Дзьоба В.М.</u> (підпис)	<u>Дзьоба В.М.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Каспрук В.Б.</u> (підпис)	<u>Каспрук В.Б.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>Данильченко С.М.</u> (підпис)	<u>Данильченко С.М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>Ясній В.П.</u> (підпис)	<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>Заєць М.Т.</u> (підпис)	<u>Заєць М.Т.</u> (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

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Дзьобі Василю Михайловичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Проект реконструкції цеху з виготовлення фанери в Костополі з дослідженням дахової конструкції»

Керівник роботи Каспрук Володимир Богданович, 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. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1. Архітектурно - будівельний	8
1.1 Вступ.....	8
1.2 Вихідні дані для проектування	8
1.3 Технологічний процес виробництва	9
1.4 Генеральний план.....	9
1.5 Об'ємно - планувальне рішення.....	10
1.6 Архітектурно - конструктивне рішення будівлі і його елементи	11
1.6.1 Фундамент	12
1.6.2 Фундаментні балки	12
1.6.3 Колони.....	13
1.6.4 Фахверк перші колони 30КШ 1	14
1.6.5 Підкранові сталеві балки.....	15
1.6.6 Ферма.....	16
1.6.7 Прогони	17
1.6.8 Зв'язки.....	17
1.6.10 Вікна	18
1.6.11 Розсувні ворота.....	19
1.6.12 Підлога	20
1.6.13 Покрівля	20
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний	21
2.1 Розрахунок колони.....	21
2.1.1 Вихідні дані	21

2.1.3 Підбір перерізу верхньої частини колони.	22
2.1.4 Перевірка місцевої стійкості поясів.....	23
2.4.5 Перевірка місцевої стійкості стінки.....	23
2.1.6 Перевірка стійкості колони в площині дії моменту	25
2.1.7 Перевірка стійкості колони із площини дії моменту	26
2.1.8 Підбір перерізу нижньої частини колони.....	28
2.1.9 Перевірка стійкості гілок колони.	30
2.1.10 Розрахунок решітки колони.....	32
2.1.11 Перевірка стійкості нижньої частини колони як єдиного стрижня в площині рами.....	33
2.1.12 Розрахунок з'єднання верхньої частини колони з нижньою	34
2.2 Розрахунок ферми покриття	43
2.2.2 Визначення зусиль в стержнях ферми (кН).	44
2.5.4 Підбір перерізів стержнів ферми.....	44
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний.....	48
3.1 Дослідження НДС зварної кроквяної ферми при статичних навантаженнях комп'ютерним моделюючим експериментом	48
3.1.1 Побудова діаграм деформування для досліджуваної кроквяної ферми	48
Висновки за розділом 3	58
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	59
4.1 Охорона праці.....	59
4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці.....	59
4.1.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні громадської будівлі	60
4.1.3 Вентиляція	62

4.2 Цивільний захист	64
4.2.1 Законодавство України про цивільну оборону	64
4.2.2 Евакуація відвідувачів приміщень при пожежах	65
ВИСНОВКИ.....	68
Бібліографія	69

ВСТУП

Попит на промислові будівлі в Україні останнім часом стрімко зростає. Зведені в радянську епоху промислові будівлі і споруди вичерпують свій ресурс. Оскільки нове будівництво потребує значних капіталовкладень в розвиток інженерних мереж та інфраструктури. Тому останнім часом все більш частіше можна зустріти випадки реконструкції існуючих виробничих будівель під. В цьому випадку вдається заощадити кошти на підведення комунікацій, і як правило, поряд із такими будівлями досить добре розвинуті транспортні шляхи.

Поряд із вищенаведеними факторами актуальним залишається питання економічної ефективності реконструйованих будівель, оскільки сам процес реконструкції відбувається із втручанням в існуючі конструкції та потребує більших капітальних витрат на відміну від нового будівництва.

Актуальність теми. Значне збільшення частки об'єктів реконструкцій зумовлює пошук новітніх конструктивних рішень, застосування яких зумовили б певний економічний ефект. Так, металеві прекрасно сприймають вплив на них різноманітних зовнішніх та внутрішніх чинників, однак, наявні аналітичні засоби розрахунків зумовлюють використання певною мірою завищених перерізів основних несучих елементів. Що спричиняє необґрунтоване збільшення власної ваги конструкцій та пропорційне зростання вартості.. Тому дослідження НДС кроквяних ферм з використанням сучасних методів розрахунку має вийняtkово важливе значення..

Доцільність проведення досліджень обумовлена тим, що отримані дані створюють передумови для зниження вартості реконструкції промислових будівель та їх частин.

Метою роботи є розробка проекту реконструкції цеху з виготовлення фанери в Костополі з дослідженням дахової конструкції.

Завданнями роботи є:

- на основі існуючих проектних рішень розробити основні об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення при реконструкції цеху з виготовлення фанери будинку;

- провести розрахунок основних конструктивних елементів цеху;
 - розробити скінченно-елементу модель кроквяної ферми;
 - на основі скінченно-елементного експерименту визначити НДС кроквяної ферми
- на підставі аналізу отриманих розрахункових даних дати рекомендації стосовно можливості застосування досліджуваної конструкції;
 - розробити заходи по охороні праці, цивільному захисту населення.

Галуззю застосування результатів роботи є проектування, виготовлення, експлуатація та відновлення металевих кроквяних ферм.

Об'єктом дослідження є металеві кроквяні ферми.

Предметом дослідження є НДС металевої кроквяної ферми при дії статичних навантажень.

Методами дослідження є чисельний метод.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання металевої кроквяної ферми.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для вдосконалення та оптимізації конструкції металевих кроквяних ферм.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на ІХ Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

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

Ключові слова: прогини, кроквяна ферма, НДС.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно - будівельний

1.1 Вступ

У зв'язку з реконструкцією і модернізацією на ВАТ "Деревообробний завод" виконаний розрахунок площ для виготовлення фанери і виявлений дефіцит площі в 5937м². Виходячи з цього зберігання фанери споруджується цех з корисною площею 6000м², прилаштовується до існуючої будівлі.

Передбачені проектом об'ємно - планувальні і конструктивні рішення по порівнянні з традиційними рішеннями дозволили зменшити будівельний об'єм будівлі на 2000м³, зменшити в 2 рази вагу покриття, при цьому більш ніж на 50% скоротити терміни його зведення.

1.2 Вихідні дані для проектування

Місце будівництва проектованого цеху - м. Костопіль.

Нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі для IV снігового району згідно мапі 1 і табл . 4/1 / $S = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2$.

Нормативне значення вітрового тиску приймаємо в залежності від II вітрового району по даним карти 3 і табл . 5/1 /.

$$W_0 = 0,3 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Сейсмічність району будівництва - 7 балів.

Сейсмічність майданчика будівництва - 8 балів.

Рівень промерзання ґрунту - 1,20 м.

За умовну позначку 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги, що відповідає абсолютній відмітці 197,7 м.

Розрахунковий рівень ґрунтових вод прийнятий на позначці 194 м.

В якості основи для паль - стійок прийняті галечникові відкладення.

Будівля в осях А - Б неопалювана, прибудовуване приміщення - опалюване .
Конструкції прибудованих приміщень розроблені на наступний температурно -
вологісний режим :

- температура зовнішнього повітря найбільш холодних діб -22 град.;
- температура зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки - 19 град.;
- температура внутрішнього повітря - плюс 16 град . С.

Кожен проліт обладнаний трьома мостовими кранами $Q = 16/16$ т.

Режим роботи кранів 8К особливо важкий.

Ступінь вогнестійкості в осях а - В III а, прибудовуване приміщення II .

За довговічністю будівля відноситься до II класу (до 50 років).

1.3 Технологічний процес виробництва

Проектована будівля є ділянкою переробки брухту для виготовлення фанери .
Доставка деревини проводиться по залізниці в кожному прольоті по дві гілки
залізничного полотна. Мостовим краном вивантажують деревину в місця
складування для створення запасу обсягу робіт і для подальшої переробки .
Мостовим краном завантажують в приймальний лоток і зусиллям преса пресують
в брикети . Мостовим краном готові брикети складують або відвантажують в цех
для переробки.

1.4 Генеральний план

Проектована будівля розміщується в межах промислової зони , на території
ВАТ "Деревообробний завод".

Майданчик планується на позначку 197,00 м.

На відведеній земельній ділянці знаходяться існуючі будівлі : насосна
станція, блок очистки стічних вод , відкрита кранова естакада.

Рельєф ділянки спокійний. Панівний напрямок вітру південно - західний.

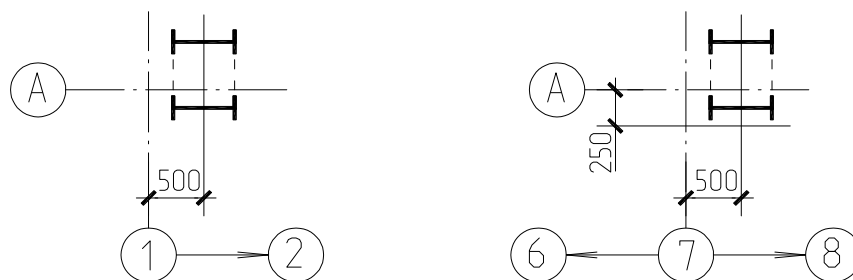
Проммайданчик забезпечений існуючими залізничними шляхами, а також передбачено введення проєктованих залізничних шляхів.

До цеху запроектована автодорога з асфальтобетонним покриттям, що примикає до існуючої автодороги.

Планування основних магістралей і проїздів вирішене з урахуванням розміщення інженерних комунікацій і елементів благоустрою, а їх забудова проводиться тільки після укладання всіх підземних комунікацій. Навколо будівлі передбачається благоустрій в вигляді газонів.

1.5 Об'ємно - планувальне рішення

Одноповерхова виробнича будівля прямокутна в плані розміром 72 x 144 м складається з двох прольотів по 36 м і кроком колон по зовнішнім і внутрішнім осях 12 м. Висота будівлі 16,8 м по крайнім рядах колон і 21,3 м по середньому ряду колон. Прив'язка торцевих колон сталевого каркаса зміщена з поперечних розбивочних осей всередину будівлі на 500 мм (див. Рис. 1.1 а), внутрішні поверхні торцевих фахверків збігаються з поперечними креслення осями, мають нульову. Зовнішня грань крайніх рядів колон мають прив'язку 250 мм з поздовжніми креслення осями (див. Рис. 1.1 б).



- а - прив'язка торцевих колон до поперечних осей ;
- б - по поздовжнім осях крайніх рядів колон.

Рис. 1.1 - Прив'язка колон до бази по осях.

У цеху передбачено підйомно-транспортне обладнання: мостові електричні крани $Q = 16/16$ т розташовуються по три в кожному прольоті . Відмітка головки кранової рейки 12,7 м.

Уздовж цеху проходять 4 залізничні гілки нормальної колії , а для ввезення та вивезення сировини на автотранспорті в торці запроектовані двоє воріт. Для руху і евакуації людського потоку передбачені двері.

Будівля НЕ опалювальна.

Для обслуговування і управління виробництвом вбудовуються два трьох поверхових опалювальних приміщення уздовж осі А і В розміром в плані 36 х 12 м. Висота кожного поверху 3,6 м. У прибудованій них приміщеннях розташовується: насосна станція, маслостанція, КТП , приміщення гідроапаратури головного корпус, щитові приміщення , кімната відпочинку , санвузли, а на третьому поверсі пульт управління , припливна вентиляційна шахта, кімната майстра. Сполучення між поверхами здійснюється відкритим металевим сходам, розташованим у зовнішніх стінах.

1.6 Архітектурно - конструктивне рішення будівлі і його елементи

Конструктивна схема - каркасна . Каркас будівлі складається з металевих двопролітних поперечних рам , встановлених з кроком 12 м . статична робота рамно - в'язева . Стійкість рами в поперечному напрямку забезпечується жорстким защемленням колони з фундаментом і колони зі кроквяної конструкцією. У поздовжньому напрямку жорсткість забезпечується постановкою вертикальних зв'язків між колонами і зв'язками покриття .

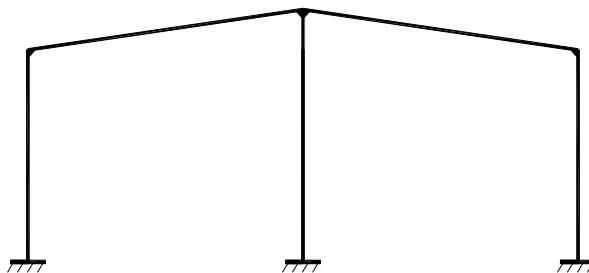


Рис. 1.2 - Схема двох пролітної рами

1.6.1 Фундамент

Глибина закладення одноступінчастого ростверку - 1,250 м, обріз фундаменту знаходиться на відмітці. - 0,150 м . так як сейсмічність майданчика будівництва 8 балі . Під ростверк виконується підбетонка товщиною 100 мм . Жорстке з'єднання колони з фундаментом досягається анкерними болтами. Жорстка база колони має чотири анкерних болта.

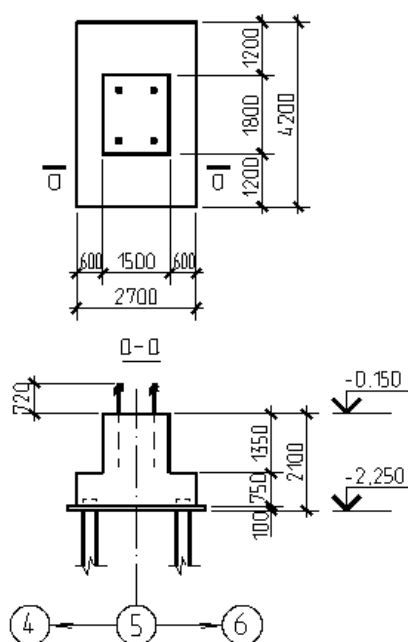


Рис. 1.3 - Свайний фундамент під крайню колону

1.6.2 Фундаментні балки

У каркасному будинку для обпирання цокольної панелі по підколоннику укладають залізобетонні фундаментні балки трапецевидного поперечного перерізу. Верхня межа всіх балок розташовується на 30 мм нижче рівня чистої підлоги. Це дає можливість після укладання по ній гідроізоляції товщиною 30 мм вийти на позначку чистої підлоги. Для обпирання фундаментних балок на підколонника до

стінок влаштовуюють бетонні припливи . Щоб ґрунт не змерзався з тілом балки і при підвищеній вологості не викликав її зрушення , балку обсипають піском.

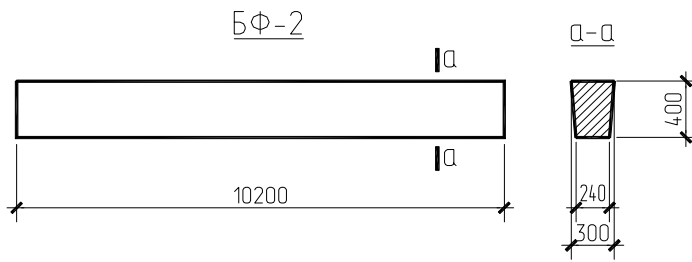


Рис. 1.4 - Фундаментна балка

1.6.3 Колони

Сталеві колони приймаємо ґратчасті (наскрізні) змінного перерізу. Верхня частина всіх колон суцільна двотаврова ; нижня ґратчаста - з двох гілок, з'єднаних ґратами з прокатних куточків , які приварюються до полиць гілок. Колони сприймають навантаження від покриття, стінового огороження і кранів. Тому колона роздільного типу економічна, так як поділ переданих навантажень від покриття і кранів на дві гілки дає найбільш повне використання матеріалу.

