

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**Факультет будівництва та транспорту**  
**Кафедра будівельних конструкцій**

**До захисту**  
**Допускається**  
Завідувач кафедри  
Будівельних конструкцій  
\_\_\_\_\_ Циганенко Л.А.  
підпис  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2024 р.

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**за другим рівнем вищої освіти**

**На тему: «Дослідження напружено-деформованого стану  
балочних елементів складеного перерізу із ЛСТ профілів»**

Виконав (ла)	_____	_____
	(підпис)	Ковшик О.І. (Прізвище, ініціали)
Група		_____
		БУД 2301-2м
(Науковий) керівник	_____	_____
	(підпис)	Павлюченков М.В. (Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

**Спеціальність:** 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

**ЗАВДАННЯ**

**НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

**Ковшик Олександр Іванович**

**Тема роботи:** Дослідження напружено-деформованого стану балочних елементів складеного перерізу із ЛСТ профілів

Затверджено наказом по університету №1363/ос від "08" травня 2024р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "09" грудня 2024 р.

Вихідні дані до роботи:

*виконати докладний аналіз, який включає існуючі змішані будівельні*

*системи і комбіновані системи із холодноформованими ЛСТ-*

*профілями; запроектувати будівлю з використанням ЛСТ-профілів*

*для елементів конструкцій несучого каркасу; з використанням*

*рівняння Ейлера розрахувати значення величин найбільших*

*напружень втрати стійкості у тонкостінному сталевому профілі;*

*змодельовати чисельну скінченно-елементну модель балки із*

*складеним (замкнутим) перерізом; описати напружено-*

*деформований стан балки, що досліджується*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

*Загальні відомості щодо сталевих холодноформованих конструкцій*

*Дослідження еволюції конструкцій зі сталевими легкими*

*тонкостінними профілями. Використання піни поліуретанової у*

*якості заповнювача. Архітектурно-конструкторський підхід,*

*обраний для реалізації будівельного об'єкту. Конструктивні*

*рішення. Розрахунок і проектування підземної і надземної складової*

*будівлі. Дослідження напружено-деформованого стану балок з  $\Sigma$ -*

*профілів з заповненим внутрішнім об'ємом*

Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

*Фасади, генеральний план ділянки, ситуаційний план, експлікація,*

*ТЕП. План першого поверху, експлікація приміщень, воріт, дверей,*

*Вузли. Схема елементів настилу і план покрівлі, суміщений план*

*ферм та прогонів. Схема розташування елементів фундаментів,*

*інженерно-геологічний розріз. Відправний елемент ферми,*

*геометрична і розрахункова схема ферми, схема уніфікованої*

*кроквяної ферми. Розрахунок прогону із різнополичних  $\Sigma$ -профілів*

*Визначення критичного напруження втрати стійкості. Процес*

*чисельного моделювання балки складеного перерізу*

**Керівник :**

(підпис)

Павлюченко М.В.

(Прізвище, ініціали)

**Консультант**

(підпис)

Луцьковський В.М.

(Прізвище, ініціали)

**Завдання прийняв до виконання:**

**Здобувач**

(підпис)

Ковшик О.І.

(Прізвище, ініціали)

## Анотація

**Ковшик Олександр Іванович. Дослідження напружено-деформованого стану балочних елементів складеного перерізу із ЛСТ профілів –** Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

**Кваліфікаційна робота магістра** за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

*Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР.*

**Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.**

**Результати досліджень** дозволяють зробити висновок, про те, що заповнення внутрішнього об'єму складеного перерізу балок поліуретановою піною сприяє підвищенню локальної стійкості стінок, що, в свою чергу, підвищує несучу здатність елемента (майже на 25 відсотків). Встановлено, що наповнення внутрішнього об'єму балок пінополіуретаном дозволяє рівномірно перерозподілюватися напруженням, у той час як у пустотілій балці присутнє нерівномірне розподілення напружень.

**Аналіз публікацій та досліджень** встановив, що на сьогодні легкі сталеві тонкостінні конструкції є новітнім методом у будівництві, який здобуває зростаючу популярність як в Україні, так і в усьому світі. Завдяки цим конструкціям можна швидко будувати будівлі на каркасній основі при мінімальних витратах, що робить їх привабливими для житлової та комерційної сфери у будівництві. Сталеві конструкції можуть виконуватись за каркасною технологією. Наступним кроком до зменшення ваги конструкцій стало використання більш ефективного профілю.

**В основній частині** визначені галузі застосування, основні переваги та недоліки застосування легких сталевих тонкостінних конструкцій. Наведено архітектурно-конструкторський підхід, обраний для реалізації будівельного об'єкту. Описані конструктивні рішення об'єкту для впровадження. Виконано

розрахунок і проектування підземної і надземної складової будівлі. Реалізовано дослідження напружено-деформованого стану балок з  $\Sigma$ -профілів з заповненим внутрішнім об'ємом.

У **висновках** наведено аналіз використання комбінованих будівельних змішаних систем, у яких бетон і сталь ефективно інтегруються в єдиній конструкції. Розроблено та змодельовано чисельну скінченно-елементну модель балки із складеним (замкнутим) перерізом, у який входить два різнополичні холодноформовані  $\Sigma$ -профіля. Отримані результати чисельних досліджень обґрунтовують потребу в подальших практичних експериментах, які мають на меті визначення оптимальних форм перерізів легких сталевих тонкостінних конструкцій у відповідності до різних рівнів силових зусиль, оцінку ступеня зчеплення матеріалів під час тестів на відривання, а також поліпшення та раціоналізацію технологій створення таких конструкцій.

**Ключові слова:** Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК), стійкість, зусилля, внутрішній заповнювач, напружено-деформований стан.

**Список публікацій** та/або виступів на конференціях студента:

Ковшик О., Павлюченков М. Дослідження напружено-деформованого стану балочних елементів складеного перерізу із ЛСТ профілів. Collection of Scientific Papers with the Proceedings of the 2nd International Scientific and Practical Conference «Scientific Research: Modern Innovations and Future Perspectives» (November 25-27, 2024. Montreal, Canada). European Open Science Space (Інтернет конференція). – 2024. – С. 47-49.

В **додатках** наведено; тези конференції, альбом слайдів мультимедійної презентації.

**Структура роботи.** Робота складається з основного тексту на 68 сторінках, у тому числі 16 таблиць, 36 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 5 розділів, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 28 використаних джерел, 2 додатків на 19 сторінках. Графічна частина складається