З'єднання елементів колон виконують зварними.

Верхня частина колони з'єднується з нижньою зварений траверс.

Бази колон роздільні (на кожній гілці) (Рис . 1.5).

3 - колони встановлюють базами на сталеві плити , 1 - заздалегідь укріплені поверх фундаментів на болтах і на цементному розчині , 2 - з ретельної вивірки по рівню і по осях . Верхня поверхня плит стругана , нижні торці колон фрезеровані .

Підкранові балки спирають на уступи колон.

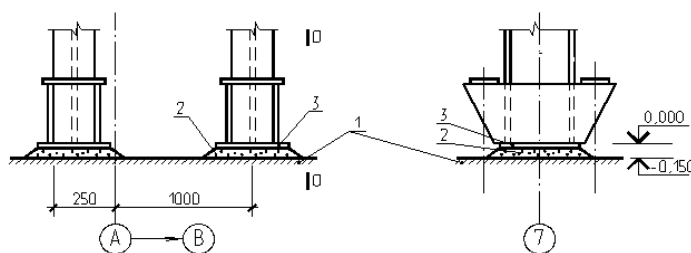


Рис. 1.5 - Крайня колона на фундаменті

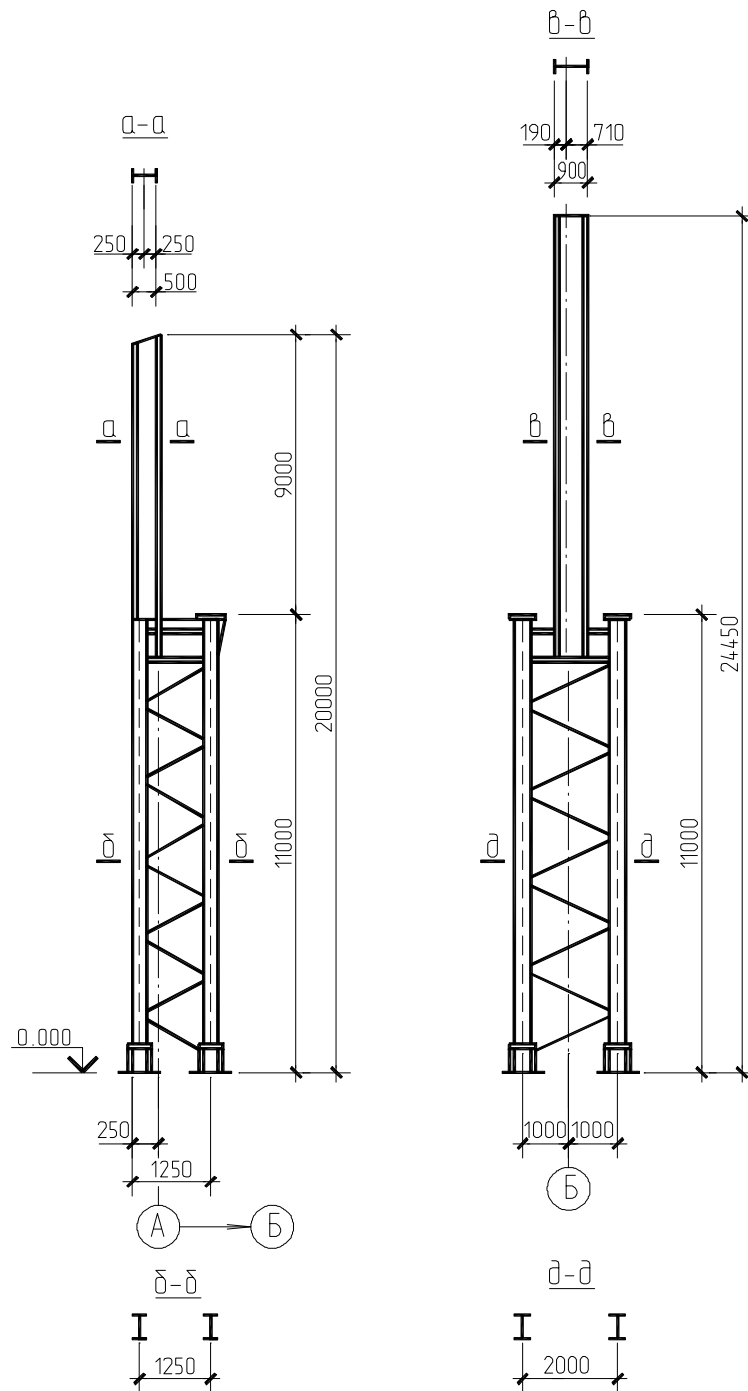


Рис. 1.6 - Колони

1.6.4 Фахверк перші колони 30КШ 1

Застосовуються в торцевих фахверках поздовжніх стін. Колони розраховані на навантаження від вітру і ваги стін . Колони встановлюють на самостійні фундаменти.

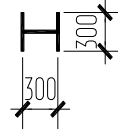
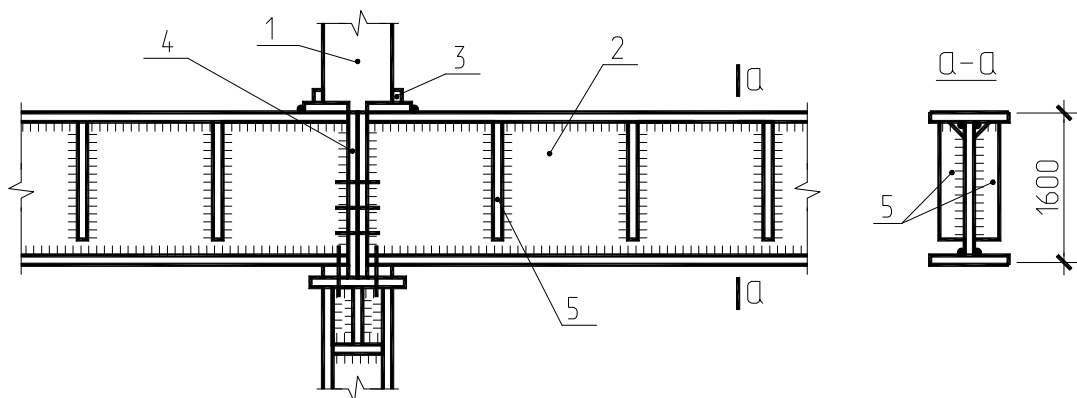


Рис. 1.7 - Фахверкова колона

1.6.5 Підкранові сталеві балки

Підкранові сталеві балки представляють собою зварний двотавр суцільного перетину , працюючий по розрізній схемі.

Балки спирають на колони через опорні торцеві ребра і кріплять до них болтами і планками . Між собою балки з'єднують болтами , які пропускають через опорні ребра.



1 - колона ; 2 - підкранова балка ; 3 - кріпильні планки ; 4 - торцеве опорна ребро ; 5 - ребро жорсткості

Рис. 1.8 - Кріплення балок до сталевим колон

Горизонтальні гальмівні зусилля сприймаються гальмівними балками, що розташовуються в площині верхнього пояса підкранових балок. В рівні кранових шляхів передбачений прохід, для чого по гальмівним балкам укладають настил , а вздовж проходів влаштовують огорожу.

Стінки балок посилені вертикальними двосторонніми ребрами (див . Рис . 1.8 п . 5).

1.6.6 Ферма

Ферма являє собою наскрізну (гратчасту) несучу конструкцію, утворену з окремих стрижнів. Елементи ферми: верхній і нижній пояси , стійки і розкоси - виконують з прокатних куточків в вигляді стрижнів парного профілю . З'єднують стрижні в вузлах зварюванням при допомозі фасонки (косинки) з листової сталі , що розташовуються між куточками.

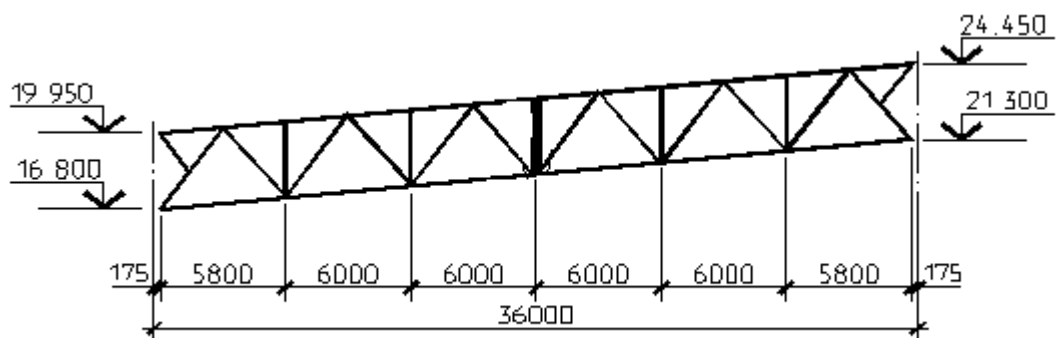


Рис. 1.9 - Геометрична схема ферми

При жорсткому з'єднанні ферми з колоною висоту колони збільшують на 3150 мм . Нижній опорний вузол ферми спирається на столик, приварений до колони і з'єднується з нею болтами. Верхній опорний вузол ферми спочатку кріпиться до колони болтами, а потім ферми з колонами з'єднуються по верху накладками на зварюванні.

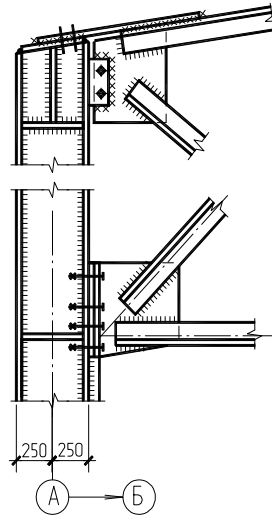


Рис. 1.10 - Жорстке сполучення ферми з колоною

1.6.7 Прогони

Покриття виконано з сталевого профільованого настилу по металевим прогонів. Прогони прольотом 12 м представляють собою гратчасту конструкцію трикутної форми. Верхній пояс прогону утворений з двох прокатних швелерів № 10, а нижній пояс і розкоси - з гнутого прогону з'єднуються між собою з допомогою контактної точкової зварювання.

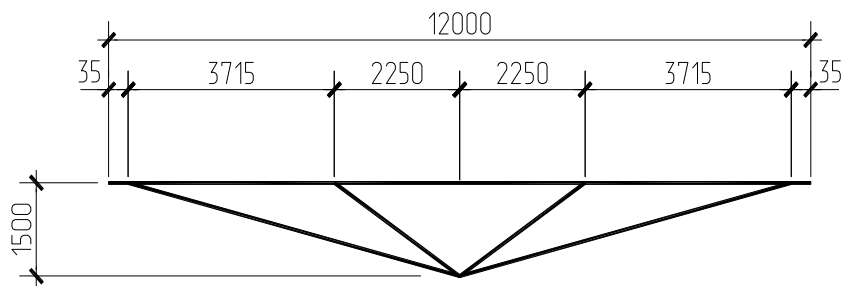


Рис. 1.11 - Схема прогону

Прогони встановлюються в вузлах стропильних ферм, то є з кроком 3 м.

1.6.8 Зв'язки

У зв'язку з сейсмічністю району будівництва в покриттях з сталевого профільованого листа система зв'язків в площині верхніх поясів кроквяних ферм складається з поперечних в'язевих ферм і розпірок, роль яких виконують прогони.

В'язеві ферми поперек будівлі встановлюють в торцях будівлі і щодо осі симетрії.

Верхні пояси стропильних ферм рекомендується НЕ включати в роботу в'язевих ферм . Конструктивне втілення (див . Рис . 1.12).

Конструктивне рішення інших зв'язків аналогічно рішенням для НЕ сейсмічних районів.

1.6.9 Стіни

Зовнішні стіни виробничої будівлі прийняті з сталевого профільованого листа марки С 44-1000-0,8 по металевому каркасу . Кріплення профільованих листів між собою виробляти комбінованим і заклепками з кроком 300 мм . В якості металевого прогону прийнятий швелер № 18. Стик панелей виробляється на відм . 12.500 (див . Рис . 1.13).

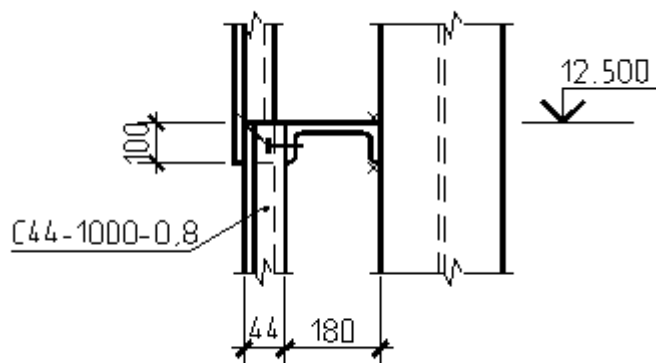


Рис. 1.13 - Стик панелей

1.6.10 Вікна

Заповнення віконних прорізів в неопалювальній частини будівлі - одинарне скло товщиною 4 мм по ГОСТ 111-65 * і склопакети товщиною 32 мм по СТУ 47-554-65. Скло і склопакети кріплять з допомогою гумових профілів . Сталеві рами вікон з спарених труб зі стулками для протирання стекол . (див . рис . 1.14)

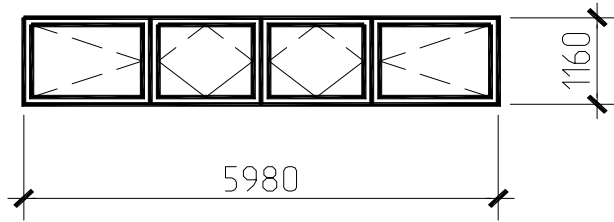
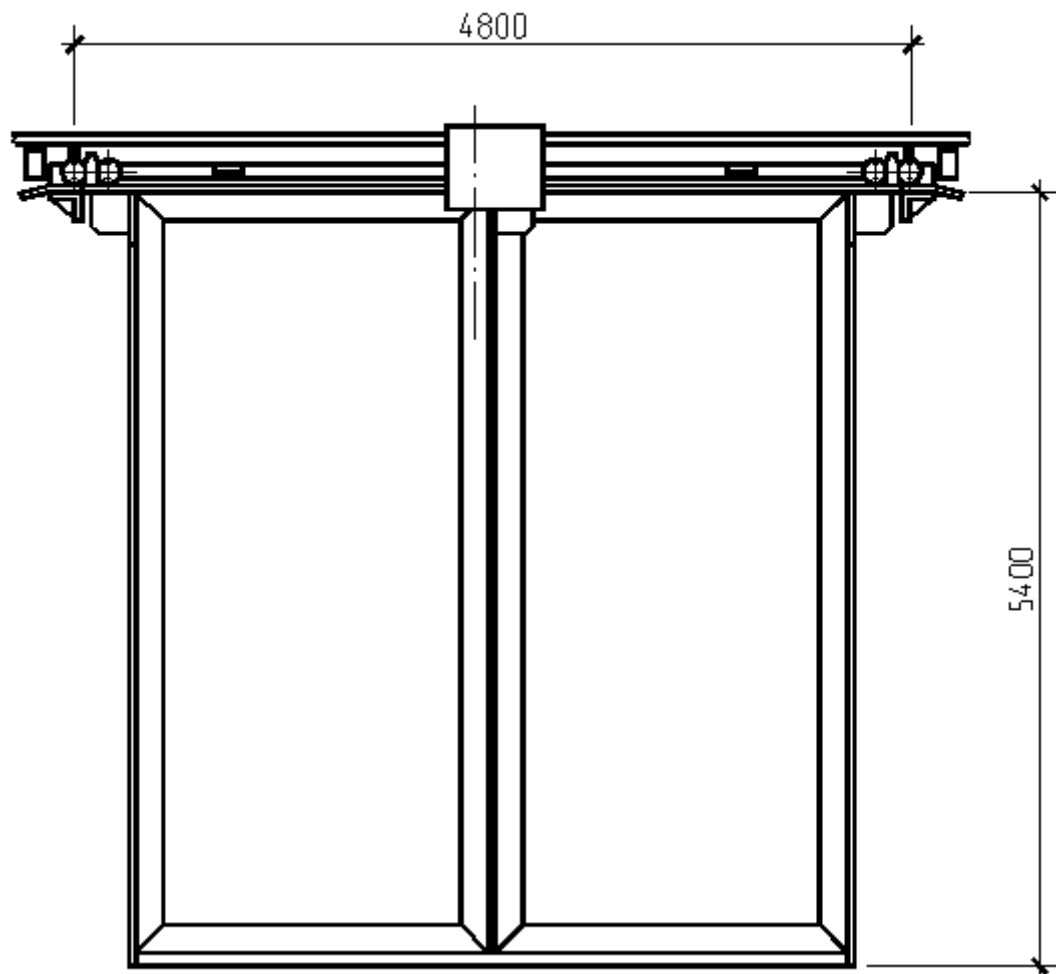


Рис. 1.14 – Вікна

1.6.11 Розсувні ворота

Ворота розроблені з одним полотном, верхньою підвіскою і механізованим приводом.

Заповнення зазору між стіною і полотном воріт здійснюється з допомогою спеціальних гумових профілів з морозостійкої гуми по ТУ 38.105.1082-76. Гнуті металеві профілі по ТУ 67-522-83. (див . рис . 1.15).



1.6.12 Підлога

Підлоги виробничих будівель складаються з покриття - верхнього шару, що безпосередньо піддається всім експлуатаційним впливам, і підстиляючого шару, що сприймає головним чином вертикальні навантаження і передає їх на основу - ґрунт, що знаходиться в природному стані.

1.6.13 Покрівля

У покритті по прогонах укладаються листи настилу профільованого і кріпляться до них саманарізаючими болтами. Сталевий профільований лист Н 60-845-0,9 по ГОСТ 24045-86 (див. Рис. 1.16).

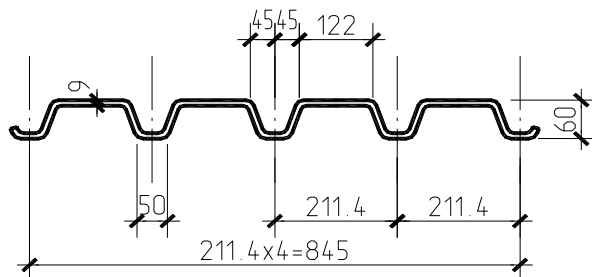


Рис. 1.16 - Сталевий профільований лист Н -60

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1 Розрахунок колони

2.1.1 Вихідні дані

Потрібно підібрати перетину суцільної верхньої і наскрізний нижньої частин колони крайнього ряду двопрогінна виробничої будівлі (ригель має жорстке сполучення з колоною). Розрахункові зусилля вказані в (табл. 2.3).

Для верхньої частини колони в перерізі 1-1 (див. Рис. 2.1) $N = 448,6$ кН; $M = 767,7$ кН м; $Q = -483$ кН в перерізі 2-2 при там же поєднанні навантажень (1,2,4,6,8,10,11) $M = 92,9$ кН м.

Для нижньої частини колони $N_1 = 1\,392$ кН; $M_1 = -150,29$ кН м (вигинає момент довантажує підкранових гілку); $N_2 = 1022,4$ кН; $M_2 = 1210,3$ кН м (вигинає момент довантажує зовнішню гілку); $Q_{\max} = 180$ кН

2.1.2 Визначення розрахункових довжин колони

Розрахункові довжини для верхньої і нижньої частин колони в площині рами визначимо за формулами

$$\ell_{x1} = \mu_1 \cdot \ell_1 \text{ і } \ell_{x2} = \mu_2 \cdot \ell_2 \quad (2.23)$$

Так як $N_V / N_H = \ell_1 / \ell_2 = 5,8 / 11,05 = 0,52 < 0,6$ і $N_H / N_V = 1392 / 448,6 = 3,1 > 3$, то по табл. 18/3 $\mu_1 = 2$; $\mu_2 = 3$

Таким чином, для нижньої частини колони

$$\ell_{x1} = \mu_1 \cdot \ell_1 = 2 \cdot 1105 = 2210 \text{ см; для верхньої частини}$$

$$\ell_{x2} = \mu_2 \cdot \ell_2 = 3 \cdot 580 = 1740 \text{ см}$$

Розрахункові довжини з площини рами:

$$\ell_{y1} = H_H = 1105 \text{ см}$$

$$\ell_{y2} = H_y - h_6 = 580 - 160 = 420 \text{ см}$$

2.1.3 Підбір перерізу верхньої частини колони.

Сталь С245 по ГОСТ 27772-88; $R_y = 24,5 \text{ кН / см}^2$. Орієнтовна площа поперечного перерізу за формулою Ясенського

$$A_{\text{мп.}} = N / R_y \cdot \gamma_c \cdot (1,25 + 2,2 \cdot \frac{e}{h}) \quad (2.24)$$

де - e - ексцентриситет, $\frac{M}{N} = \frac{767,7}{448,6} = 1,71 \text{ м};$

h - висота перерізу верхньої частини колони $h = 0,5 \text{ м};$

γ_c з - коефіцієнт умов роботи, за / 3 т.6 / $\gamma_c = 1$

$$A_{\text{мп.}} = \frac{448,6}{24,5 \cdot 1} (1,25 + 2,2 \cdot \frac{171}{50}) = 160,6 \text{ см}^2$$

Компонуємо поперечний переріз: висота перетину $h = 500 \text{ мм}$. Розміри поясів 400×16 ; товщина стінки $t_w = 8 \text{ мм}$

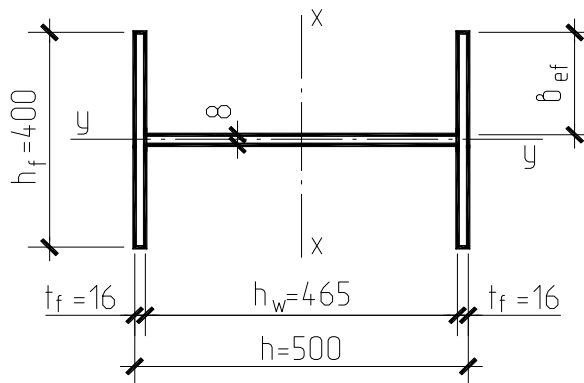


Рис. 2.12 - Перетин верхній частині колони

Геометричні характеристики перерізу по дод. 1/3 /

$$A = 165,2 \text{ см}^2; J_x = 80600 \text{ см}^4; i_x = 22,1 \text{ см}$$
$$W_x = 3235 \text{ см}^3; i_y = 10,2 \text{ см}$$

2.1.4 Перевірка місцевої стійкості поясів

Стійкість поясів позacentрово стиснутих елементів вважається забезпеченою, якщо виконується умова

$$\frac{b_{ef}}{t} \leq \left[\frac{b_{ef}}{t} \right], \quad (2.25)$$

де - b_{ef} - розрахункова ширина звису поясного листа, $b_{ef} = 19,6$ (рис.2.12), t - товщина полиці.

$$\left[\frac{b_{ef}}{t} \right] = (0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (2.26)$$

де - $\bar{\lambda}$ - умовна гнучкість, $\bar{\lambda} = \frac{l_{es2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1105}{22,1} \cdot \sqrt{\frac{24,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,72$

$$\left[\frac{b_{ef}}{t} \right] = (0,36 + 0,1 \cdot 1,72) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24,5}} = 15,4$$

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{19,6}{1,6} = 12,25 < \left[\frac{b_{ef}}{t} \right] = 15,4$$

Значить стійкість поясів забезпечена.

2.4.5 Перевірка місцевої стійкості стінки

Стійкість стінки позацентрово стиснутих елементів вважається забезпеченою, якщо виконується умова

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} < \left[\frac{h_w}{t_w} \right], \quad (2.27)$$

де $\frac{h_w}{t_w}$ - фактичне ставлення висоти стінки до її товщині (гнучкість стінки);

$$\left[\frac{h_w}{t_w} \right] - \text{граничне значення } \frac{h_w}{t_w}.$$

Умовна гнучкість стінки дорівнює

$$\bar{\lambda}_w = \lambda_w \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq [\bar{\lambda}_w] \quad (2.28)$$

де $[\bar{\lambda}_w]$ - граничне значення умовної гнучкості стінки $[\bar{\lambda}_w] = \left[\frac{h_w}{t_w} \right] \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ в

залежності від коефіцієнта $\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}$

де σ - найбільше стискуюча напруга у розрахунковій межі відсіку, приймається

$$\sigma = \left| \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} \right| = \frac{448,6}{165,2} + \frac{767,7 \cdot 100}{3235} \cdot \frac{46,5}{50} = 24,8 \text{ кН / см}^2$$

σ_1 - напруга у протилежної сторони відсіку

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{448,6}{165,2} - \frac{767,70}{3235} \cdot \frac{46,5}{50} = -19,4 \text{ кН / см}^2$$

$$\alpha = \frac{24,8 + 19,4}{24,8} = 1,78 \text{ так як } \alpha > 1, \text{ то}$$

$$\left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 4,35 \cdot \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) \cdot E}{\sigma \cdot (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (2.29)$$

$$\text{де } \beta = 1,4 \cdot (2 \cdot \alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}$$

$$\text{тут } \tau - \text{ середнє дотичне напруження в перерізі, } \tau = \frac{Q}{h_w \cdot t_w} = \frac{483}{46,5 \cdot 0,8} = 13 \text{ кН /}$$

см²

$$\beta = 1,4 \cdot (2 \cdot 1,78 - 1) \cdot \frac{13}{24,8} = 1,88$$

$$\left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 4,35 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4 (2 \cdot 1,78 - 1)}{24,8 (2 - 1,78 + \sqrt{1,78^2 + 4 \cdot 1,88^2})}} = 95,9 < 3,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24,5}} = 110$$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{46,5}{0,8} = 58,1 < \left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 95,9$$

$$\left[\overline{\lambda_w} \right] = 95,9 \cdot \sqrt{\frac{24,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,3$$

$$\overline{\lambda_w} = 58,1 \cdot \sqrt{\frac{24,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 2 < \left[\overline{\lambda_w} \right] = 3,3$$

2.1.6 Перевірка стійкості колони в площині дії моменту

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.30)$$

де φ_c - коефіцієнт зниження розрахункового опору сталі при відцентровому стисканні, визначається по / 3, табл. 74 / в залежності від умовної гнучкості та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який визначається за формулою

$$m_{ef} = m \cdot \eta,$$

де m - відносний ексцентриситет, рівний $m = e \cdot \frac{A}{W} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W} = \frac{76770}{448,6} \cdot \frac{165,2}{3235} = 8,7$

η - коефіцієнт впливу форми поперечного перерізу по / 3 табл. 73 /

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 1,72 = 1,37$$

$$m_{ef} = 8,7 \cdot 1,37 = 11,9 \rightarrow \varphi_c = 0,111$$

$$\sigma = \frac{448,6}{0,111 \cdot 165,2} = 23,9 \text{ кН / см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24,5 \cdot 1 = 24,5 \text{ кН / см}^2$$

2.1.7 Перевірка стійкості колони із площини дії моменту

$$\sigma = \frac{N}{c_1 \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.31)$$

де φ_y - коефіцієнт поздовжнього вигину по / 3 табл. 72 / в залежності від гнучкості

$$\lambda_y = \frac{\ell_{efy}}{i_y} = \frac{420}{10,2} = 41,2 \rightarrow \varphi_y = 0,889$$

з c_1 - коефіцієнт, який вираховується по / 3 п. 5.3 / залежно від відносного ексцентриситету.

$$m_1 = \frac{M_1 \cdot A}{N \cdot W}, \quad (2.32)$$

де M_1 - максимальний момент в межах середньої третини довжини стержня, але не менше половини найбільшого

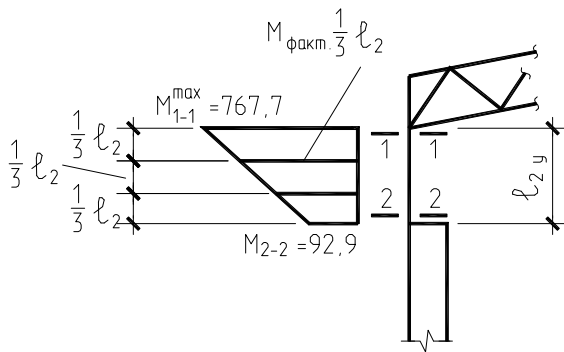


Рис. 2.13

$$M_{\frac{1}{3}l_2}^{\text{факт.}} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} \left(l_2 - \frac{1}{3} \cdot l_{y2} \right) = -92,9 + \frac{-767,7 - (-92,9)}{5,8} \cdot \left(5,8 - \frac{1}{3} \cdot 4,2 \right) = 604,8$$

кН м >

$$> \frac{M_{\max}}{2} = \frac{767,7}{2} = 383,9 \text{ кН м}$$

$$m_1 = \frac{604,8 \cdot 100 \cdot 165,2}{448,6 \cdot 3235} = 6,9$$

Так як $5 < m_1 < 10$, то $c_1 = c_2 \cdot (2 - 0,2 \cdot m) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot m_1 - 1)$

де $c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m}$, при $m_1 = 5$; α і β - коефіцієнти прийняті по / 3 табл. 10 /

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_1 = 0,65 + 0,05 \cdot 5 = 0,9; \quad \beta = 1$$

$$c_5 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot 5} = 0,18$$

$c_{10} = \frac{1}{1 + m_1 \cdot \varphi_y / \varphi_6}$, при - коефіцієнт по / 3 п. 5.15 і дод. 7 * / в залежності від

$$\varphi_1 = \Psi \frac{J_y}{J_y} \left(\frac{h}{\ell_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}, \quad (2.33)$$

де значення приймаємо по / 3 табл. 77 / в залежності від характеру навантаження і параметра

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_1}{h_{ef}} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{at^3}{e_f \cdot t_1^3} \right), \quad (2.34)$$

де t - товщина стінки; v , t_1 - ширина і товщина пояса балки; h - відстань між осями поясів; a - розмір рівний $0,5 h$.

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{420 \cdot 1,6}{48,4 \cdot 40} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{24,2 \cdot 0,8^3}{40 \cdot 1,6^3} \right) = 1,036$$

значить $\psi = 2,25 + 0,07 \cdot \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 1,036 = 2,32$

$$\varphi_1 = 2,32 \cdot \frac{17080}{80600} \cdot \left(\frac{48,4}{420} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^4}{24,5} = 5,5$$

Так як $\varphi_1 > 0,85$, то по /3 табл. 81/ $\varphi_s = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1$, але не більше 1:

$$\varphi_s = 0,68 + 0,21 \cdot 5,5 = 1,835 > 1, \text{ приймаємо } \varphi_s = 1$$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + 10 \cdot 0,889/1} = 0,10$$

$$c_1 = 0,18 \cdot (2 - 0,2 \cdot 6,9) + 0,10 \cdot (0,2 \cdot 6,9 - 1) = 0,15$$

$$\sigma = \frac{448,6}{0,15 \cdot 0,889 \cdot 165,2} = 20,4 \text{ кН / см}^2 < 24,5 \cdot 1 = 24,5 \text{ кН / см}^2$$

2.1.8 Підбір перерізу нижньої частини колони.

Сталь С285 по ГОСТ 27772-88, $R_y = 28,5 \text{ кН / см}^2$.

Для обраних розрахункових зусиль визначаємо зусилля в гілці:

а) для зовнішньої гілки

$$N_{s2} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{e_n} = \frac{1022,4}{2} + \frac{1210,3}{1,250} = 1479 \text{ кН}$$

б) для підкранової балки

$$N_{\epsilon 1} = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{e_H} = \frac{1392}{2} + \frac{1502,9}{1,250} = 1898 \text{ кН}$$

Так як гілки працюють на центральний стиск, то площа поперечного перерізу визначається з умови стійкості.

$$A_{\epsilon 2}^{mp.} = \frac{N_{\epsilon 2}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1479}{0,8 \cdot 28,5 \cdot 1} = 64 \text{ см}^2$$

$$A_{\epsilon 1}^{mp.} = \frac{N_{\epsilon 1}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1898}{0,85 \cdot 28,5 \cdot 1} = 78 \text{ см}^2$$

Приймаємо для підкранової і зовнішньої гілки два двотаври прокатних № 50Б1.

Геометричні характеристики I 50Б1

$$A = 91,8 \text{ см}^2; \quad J_x = 1630 \text{ см}^4; \quad J_y = 37670 \text{ см}^4$$

$$i_x = 4,22 \text{ см}; \quad i_y = 20,3 \text{ см}$$

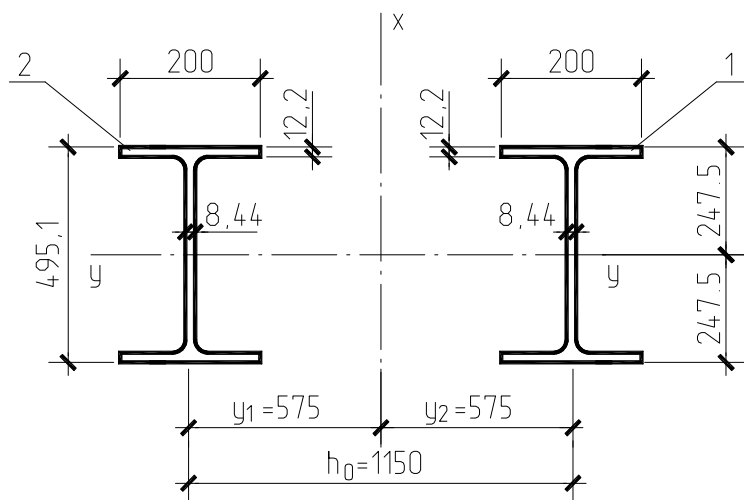


Рис. 2.14

Уточнимо розрахункові зусилля в гілках колони

$$N_1 = N_1 \frac{y}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{1392 \cdot 0,575}{1,150} + \frac{1502,9}{1,150} = 2002 \text{ кН}$$

$$N_2 = N_2 \frac{y}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{1022,4 \cdot 0,575}{1,150} + \frac{1210,3}{1,150} = 1563,6 \text{ кН}$$

де h_0 - відстань між центрами тяжіння зовнішньої і підкранової гілок, $h_0 = y_1 + y_2 = 2y = 2 \cdot 57,5 = 115,0 \text{ см}$

2.1.9 Перевірка стійкості гілок колони.

а) Перевірка стійкості гілок в площині рами. Втрата стійкості гілки відбувається на розрахунковій довжині гілки (відстань між центрами вузлів решітки). Ця відстань повинна бути встановлено виходячи з наступного:

- кут нахилу розкосів $\lambda_g \leq 80$

$$\lambda_g = \frac{\ell_g}{i_y} \leq 80; \quad \lambda_g = \frac{220}{4,22} = 52 < 80$$

де $\ell_{g \max} = 80 \cdot i_x = 80 \cdot 4,22 = 338 \text{ см}$

На підставі цього прийmemo відстань між вузлами решітки 220 см.

Перевірка стійкості гілок здійснюється за формулою

$$\sigma_1 = \frac{N_{e1}}{\varphi_{y1} \cdot A_{e1}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (2.35)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{e2}}{\varphi_{y1} \cdot A_{e2}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (2.36)$$

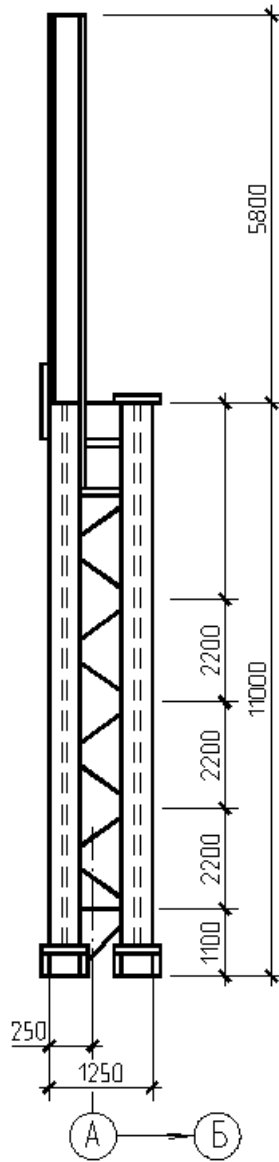


Рис. 2.15 - Конструктивна схема колони

де $\varphi_{y1} = \varphi_{y2}$ - коефіцієнт поздовжнього вигину по / 3 табл. 72 / $\varphi_y = 0,826$

$$\sigma_1 = \frac{2002}{0,826 \cdot 91,8} = 26,4 \text{ кН / см}^2 < 28,5 \cdot 1 = 28,5 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{1563,6}{0,826 \cdot 91,8} = 20,6 \text{ кН / см}^2 < 28,5 = 28,5 \text{ кН / см}^2$$

б) Перевірка стійкості гілок з площини рами або з площини дії моментів. Розрахункові довжини зовнішньої і підкранової гілок колони із площини рами рівні

$$\ell_{ey1} = \ell_{ey2} = 11,05 \text{ м}$$

$$\lambda_y = \frac{1105}{20,3} = \frac{\ell_{ey}}{i_x} = 54,4 \rightarrow \varphi_{y1} = 0,814$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{e1}}{\varphi_y \cdot A} = \frac{2002}{0,814 \cdot 91,8} = 26,7 < 28,5 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{e2}}{\varphi_y \cdot A} = \frac{1563,6}{0,814 \cdot 91,8} = 21 < 28,5 \text{ кН / см}^2$$

2.1.10 Розрахунок решітки колони

Решітка сприймає поперечну силу і виконується з розкосів. Найбільша поперечна сила з табл. 2.3 $Q_{\text{факт.}} = 180 \text{ кН}$.

Умовна поперечна сила по / 3 п. 5.8 /

$$Q_{\text{факт.}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \frac{N}{\varphi} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right), \quad (2.37)$$

де N - поздовжнє зусилля в складеному стрижні $N = 1392 \text{ кН}$ табл. 2.3.

φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, приймається для складеного стержня в площині з'єднувальних елементів в залежності від $\lambda_x = \frac{\ell_{x1}}{i_x}$

Визначимо геометричні характеристики всього перерізу колони.

$$A = A_1 + A_2 = 2 \cdot 91,8 = 183,6 \text{ см}^2$$

$$J_y = J_{y1} + J_{y2} = 2 \cdot 37670 = 75340 \text{ см}^4$$

$$J_x = J_{x2} + A_2 \cdot y^2 + J_{x1} + A_1 \cdot y^2 = 2 \cdot (1630 + 91,8 \cdot 61,25^2) = 692047 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{692047}{183,6}} = 61,4 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{75340}{183,6}} = 203 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{\ell_{x1}}{i_x} = \frac{2210}{61,4} = 36 \rightarrow \varphi = 0,899$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1392}{0,899} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^4}{28,5} \right) = 17,8 \text{ кН}$$

Приймаємо з $Q_{\text{факт.}}$ і $Q_{\text{фіс}}$ максимальне значення $Q_{\text{max}} = 180 \text{ кН}$

Зусилля в розкосах

$$N_p = Q_{\text{max}} / 2 \sin \alpha = 180 / 2 \cdot 0,722 = 124 \text{ кН}$$

$$\sin \alpha = h_n / \ell_p = 115 / \sqrt{115^2 + (220/2)^2} = 0,722$$

Необхідна площа розкошу з умови стійкості центрально стиснутого стержня, задавшись $\varphi = 0,8$ і прийнявши згідно / 3 табл. 6 / $R_y = 28,5 \text{ кН / см}^2$ $\gamma_c = 0,75$

$$A_{\text{мп.}} = \frac{N \cdot d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{121}{0,8 \cdot 28,5 \cdot 0,75} = 7 \text{ см}^2$$

Приймаємо для раскоса 90x7 з $A_p = 12,3 \text{ см}^2$; $i_{\text{min}} = 1,78 \text{ см}$. Геометрична довжина розкошу $\ell_p = h_n / \sin \alpha = 115 / 0,722 = 159,2 \text{ см}$. Тоді прийнятого перерізу розкошу

$$\lambda_{\text{max}} = \ell_p / i_{\text{min}} = 159,2 / 1,78 = 89,4 \text{ по табл. 72/3 / } \varphi = 0,547.$$

Перевіримо стійкість розкошу

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi \cdot A_p \cdot \gamma_c} = \frac{124}{0,547 \cdot 12,3 \cdot 0,75} = 24,8 \text{ кН / см}^2 < 28,5 \text{ кН / см}^2$$

2.1.11 Перевірка стійкості нижньої частини колони як єдиного стрижня в площині рами.

Згідно п. 5.27 / 3 /

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.38)$$

де A - площа всього перерізу; N - максимальна поздовжня сила по табл. 2.3 для перетину 3 або 4 $N = 1392$ кН; φ_e - коефіцієнт, який є функцією λ_{ef} і m .

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_p}} \text{ згідно табл. 7/3 /,}$$

де λ_x - гнучкість всього стрижня, щодо осі x : $\lambda_x = 36$

$$\alpha_1 = 10 \cdot \frac{\ell_p^3}{h_n^2 \cdot h_0} = 10 \cdot \frac{159,2^3}{115^3} = 26,5$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{36^2 + 26,5 \cdot \frac{183,6}{12,3}} = 41,1$$

m - відносний ексцентриситет

$$m = \ell \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{J_x} \cdot y, \quad (2.39)$$

де $M = 1502,9$ кН м - найбільш стисла гілка

$$m = \frac{150290}{1392} \cdot \frac{183,6}{692047} \cdot 61,25 = 1,75$$

За/3 табл. 75/ $\varphi_e = 0,336$ в залежності від

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{R_y / E} = 40,7 \cdot \sqrt{28,5 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,5$$

$$\sigma = \frac{1392}{0,336 \cdot 183,6} = 22,5 \text{ кН / см}^2 < 28,5 \text{ кН / см}^2$$

Перевірка стійкості перетину колони із площини рами не виконується, так як вона забезпечується стійкістю гілок.

2.1.12 Розрахунок з'єднання верхньої частини колони з нижньою.

З'єднання виконується через траверсу, що працює на вигин. Вона розраховується на комбінацію - M_{\max} , $N_{\text{соотв}}$. У перетині 2-2. За табл. 2.3 $M = -248$ кН м, $N = 115$ кН

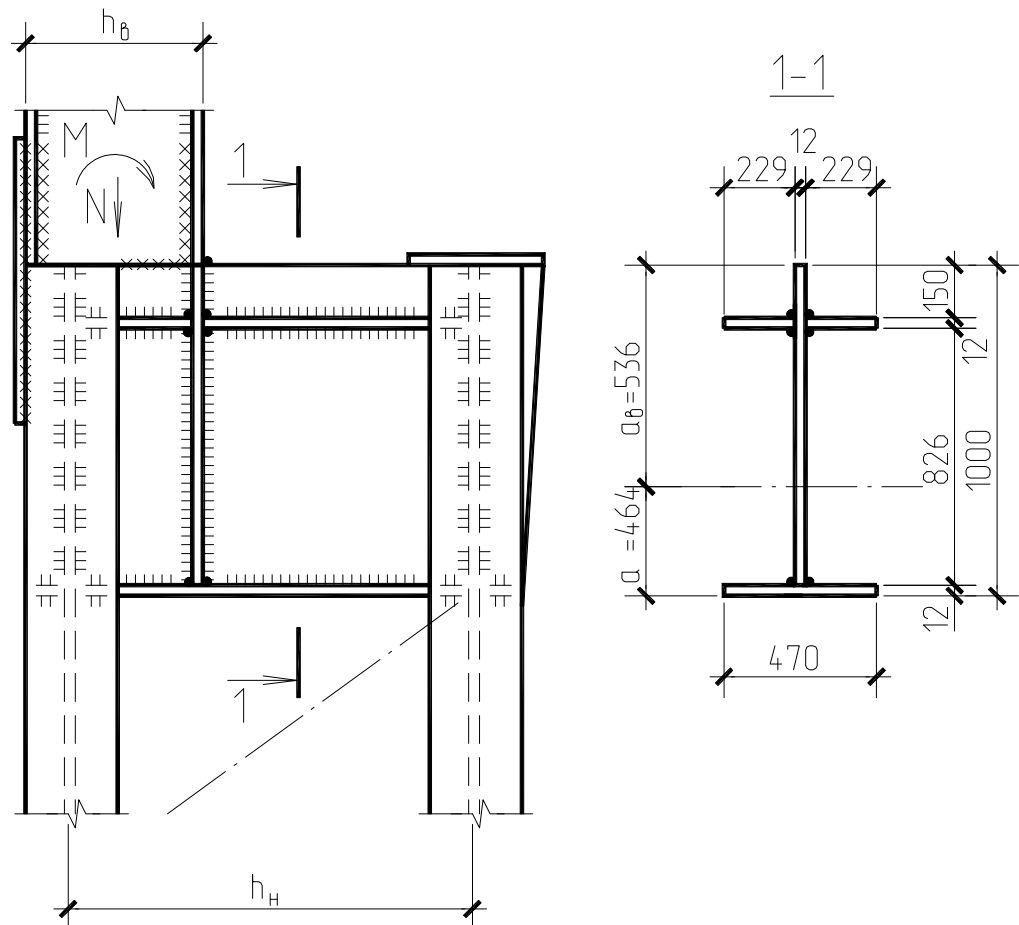


Рис. 2.16 - З'єднання верхньої частини колони з нижньою

Розрахунковою схемою траверси є балка на двох опорах, завантажена силою $N_{\text{тр}}$. Опорами є шви, що кріплять траверсу до гілок колони. Сила $N_{\text{тр}}$ Прикладена на відстані h_n . Зусилля в траверсі одно

$$N_{\text{тр}} \cdot \frac{N}{2} + \frac{M}{h_b} = \frac{115}{2} + \frac{24800}{50} = 553,5 \text{ кН}$$

Розміри поясів в траверсі, поздовжніх ребер призначаються конструктивно. Висота траверси $h_{mp.} = (0,5 \pm 0,8) \cdot h_n$, тобто $h_{mp.} = 100$ см.

Матеріал траверси - сталь С285 по ГОСТ 27772-88 $R_y = 26,5$ кН / см², $R_m = 39$ кН / см² відповідно до табл. 51/3 / для товщини листа $t = 10 \div 20$ м.

Катет шва, що прикріплює ребра жорсткості до вертикальної стінки траверси визначається з умови міцності кутового шва на зріз:

$$k_f = \frac{N_{mp.}}{4 \cdot \beta_f \cdot \ell_\omega \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c}, \quad (2.40)$$

$$k_f = \frac{N_{mp.}}{4 \cdot \beta_z \cdot \ell_\omega \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c}, \quad (2.41)$$

За /3/ табл. 34 3 п.11.2/. При цьому $R_{\omega f} = 20$ кН /см² /3 табл.56/. $R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_m = 0,45 \cdot 39 = 17,55$ кН / см², тому що для зварювання приймаємо електроди типу Е46 по ГОСТ 9467-75 * / 3, табл. 55 /.

тоді

$$k_f = \frac{553,5}{4 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1} = 0,1 \text{ см}$$

$$k_f = \frac{553,5}{4 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 17,55 \cdot 1 \cdot 1} = 0,08 \text{ см}$$

Згідно / 3 табл. 38 / приймаємо $k_f = 7$ мм

Визначимо геометричні характеристики траверси.

$$a_n = \frac{2 \cdot 22,9 \cdot 1,2 \cdot 84,4 + 98,8 \cdot 1,2 \cdot 50,6 + 47 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{2 \cdot 22,9 \cdot 1,2 + 98,8 \cdot 1,2 + 47 \cdot 1,2} = 46,4$$

$$J_x = \frac{1,2 \cdot 98,8^3}{12} + 1,2 \cdot 98,8 \cdot 4,2^2 + \frac{2 \cdot 22,9 \cdot 1,2^3}{12} + 2 \cdot 22,9 \cdot 38^2 + \frac{47 \cdot 1,2^3}{12} + 47 \cdot 1,2 \cdot 45,8^2 =$$

$$= 282990 \text{ см}^4$$

$$W_{\min} = \frac{J_x}{Q_{\max}} = \frac{282990}{53,6} = 5280 \text{ см}^3$$

Опорна реакція траверси на підкранової гілки від зусилля $N_{\text{тр}}$ дорівнює

$$Q_1 = \frac{N_{\text{тр}} \cdot h_6}{h_n} = \frac{553,5 \cdot 0,5}{1,15} = 240 \text{ кН}$$

для зовнішньої гілки

$$Q_2 = \frac{N_{\text{тр}} \cdot (h_n - h_6)}{h_n} = \frac{553,5 \cdot (1,15 - 0,5)}{1,15} = 312,8 \text{ кН}$$

Згинальний момент в траверсі

$$M_1 = Q_1 \cdot (h_n - h_6) = Q_1 \cdot (1,15 - 0,5) = 240 \cdot 0,65 = 156,0 \text{ кН м}$$

Перевіряємо міцність траверси

$$\sigma = \frac{M_i}{W_{\min}} = \frac{15600}{5280} = 2,9 \text{ кН / см}^2 < R_y = 28,5 \text{ кН / см}^2$$

$$\tau = \frac{Q_2}{h_{\text{мп}} \cdot t_{\text{мп}}} = \frac{312,8}{100 \cdot 1,2} = 2,60 \text{ кН / см}^2 < 0,58 R_y = 16,53 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{2,9^2 + 3 \cdot 2,60^2} = 5,3 \text{ кН / см}^2 < 1,15 R_y = 32,8 \text{ кН / см}^2$$

Шви, що прикріплюють вертикальний лист траверси до підкранової гілки розраховуємо на зусилля $N' = Q_1 + D_{\max}$

$$N' = 240 + 998 = 1238 \text{ кН}$$

де D_{\max} з табл. 2.2 для перетину 3-3

$$k_f = \frac{N'}{4 \cdot \beta_f \cdot \ell_w \cdot R_{of} \cdot \gamma_{of} \cdot \gamma_c} = \frac{1238}{4 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1} = 0,2 \text{ см}$$

$$k_f = \frac{N'}{4 \cdot \beta_z \cdot \ell_w \cdot R_{oz} \cdot \gamma_{oz} \cdot \gamma_c} = \frac{1238}{4 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 17,55 \cdot 1 \cdot 1} = 0,17 \text{ см}$$

Конструктивно, відповідно до / 3 табл. 38 / приймаємо $k_t = 7 \text{ мм}$

2.1.13 Розрахунок бази колони

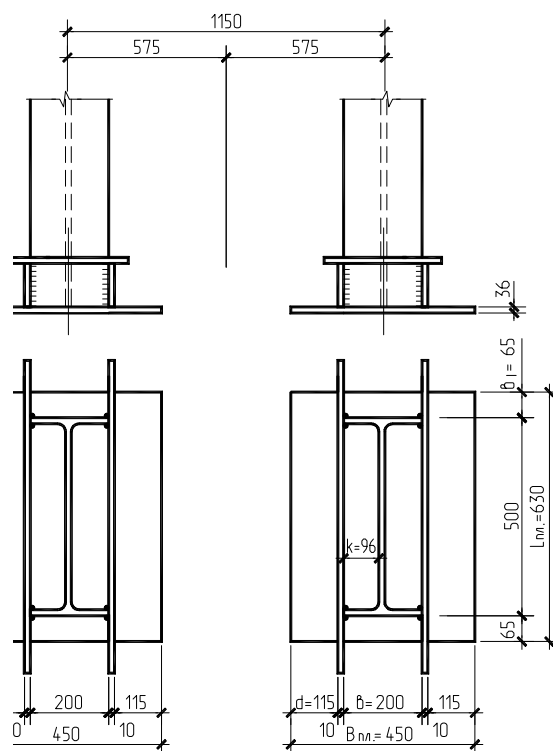


Рис. 2.17 - База колони

Розрахунок бази ведеться окремо для кожної гілки.

Розрахунок бази підкранової гілки. Потрібно площа плити бази визначається по зусиллю в галузі колони $N_{oi} = 2002 \text{ кН}$

$$A_{np.}^{плиты} = \frac{N_{\epsilon 1}}{R_{\phi}} = \frac{2002}{1,2 \cdot 0,85} = 1962 \text{ см}^2 \quad (2.42)$$

де - $R_{\phi} = \psi \cdot R_{np.}$; $R_{np.}$ призматична міцність бетону, залежить від класу бетону фундаменту, по / табл. 13 / кН / см² для бетону В15; $\psi = 1,2 \div 1,3$

Приймаємо $B_{пл.} \times L_{пл.} = 450 \times 630 \text{ мм}$

$$A_{факт.}^{пл.} = 45 \times 63 = 2835 \text{ см}^2$$

Товщина плити визначається з умови її роботи на вигин. Плита бази розбивається на ділянки, опертих по трьом сторонам (ділянка 1 рис. 2.17), по чотирьох сторонах (ділянка 2) і консольний (ділянка 3). На кожній ділянці визначається значення згинального моменту і з них вибирається максимальний, за яким визначається товщина плити.

$$t_{пл.} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (2.43)$$

$$M_1 = \beta \cdot q_{\phi} \cdot e_1^2, \quad (2.44)$$

де β - коефіцієнт що залежить від ставлення закріпленої боку пластинки "в" до вільної в₁

$$\frac{e}{e_1} = \frac{6,5}{20} = 0,325 \rightarrow \beta = 0,039 / \text{Табл. 8.7 /}$$

q_{ϕ} - розрахунковий тиск на 1 см² плити,

$$q_{\phi} = \sigma_{\phi} = \frac{N_{\epsilon 1}}{A_{факт.}^{пл.}} = \frac{2002}{2835} = 0,706 \text{ кН / см}^2 < R_{\phi} = 1,02 \text{ кН / см}^2$$

$$M_1 = 0,039 \cdot 0,706 \cdot 20^2 = 11,01 \text{ кН м}$$

$$M_2 = \alpha \cdot q_\phi \cdot k^2, \quad (2.45)$$

де α - коефіцієнт, що залежить від ставлення більш довгої сторони до більш короткої, $\alpha = 0,125 / 2$ табл. 86 /

$$M_2 = 0,125 \cdot 0,706 \cdot 9,6^2 = 8,1 \text{ кН см}$$

$$M_3 = q_\phi \cdot \frac{d^2}{2} = 0,706 \cdot 11,5^2 / 2 = 46,6 \text{ кН см (2.46)}$$

значить $M_{\max} = 46,6 \text{ кН см}$

$$t_{nl.} = \sqrt{\frac{6 \cdot 46,6}{28,5}} = 3,1 \text{ см}$$

По сортаменту на листову сталь приймаємо $t_{nl.} = 36 \text{ мм}$

Розраховуємо траверсу бази. Траверса працює на вигин як на двох опорах. Опорами для траверси є шви, що кріплять траверсу до гілок колони. Завантажена траверса величиною.

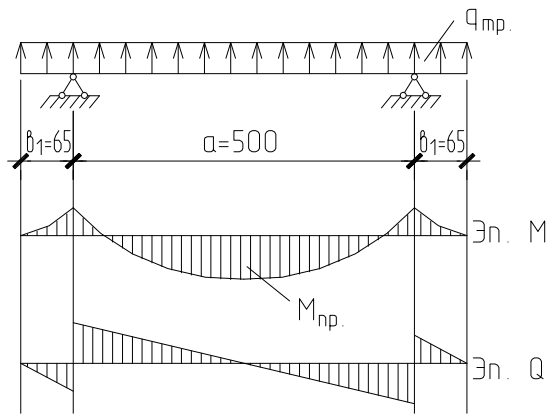


Рис. 2.18 - Работа траверси

$$q_{mp.} = \sigma_{\phi} \cdot \frac{B_{пл.}}{2} = 0,706 \cdot \frac{45}{2} = 15,8 \text{ кН / см}^2$$

Згинальний момент і поперечна сила в опорному перерізі

$$M_{mp.} = \frac{q_{mp.} \cdot e^2}{2} = \frac{15,8 \cdot 6,5^2}{2} = 333,7$$

кН

$$Q_{mp.} = \frac{q_{mp.} \cdot L_{пл.}}{2} = \frac{15,8 \cdot 63}{2} = 497 \text{ кН (2.47)}$$

$$\sigma_{mp.} = \frac{M_{mp.}}{W_{mp.}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad W_{mp.} = \frac{t_{mp.} \cdot t_{mp.}^2}{6}, \quad (2.48)$$

Висота траверси $h_{тр.}$ приймається з умови забезпечення міцності зварних швів, що кріплять траверси до гілок колони.

$$h_{mp.} = \frac{N_{e1}}{4 \cdot \beta_i \cdot k_i \cdot R_{\omega i} \cdot \gamma_{\omega i} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см, (2.49)}$$

а) по металу шва

$$h_{mp.} = \frac{2002}{4 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 37 \text{ см}$$

б) по кордону сплаву

$$h_{mp.} = \frac{2002}{4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,55 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 29 \text{ см}$$

Приймаємо $h_{тр.} = 60 \text{ см}$, $t_{тр.} = 1,0 \text{ см}$

$$W_{mp.} = \frac{10 \cdot 60^2}{6} = 600 \text{ см}^3$$

$$\sigma_{mp.} = \frac{333,7}{600} = 0,55 \text{ кН / см}^2 < 28,5 \text{ кН / см}^2$$

$$\tau_{mp.} = \frac{Q_{mp.}}{A_{mp.}} = \frac{497}{60 \cdot 1,0} = 8,3 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 16,53$$

Перевірка по наведеними напругою

$$\sigma_{mp.} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0,55^2 + 3 \cdot 8,3^2} = 14,3 \text{ кН / см}^2 < 1,15 \cdot 28,5 \cdot 1 = 32,8 \text{ кН / см}^2,$$

значить міцність траверси забезпечена.

Розрахунок анкерних болтів.

Анкерні болти працюють на розтягнення. зусилля

$$Z_A = -\frac{N \cdot 0,9y}{1,1 \cdot h_u} + \frac{M}{h_u}, \quad (2.50)$$

де N і M - розрахункові зусилля, взяті з перетину 4-4 табл. 2.3 $M = 706,3 \text{ кН м}$, $N = -117,9 \text{ кН}$

$$Z_A = -\frac{118 \cdot 0,9 \cdot 0,61}{1,1 \cdot 1,15} + \frac{706,3}{1,15} = 562,8 \text{ кН}$$

Необхідна кількість анкерних болтів.

$$n = \frac{Z_A}{[N] \cdot \gamma_c}, \quad (2.51)$$

де $[N]$ - несуча здатність анкерного болта $[N] = R_{et} \cdot A_{an}$, $R_{et} = 21 \text{ кН / см}^2$ (для болтів

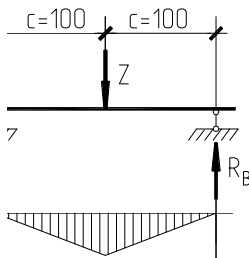
класу 5.6) - розрахунковий опір розтягуванню болтів, по / 3 табл. 58 /, $A_{\text{вн.}} = 14,72 \text{ см}^2$ ($d_{\text{болта}} = 48 \text{ мм}$), по / 3 табл. 62 /.

$$[N] = 21 \cdot 14,72 = 309,2 \text{ кН}$$

$$n = \frac{562,8}{309,2 \cdot 1} = 1,82$$

Приймаємо 2 болта діаметром 48 мм

Розрахункової схемою анкерної плиточки є балка, опорами якої є траверси.



$$M_{\text{анк.пл.}}^{\text{max}} = R_A \cdot c, \quad R_A = \frac{z_A}{2 \cdot 2} = \frac{575,8}{144} \text{ кН} \quad (2.52)$$

$$M_{\text{анк.пл.}}^{\text{max}} = 144 \cdot 10 = 1440 \text{ кН см}$$

Рис. 2.19 - Робота анкерної ПЛИТКИ

$$\sigma = \frac{M_{\text{анк.пл.}}^{\text{max}}}{W_{\text{анк.пл.}}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$$(2.53)$$

$$W_{\text{анк.пл.}} = \frac{(e_a - d_{\text{отв.}})}{6} \cdot t_a^2, \quad \text{де } d_{\text{отв.}} = d_{\text{анк.б.}} + 6 \text{ мм} = 48 + 6 = 54 \text{ мм}, \quad t_a - \text{товщина}$$

анкерної плиточки;

$$t_a = 60 \text{ мм}$$

$$W_{\text{анк.пл.}} = \frac{(25 - 5,4)}{6} \cdot 6^2 = 117 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{1440}{117} = 12,3 \text{ кН / см}^2 < 28,5 \text{ кН / см}^2$$

2.2 Розрахунок ферми покриття

Проліт ферми 36 м. Пояси і елементи решітки виконані з парних куточків.

2.2.1 Збір навантажень

а) постійне навантаження

$$P_{\text{пост.}} = \sum q_{\text{С.В.}}^{\text{расч.}} \cdot V_{\phi} \cdot d \cdot \gamma_{\text{Н}} \quad (2.56)$$

де - $\sum q = 0,63$ навантаження від власної ваги покриття на 1 м^2 , береться мз збору навантажень на раму табл. 2.1; $\text{кН} / \text{м}^2$

V_{ϕ} - 12 м - крок ферми;

$d = 3$ м - розмір панелі верхнього пояса ферми;

$V_{\phi} = 0,95$ - коефіцієнт надійності

$$P_{\text{пост.}} = 0,63 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 21,5 \text{ кН}$$

б) снігове навантаження

$$P_{\text{снег}} = S_0 \cdot C \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\text{Н}} \cdot V_{\phi} \cdot d$$

де - S_0 ; C ; γ_f ; $\gamma_{\text{Н}}$; V_{ϕ} згідно форм. 2.9

$$P_{\text{снг}} = 27 \cdot 3 = 81 \text{ кН}$$

в) опорні моменти $M_{\text{л}}$ і $M_{\text{пр}}$.

$$M_{\text{л}} = M_{\text{max}} = 767,7 \text{ кН м (перетин 1-1 лівої стійки)}$$

$M_{\text{пр}} = -310 \text{ кН м}$ - з роздруківки для тих же комбінацій навантажень (1,2,4,6,8,10,11), що і для $M_{\text{л}}$ але для кінця елемента 5.

2.2.2 Визначення зусиль в стержнях ферми (кН).

Зусилля в стержнях ферми визначаються по табл. 2.5 згідно / 4 /.

2.5.4 Підбір перерізів стержнів ферми

а) стислі стрижні (верхній пояс, стійки, висхідні розкоси). Підбір перерізу ведеться з умови забезпечення стійкості елементів.

$$A_{\text{тр.}} = N / R_y \cdot \gamma_{\text{С}} \quad (2.58)$$

де - N - чинне зусилля;

R_y - розрахунковий опір сталі, по / 3 табл. № 51). $R_y = 27,5$ кН / см² для сталі

C285

- коефіцієнт поздовжнього вигину, = 0,7 ÷ 0,8.

Таблиця 2.5

Зусилля в стержнях ферми

Елементи	Познач	Зусилля від Р = 1	Зусилля від пост. нагр. Р _{пост.} = 21,5 кН	Зусилля від снігу Р _{сн.} = 81 кН		Зусилля від опорних моментів				Розрахункові зусилля			
				n _з = 1	n _з = 0,9	M _л = 1	M _{пр.} = 1	M _л = 767,7	M _{пр.} = -310	раст.	стиснутий.		
									0	1	1	1	
Верхній пояс	а - 1	0	0	0	0	-	0	251	0	251			
	б - 3	-10	-215	-810	-729	0,327	-	203,4	-16,4			-1025	
	в - 4	-10	-215	-810	-729	-	0,053	203,4	-16,4			-1025	
	г - 6	-16	-344	-1296	-1166	0,265	-	161,2	-33,2			-1640	
	д - 7	-16	-344	-1296	-1166	-	0,053	161,2	-33,2			-1640	
	е - 9	-18	-387	-1458	-1312	0,265	-	122,8	-49,6			-1845	
	ж - 10	-18	-387	-1458	-1312	-	0,107	122,8	-49,6			-1845	
	з - 12	-16	-344	-1296	-1166	0,210	-	82,1	-65,1			-1640	
	і - 13	-16	-344	-1296	-1166	-	0,107	82,1	-65,1			-1640	
	до - 15	-10	-215	-810	-729	0,210	-	40,7	-82,2			-1025	
	л - 16	-10	-215	-810	-729	-	0,160	70,7	-82,2			-1025	
	м - 18	0	0	0	0	0,160	-	0	-101,4			-101,4	
						0,160	-						
						-	0,210						
					0,107	-							
					-	0,210							
					0,107	-							
					-	0,265							
					0,053	-							
					-	0,265							
					0,053	-							
					0	0,327							
Нижній пояс	н - 2	5,5	118,3	445,5	401	0,290	0,027	-	8,4	563,8			
	н - 5	13,5	290,3	1093,	984,2	0,240	0,08	222,6	24,8	1383,8			
	н - 8	17	365,5	5	1239,	0,185	0,133	-	41,2	1742,5			
	н - 11	17	365,5	1377	3	0,133	0,185	184,2	57,4	1742,5			
	н - 14	13,5	290,3	1377	1239,	0,08	0,240	-142	74,4	1383,8			
	н - 17	5,5	118,3	1093,	3	0,027	0,290	-	89,9	588,5			
			5	984,2	401			102,1					
				445,5				-61,4					
								-20,7					

Розко си	1-2	-8,5	-	-	-	0,034	-	-26,1	10,5		-871,3
	2-3	6,5	182,8	688,5	619,7	-	0,034	28,4	-11,5	666,3	
	4-5	-5	139,8	526,5	473,9	0,037	0,037	-28,4	11,5		-512,5
	5-6	3,5	-	-405	-	0,037	-	28,4	-11,5	358,8	
	7-8	-2	107,5	283,5	364,5	-	0,037	-28,4	11,5		-205,7
	8-9	0,5	75,3	-162	255,2	0,037	0,037	28,4	-11,5	64,2	
	10-11	-0,5	-43	40,5	-	0,037	-	-28,4	11,5		-64,2
	11-12	2	10,8	-40,5	145,8	-	0,037	28,4	-11,5	205,7	
	13-14	-3,5	-10,8	162	36,5	0,037	0,037	-28,4	11,5		-358,8
	14-15	5	43	-	-36,5	0,037	-	28,4	-11,5	512,5	
	16-17	-6,5	-75,3	2836,	145,8	-	0,037	-28,4	11,5		-666,3
	17-18	8,5	107,5	5	-	0,037	0,037	26,1	-10,5	871,3	
			-	405	255,2	0,037	-				
			139,8	-	364,5	-	0,037				
			182,8	526,5	-	0,037	0,037				
				688,5	473,9	0,037	-				
					319,7	-0,34	0,037				
						0,034					
Стій- ки	3-4	-1	-21,5	-81	-73	0	0	0	0		-102,5
	6-7	-1	-21,5	-81	-73	0	0	0	0		-102,5
	9-10	-1	-21,5	-81	-73	0	0	0	0		-102,5
	12-13	-1	-21,5	-81	-73	0	0	0	0		-102,5

Стрижень δ - 3, в - 4; $N = -1025$ кН

$$A_{\text{пр}} = \frac{1025}{27,5 \cdot 5 \cdot 0,8} = 46,6 \text{ см}^2, \quad \text{приймаємо}$$

$$180 \times 12, A_{\text{ф}} = 84,4 \text{ см}^2; \quad i_x = 11,18 \text{ см}; \quad i_y = 7,76 \text{ см}$$

Перевірка перетину:

$$= \frac{N}{\gamma_c \cdot A_{\text{пр}}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (2.59)$$

де - γ_c - коефіцієнт поздовжнього вигину щодо осі x або y, найменший з них,

визначається по / 3 табл. 72 / в залежності від гнучкості $\lambda_x \leq [\lambda]$

$$\text{або } \lambda_y = \frac{\ell_{\text{efy}}}{i_y} \leq [\lambda] \quad (2.60)$$

де - $[\lambda]$ - гранична гнучкість стиснутих елементів по / 3, табл. 19 / $[\lambda] = 180 - 60$,

$$= \frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \text{ Але не менше } = 0,5 \quad (2.61)$$

ℓ_{efx} і ℓ_{efy} - розрахункові довжини верхнього пояса ферми в площині і з ПЛОЩИНИ

$$\ell_{efx} = 3 \text{ м і } \ell_{efy} = 3 \text{ м}$$

$$= \frac{1025}{0,8 \cdot 84,4 \cdot 27,5 \cdot 1} = 0,552$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,552 = 147$$

$$\lambda_x = \frac{300}{11,18} = 26,8 < [\lambda] = 147 \rightarrow \eta_x = 0,938$$

$$\lambda_y = \frac{300}{7,76} = 38,6 < [\lambda] = 147 \rightarrow \eta_y = 0,889 \rightarrow \eta_{\min}$$

$$= \frac{1025}{0,889 \cdot 84,4} = 13,7 \text{ КН / см}^2 < R_y \cdot \eta_c = 27,5 \cdot 0,95 = 26,1 \text{ КН / см}^2$$

$$\frac{1025}{0,889 \cdot 84,4} = 13,7$$

Стійкість стрижнів $\delta - 3$ і $\sigma - 4$ забезпечена

б) розтягнуті елементи (нижній пояс ферми, спадні розкоси). Підбір ведеться з умови забезпечення міцності елементів

$$A_{\text{тр.}} = N / R_y \cdot \eta_c \quad (2.62)$$

$$\lambda_x = \frac{\ell_{efx}}{i_x} \leq [\lambda] \quad \lambda_y = \frac{\ell_{efy}}{i_y} \leq [\lambda] \quad (2.63)$$

де - $[\lambda]$ - по / 3, табл. 20 / дорівнює 400.

ℓ_{efx} і ℓ_{efy} - розрахункові довжини елементів решітки: для крайніх елементів Н-2 і Н-17 нижнього пояса $\ell_{efx} = 6 \text{ м}$, $\ell_{efy} = 6 \text{ м}$, для інших елементів нижнього пояса $\ell_{efx} = 6 \text{ м}$, $\ell_{efy} = 12 \text{ м}$;

для опорного витрати $\ell_{efx} = \ell_{efy} = \ell_{\text{геометр}}$;

для всіх інших елементів решітки $\ell_{efx} = 0,8 \cdot \ell_{\text{геометр}}$, $\ell_{efy} = \ell_{\text{геометр}}$ згідно / 3, табл.

РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

3.1 Дослідження НДС зварної кроквяної ферми при статичних навантаженнях комп'ютерним моделюючим експериментом

3.1.1 Побудова діаграм деформування для досліджуваної кроквяної ферми

Виконано комп'ютерний моделюючий експеримент поведінки досліджуваної ферми в середовищі ANSYS Workbench 14.5.

За результатами виконання комп'ютерного моделюючого експерименту отримано:

- поздовжню деформацію вздовж верхнього правого пояса ферми в чисельному (таблиця 3.1) і в графічному (рисунок 3.6) вигляді при різних статичних навантаженнях на 1 погонний метр верхнього пояса (від 0 до 150 кН);

- прогин вздовж верхнього правого пояса ферми в чисельному (таблиця 3.2) і в графічному (рисунок 3.1) вигляді при дії різних статичних навантаженнях на 1 погонний метр верхнього пояса (від 0 до 150 кН);

- напруження вздовж верхнього правого пояса ферми при різних рівнях навантаження (рисунок 3.2);

- діаграми поздовжніх (рисунок 3.2, а) та поперечних (рисунок 3.3, б) деформацій верхнього правого поясу ферми;

- максимальні напруження в елементах зварної кроквяної ферми при різних рівнях навантаження (рисунок 3.4);

- зовнішня конфігурація zdeформованої ферми при навантаженнях на рівні граничного стану (рисунок 3.5 ... 3.6);

- координати точок діаграми напружень для нижнього пояса ферми при різних рівнях навантаження (таблиця 3.3);

- чисельні результати навантажування і відповідного деформування зварної кроквяної ферми (таблиця 3.4);

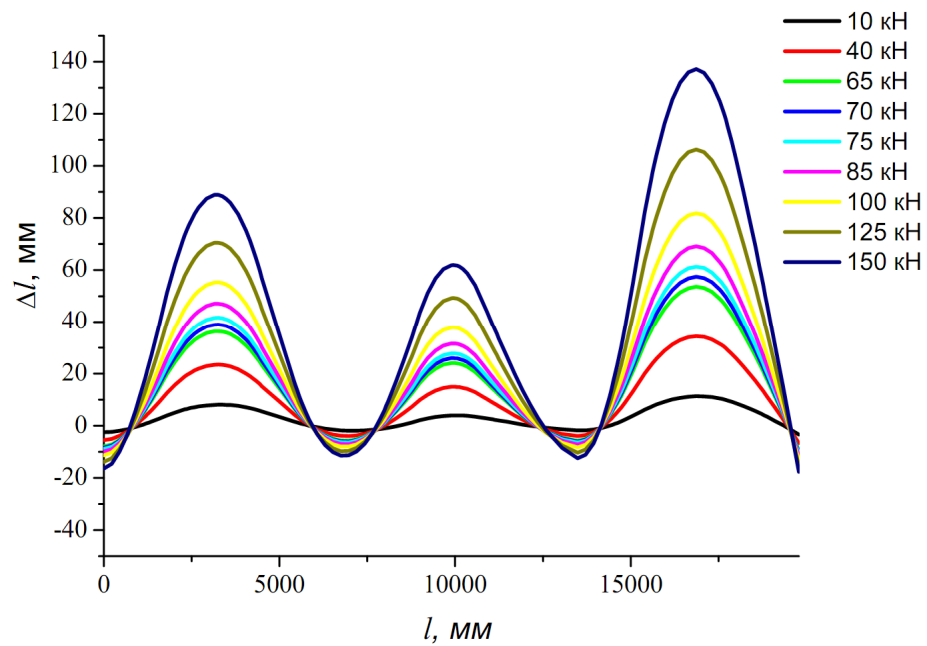


Рисунок 3.1 - Діаграма поздовжнього деформування верхнього правого пояса ферми при різних рівнях питомого навантаження на 1 погонний метр верхнього пояса

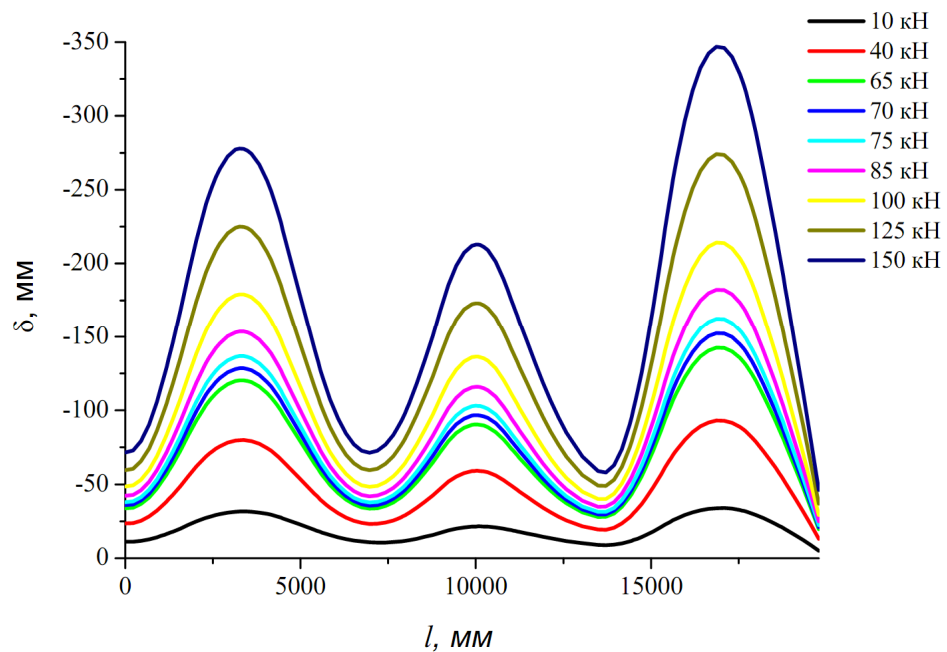


Рисунок 3.2 - Діаграма поперечного деформування (прогину) нижнього пояса ферми при різних рівнях питомого навантаження на 1 погонний метр верхнього пояса

Таблиця 3.1 – Координати точок для діаграми поздовжнього деформування верхнього правого пояса ферми при різних рівнях навантаження

Вісь	X	У	У	У	У	У	У	У	У	У
№	L (мм)	10 (кН)	40 (кН)	65 (кН)	70 (кН)	75 (кН)	85 (кН)	100 (кН)	125 (кН)	150 (кН)
1.	0	-2,5499	-5,4903	-7,9371	-8,4244	-8,9104	-9,8802	-11,355	-13,891	-16,471
2.	224,83	-2,3764	-5,0377	-7,2493	-7,6867	-8,1192	-8,9776	-10,279	-12,467	-14,583
3.	1236,6	0,97115	4,3091	7,123	7,7118	8,3287	9,6008	11,567	15,59	21,216
4.	3147,6	7,9981	23,377	36,252	38,878	41,554	46,98	55,252	70,504	88,916
5.	4159,3	6,6996	18,988	29,277	31,378	33,52	37,864	44,468	56,619	71,326
6.	5395,9	1,643	4,5671	7,0264	7,5359	8,0605	9,1316	10,718	13,759	17,826
7.	7644,2	-1,6356	-2,1338	-2,5474	-2,6256	-2,7012	-2,8411	-2,9025	-2,8999	-2,8264
8.	8318,7	-0,20282	2,8204	5,3437	5,8589	6,3824	7,4559	9,3666	12,925	16,893
9.	9892,4	3,8797	14,857	24,015	25,869	27,743	31,545	37,755	49,202	61,894
10.	10567	3,4932	12,865	20,685	22,269	23,873	27,134	32,527	42,693	54,185
11.	13040	-1,426	-3,1629	-4,6064	-4,892	-5,1749	-5,7323	-6,5012	-7,6014	-8,4498
12.	15401	6,1615	20,091	31,7	34,024	36,359	41,082	48,806	63,595	82,348
13.	16188	10,06	31,18	48,781	52,305	55,847	63,006	74,678	97,1	125,49
14.	17593	10,257	30,921	48,143	51,592	55,057	62,059	73,422	95,211	122,65
15.	18436	6,2617	19,067	29,74	31,877	34,026	38,369	45,432	59,051	76,149
16.	19110	1,8192	6,879	11,097	11,942	12,794	14,521	17,411	23,236	30,891
17.	19785	-3,4253	-6,7055	-9,4379	-9,9838	-10,529	-11,613	-13,175	-15,579	-17,609

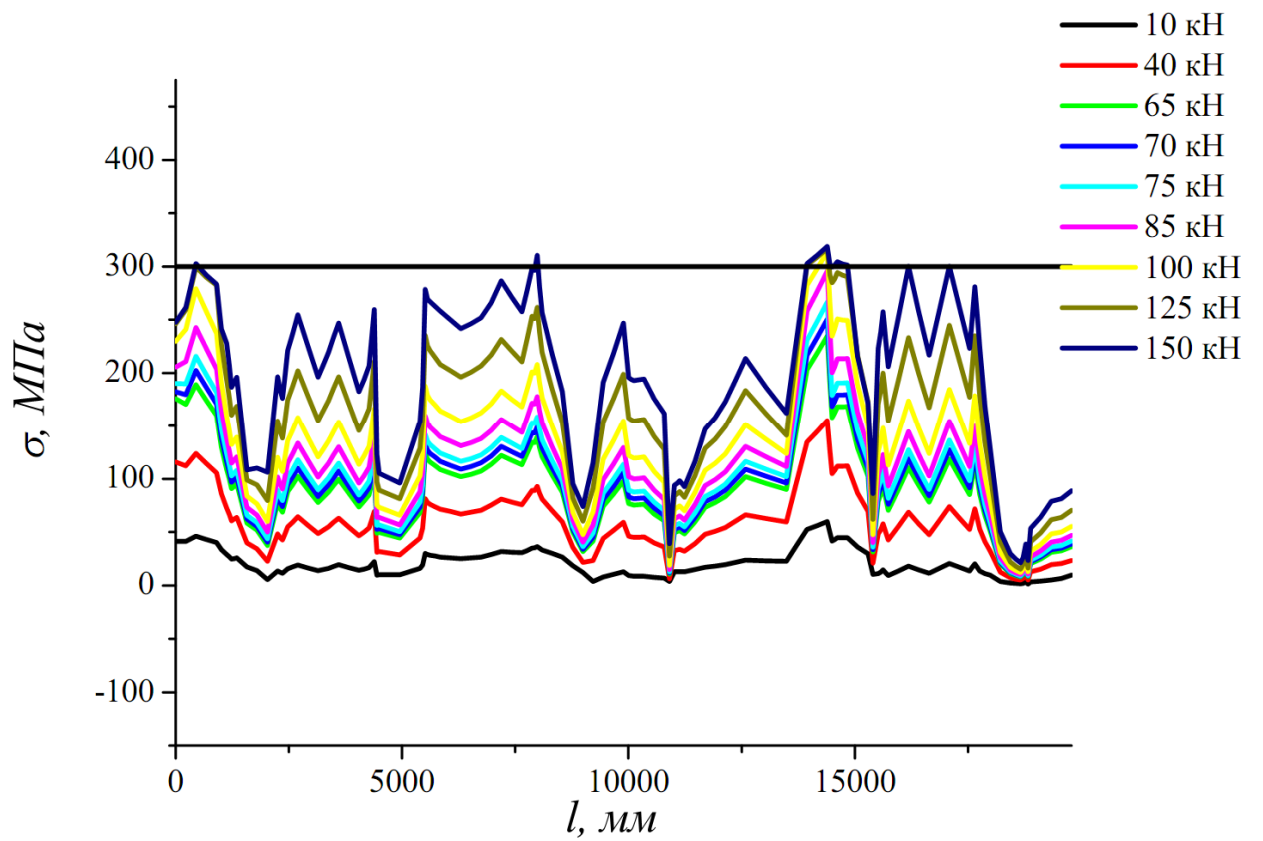


Рисунок 3.2 – Діаграма напружень вздовж верхнього правого пояса ферми при різних рівнях питомого навантаження на 1 погонний метр верхнього пояса

Таблиця 3.2 – Координати точок для діаграми поперечного деформування (прогину) нижнього пояса ферми при різних рівнях навантаження

Вісь	X	У	У	У	У	У	У	У	У	У
№	L (мм)	10 (кН)	40 (кН)	65 (кН)	70 (кН)	75 (кН)	85 (кН)	100 (кН)	125 (кН)	150 (кН)
1.	0	-11,126	-23,504	-33,829	-35,901	-37,979	-42,154	-48,522	-59,608	-71,521
2.	1236,6	-16,937	-39,824	-58,956	-62,832	-66,765	-74,716	-86,882	-109	-134,66
3.	2360,7	-27,771	-70,032	-105,36	-112,52	-119,78	-134,43	-156,81	-197,31	-244,25
4.	3372,4	-31,611	-79,9	-120,26	-128,44	-136,72	-153,45	-178,94	-224,86	-277,76
5.	4384,2	-27,908	-68,19	-101,85	-108,67	-115,57	-129,51	-150,7	-188,72	-232,3
6.	5620,7	-17,334	-38,553	-56,277	-59,855	-63,464	-70,734	-81,726	-101,23	-123,19
7.	7194,5	-10,65	-23,325	-33,891	-36,009	-38,131	-42,394	-49,019	-60,541	-72,643
8.	9892,4	-21,372	-58,867	-90,134	-96,431	-102,77	-115,58	-135,91	-172,44	-212
9.	10792	-20,043	-52,909	-80,317	-85,837	-91,4	-102,64	-120,63	-153,45	-189,51
10.	11691	-15,658	-37,768	-56,207	-59,92	-63,665	-71,246	-83,533	-106,48	-132,26
11.	13939	-9,2373	-20,702	-30,261	-32,173	-34,083	-37,9	-43,581	-53,023	-62,831
12.	14839	-15,504	-40,132	-60,657	-64,762	-68,876	-77,146	-90,068	-112,97	-139,09
13.	17537	-32,614	-88,751	-135,53	-144,9	-154,3	-173,25	-203,5	-259,97	-328,46
14.	18436	-24,609	-64,989	-98,641	-105,38	-112,14	-125,76	-147,38	-187,47	-235,25
15.	19335	-12,388	-31,686	-47,769	-50,988	-54,219	-60,725	-71	-89,942	-112,17
16.	19560	-8,8614	-22,508	-33,881	-36,158	-38,442	-43,042	-50,299	-63,667	-79,32
17.	19785	-5,1873	-13,118	-19,728	-21,051	-22,378	-25,051	-29,265	-37,023	-46,115

Таблиця 3.3 – Координати точок діаграми напружень для нижнього пояса ферми при різних рівнях навантаження

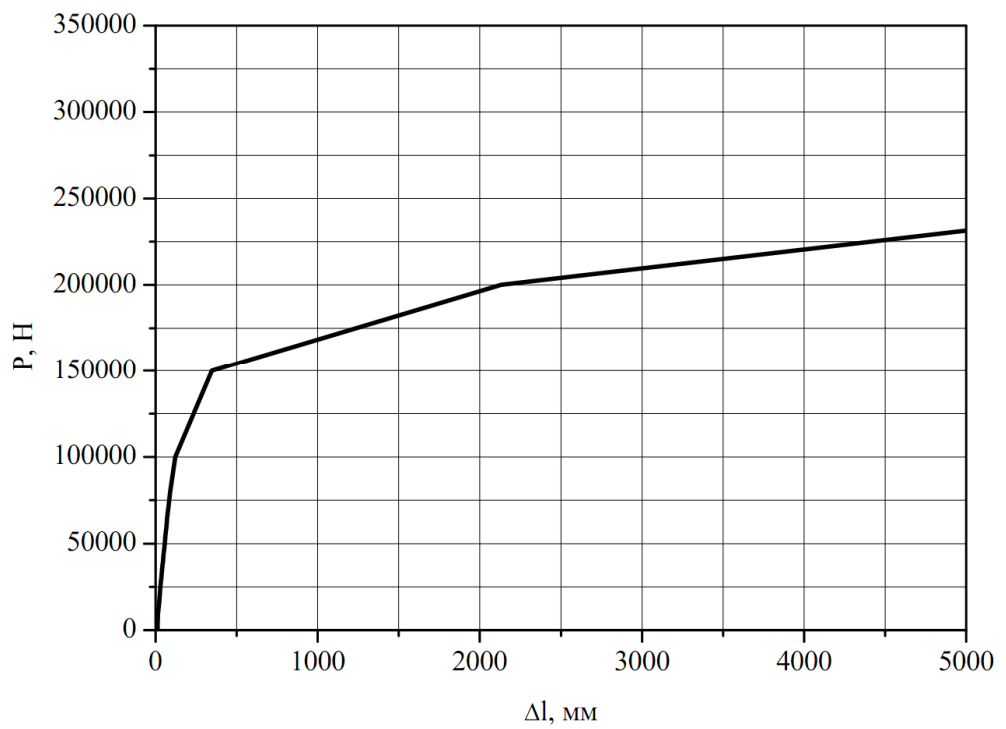
Вісь	X	У	У	У	У	У	У	У	У	У
№	L (мм)	10 (кН)	40 (кН)	65 (кН)	70 (кН)	75 (кН)	85 (кН)	100 (кН)	125 (кН)	150 (кН)
1.	0	41,35	115,81	175,66	182,34	189,92	205,64	229,69	246,29	247,69
2.	224,83	41,272	112,01	170,24	179,59	189,8	210,86	240,87	259,31	261,66
3.	1292,8	25,248	123,89	92,973	99,104	105,2	117,36	135,54	164,26	190,97
4.	2416,9	13,631	114,4	78,038	84,005	90,073	102,35	121,17	156,07	198,23
5.	3484,8	17,733	105,38	93,665	100,69	107,84	122,32	144,51	185,14	233,13
6.	4440,4	9,7624	85,702	48,87	52,533	56,277	63,874	75,37	96,945	122,99
7.	5733,1	27,405	72,557	112,2	120,05	128	144,12	169,3	214,32	262,33
8.	7419,3	31,181	66,629	117,46	125,41	133,45	149,7	175,12	220,49	271,28
9.	8318,7	29,854	60,707	103,23	109,92	116,64	130,1	149,84	184,52	217,39
10.	9948,7	11,03	62,22	87,204	94,207	101,28	115,54	137,9	177,85	220,94
11.	10904	3,8122	63,846	10,893	11,88	12,899	15,011	18,785	27,511	39,17
12.	11916	18,247	39,873	77,625	83,035	88,435	99,176	114,5	137,3	157,7
13.	14164	55,959	34,227	218,43	233,25	248,2	276,51	297,8	308,52	310,3
14.	15064	35,998	22,706	128,78	137,23	145,72	162,77	189,02	216,74	215,15
15.	15963	13,615	48,272	90,103	97,066	104,08	118,36	142,73	193,22	252,04
16.	17593	16,87	45,214	99,729	107,27	114,85	130,2	155,51	205,77	251,15
17.	18548	1,9401	42,638	9,2426	9,9073	10,572	11,913	14,112	18,002	24,689
18.	19560	6,6327	48,694	32,413	34,832	37,256	42,141	49,876	63,758	81,377

Отримано значення максимальних деформації видовження і максимальних деформації прогину верхнього правого пояса ферми в залежності від рівня розподіленого навантаження на верхній пояс ферми (таблиця 3.4).

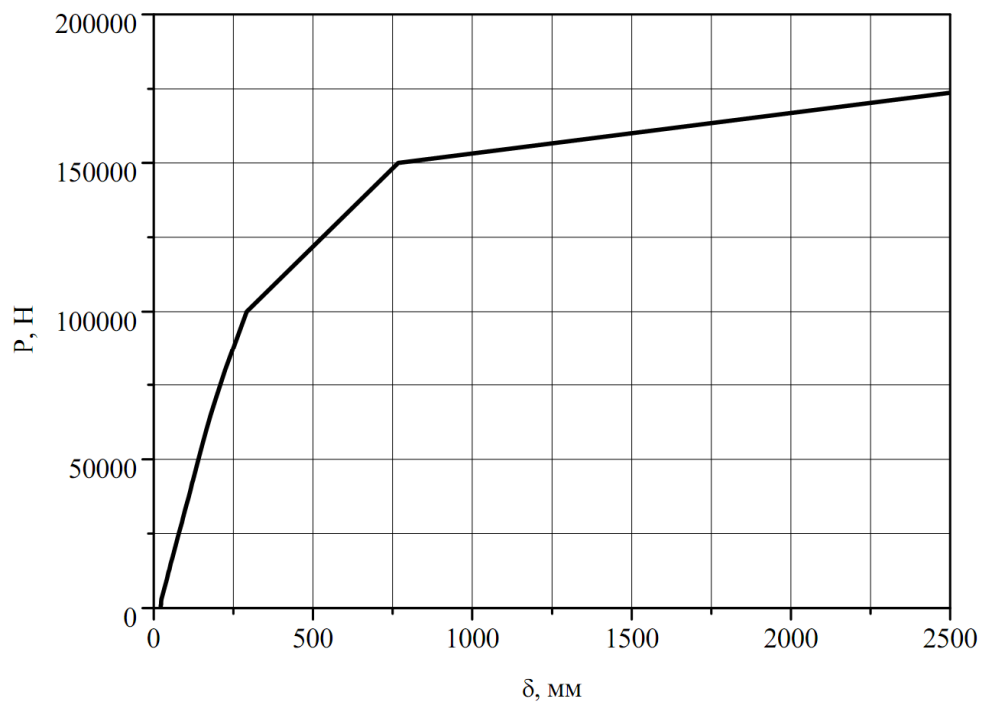
Таблиця 3.4 – Характеристики НДС зварної кроквяної ферми за результатами комп'ютерного моделюючого експерименту

№	Розподілене навантаження на верхній пояс q , Н/м	Максимальні напруження в нижньому поясові, σ , МПа	Деформації видовження, нижнього поясу Δl , мм	Деформації прогину нижнього поясу δ , мм
1	2	3	4	5
1	100	42,382	11,76	22,04
2	500	44,187	11,93	22,23
3	800	45,542	12,020	22,38
4	1000	46,445	12,06	22,47
5	1200	47,348	12,087	22,57
6	1500	48,703	12,10	22,71
7	2000	50,962	12,12	22,96
8	3000	55,482	12,14	24,10
9	5000	64,530	12,18	29,04
10	10000	87,170	14,97	41,41
11	11000	91,701	15,98	43,88
12	12000	96,232	17,00	46,35
13	13000	100,763	18,03	48,83
14	15000	109,827	20,06	53,77
15	17000	118,892	22,10	58,72
16	25000	155,161	30,25	78,50

1	2	3	4	5
17	29000	173,298	34,33	88,41
18	30000	177,8329	35,35	90,89
19	33000	191,4369	38,41	98,31
20	35000	200,5065	40,44	103,27
21	37000	209,5763	42,48	108,22
22	40000	223,1813	45,53	115,65
23	41000	227,7164	46,56	118,12
24	42000	232,2515	47,58	120,60
25	43000	236,7867	48,59	123,08
26	50000	269,5232	55,73	140,41
27	55000	285,8249	60,82	152,79
28	60000	299,0685	66,05	165,46
29	65000	301,2451	71,74	179,07
30	70000	302,2888	77,72	193,25
31	80000	329,4084	90,94	224,20
32	100000	344,9627	120,34	291,89
33	150000	379,3062	346,22	767,76
34	200000	438,885	2131,13	4434,83
35	300000	713,7025	11278,61	23444,4



a)



б)

Рисунок 3.3 - Діаграми деформування зварної кроквяної ферми, отримані комп'ютерним моделюючим експериментом:

а) максимальні деформації видовження верхнього правого пояса ферми;

б) максимальні деформації прогину верхнього правого пояса ферми

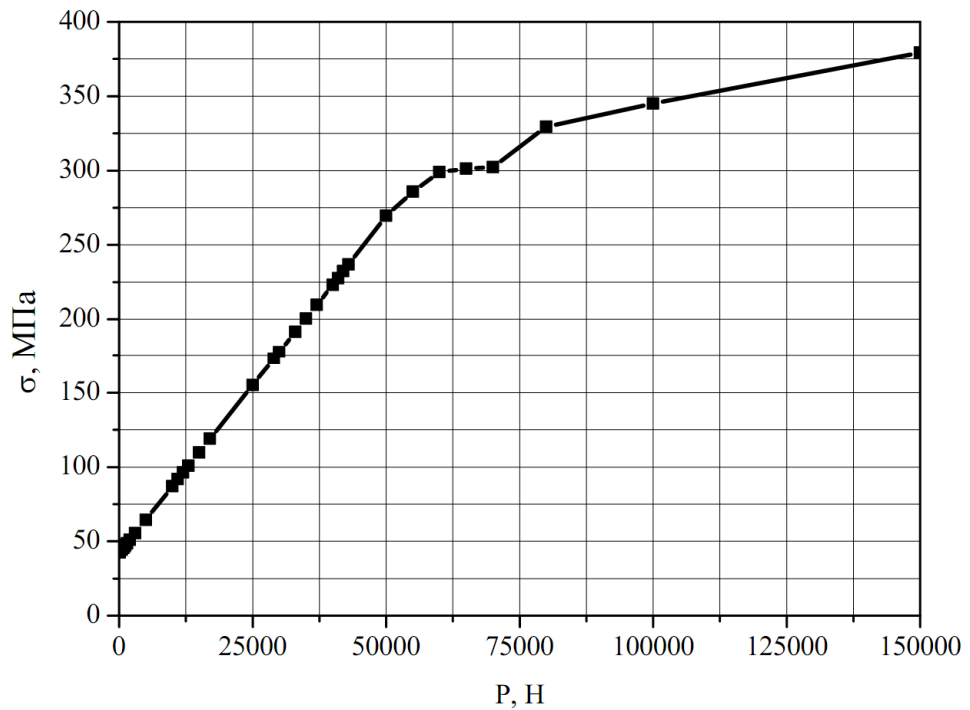


Рисунок 3.4 – Максимальні напруження в елементах зварної кроквяної ферми при різних рівнях навантаження, отримані комп'ютерним моделюючим експериментом

Висновки за розділом 3

1. Виконано дослідження НДС зварної кроквяної ферми при дії розподіленого навантаження на верхній пояс за класичною методикою розрахунку та комп'ютерним моделюючим експериментом з використанням програмного пакету ANSYS Workbench 14.5,

2. Виявлено неузгодженість отриманих результатів (співпадання становить 88...91%), зумовлену тим, що при комп'ютерному моделюванні враховано вплив на НДС елементів ферми більшої кількості чинників.

3. Для безпечної експлуатації досліджуваної кроквяної ферми запропоновано знизити рівень фактичних максимальних навантажень на 12% в порівнянні з проектними або виконати підсилення нижнього пояса ферми.

РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Законові.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку

на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві.

4.1.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні громадської будівлі

Правильна організація охорони праці під час виконання робіт в умовах міської забудови є надзвичайно важливим питанням через специфіку виконуваних робіт.

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздах для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити.

До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду,

старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмопідвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується. Зона електропрогрівання бетону повинна бути огорожена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

4.1.3 Вентиляція

Розрахункова місткість складає 953 чол. Згідно проекту передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря (м^3 /год.), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N$$

де L' – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об'єму приміщення, м^3 / (год·люд);

N – кількість людей.

Питомий об'єм приміщення V_n , (м^3 /люд), визначається за формулою

$$V_n = V / N,$$

де V – об'єм приміщення, м^3 . Величина нормативної кількості повітря V' визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об'єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0,85 = 2150 \cdot 12,5 \cdot 0,85 = 22844 \text{ м}^3$$

де H - висота приміщення; S -площа приміщення.

Питомий вільний об'єм складає:

$$V' = V / N = 22844 / 953 = 23,97 \text{ м}^3 / \text{люд} > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при $V' > 20 \text{ м}^3$ /люд становить 30 м^3 / (год·люд).

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції: $L = L' \cdot N = 30 \cdot 953 = 28590 \text{ м}^3$ /год. Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

Висновки:

Організація охорони праці під час виконання добудови є надзвичайно складною через специфіку виконуваних робіт, особливо в умовах міської забудови. Кожен громадянин України має право на належні, безпечні і здорові умови праці, гарантовані статтею 43 Конституції України.

4.2 Цивільний захист

4.2.1 Законодавство України про цивільну оборону

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов'язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов'язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб'єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту - у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

4.2.2 Евакуація відвідувачів приміщень при пожежах

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;
- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;
- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

В спортивних комплексах у багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол.

Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м² кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість цехів приймається з розрахунку не менше 1,35 м² на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;

Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;

Незадимлюваність шляхів евакуації;

Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» спортивні зали відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Приміщення мають площу 2150 м² кожен. Згідно ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в приміщенні визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{ном} = \frac{I_K}{K} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad (5.9)$$

де S - площа приміщення, $S = 2150\text{м}^2$

s_1 - площа на одну людину $s_1 = 1,35\text{м}^2$

$$n = \frac{2150}{1,35} = 953_{\text{чол}} \quad I_{\text{ном}} = \frac{I_K}{\kappa} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad (5.10)$$

Ширина основних евакуаційних проходів для приміщень площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно норм на 1 м ширини евакуаційного виходу для приміщень II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів :

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{\text{ном}} = \frac{I_K}{\kappa} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad \text{А} \quad (5.11)$$

де n - максимальне число людей, $n = 880_{\text{чол}}$

n_1 - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 165_{\text{чол/м}}$

$$b = \frac{953}{165} = 5,8_{\text{м}} \quad I_{\text{ном}} = \frac{I_K}{\kappa} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad \text{А} \quad (5.12)$$

Висновки:

У даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів з запроектованої будівлі становить 5,8м.

ВИСНОВКИ

1. Розроблено архітектурно - конструктивні плани з реконструкції цеху по виготовленні фанери з врахуванням існуючих проектних рішень.
2. Праведно розрахунок основних конструктивних елементів даху.
3. Розроблено скінченно-елементну модель металевої кроквяної ферми.
4. Встановлено, що для безпечної експлуатації досліджуваної кроквяної ферми запропоновано знизити рівень фактичних максимальних навантажень на 12% в порівнянні з проектними або виконати підсилення нижнього пояса ферми.
5. Розроблено заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях, зокрема розраховано евакуаційні шляхи при виникненні пожежі.

Бібліографія

1. ДСТУ Б А.2.4-7-95 "Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень" - К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996
2. Макланова Т.Г. и др. "Архитектура гражданских и промышленных зданий" – М.: Стройиздат, 1981.
3. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000
4. ДБН В.1.4-1.01-97 "Основні положення"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 1998
5. ДБН В.2.2.-10-2001 "Заклади охорони здоров'я" - К.:Держбуд України, 2001
6. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006
7. Шерешевский И.А. "Конструирования гражданских зданий и сооружений" – Л.: Стройиздат, 1979.
8. Барашикова А.Я. "Залізобетонні конструкції"- К.: Вища школа, 1995
9. ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"-К.: Мінбуд України, 2006
10. ДБН Д.2.2-7-99"Бетонні та залізобетонні конструкції збірні". – К.: Мінбуд України, 1999.
11. ДБН В.2.6-98-2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
12. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
13. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

14. ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010 "Будівельна кліматологія" К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
15. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування" - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
16. Кузима В. "Технологія та організація будівельних робіт"-Тернопіль. 2001
17. Ситник И.П. "Организация, планирование, и управление строительством" – К.: Вища школа. 1978
18. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 " Визначення тривалості будівництва об'єктів" - К.: Мінрегіон України, 2014.
19. ДБН В.1.1-7:2016"Пожежна безпека об'єктів будівництва". – К.: Мінрегіон України, 2017.
20. ДБН В.2.5-28-2006 "Природне і штучне освітлення". – К.: Мінбуд України, 2006.
21. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві ". – К.: Мінбуд України, 2009.
22. ДБН А.3.1-5:2016"Організація будівельного виробництва"- Мінрегіон України, 2016.
23. ДБН В.2.5-64-2012 "Внутрішній водопровід та каналізація" - К.: Мінбуд України, 2012.
24. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання." - К.: Мінбуд України, 2013.
25. ДБН В.2.5-75-2013 "Каналізація. Зовнішні мережі та споруди" - К.: Мінбуд України, 2013.
26. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання. Основні положення проектування" - К.: Мінбуд України, 2013.
27. ДБН В.2.5-67-2013 "Опалення, вентиляція та кондиціонування" - К.: Мінбуд України, 2013.
28. ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013 "Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем"- К.: Мінбуд України, 2013.

29. ДБН В.2.5-20-2001 "Газопостачання/Мінінвестбуд України"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2002.
30. Кондратьев А.И., Местечкина Н.М. "Охрана труда в строительстве" – М.:Высшая школа. 1990
31. Орлов Г.Г. "Инженерные решения по охране труда в строительстве" – М.: Стройиздат. 1985
32. Спельман Е.Л. "Техника безопасности при эксплуатации строительных машин и средств малой механизации" – М.:Стройиздат. 1986
33. Пугач В.І., Люлька Г.С. "Охорона праці в будівництві"-Навчальний посібник. – Харків: Рубікон. 1998
34. Нифонтов А.И. "Краткий справочник строителя" – К.: Будівельник. 1987
35. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.. Востановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертижей. – Томск, 1990. 320с.
36. Голышев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К.:Логос,2001. – 172с.
37. Усиление строительных конструкций. Хило Е.Р., Попович Б.С. – Львов: Вища школа: Изд – во при Львов. ун – те, 1985. - 156с.
38. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат,1990. - 250с.
39. Расчет и технические решения усиления железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Голышев, П.И.Кривошеев, П.М. Козелецкий и др.: под ред. А.Б. Голышева. – К.: Логос. – 2008. – 304с.
40. Куликов А.Н. К вопросу определения трещиностойкости фиброжелезобетона при осевом растяжении // Исследования в области железобетонных конструкций. Сб. тр. ЛИСИ, № 111. - Ленинград: ЛИСИ, 1976. - С. 9 - 22.

41. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363-371.

42. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

43. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Каргузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

44. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упроченных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

45. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

46. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.

47. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. p. 224-232.

48. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural Journal, 8 (4), 1991, pp. 490-500.

49. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box – section RC beams. Al – Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y.

Composites. В.2007.38, №5 – 6,с.720 – 731.

50. http://nebook.net/book_osnovi-ekonomichnih-teorj_568_page_1

51. Гандзюк М. П., Желібо Е. П., Халімовський М. О. Основи охорони праці / За ред.. Гандзюка М. П. - К.: Каравела 2003 - 405 с.

52. Ткачук К. Н., Халімовський М. О., Зацарний В.В., та інші. Основи охорони праці: Підручник. -К.: Основа, 2006. -444 с.

53. Справочник по охране труда на промышленных предприятиях, Ткачук К.Н. и др.-К.: Техника, 1991 -285 с.

54. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці: Підручник. - К.: Основа, 2002. - 320 с.

55. Пожежна безпека. Навч. посіб. /За ред. Рожкова А. П. — К.: Пожінформтех-ніка, 1999-255 с.

56. Ротань В. Г., Зуб І. В., Стичинський Б. С. Науково-практичний коментар до законодавства України про працю. Восьме видання. Доповнене та перероблене. — К.: Видавництво А.С.К., 2007. - 944 с.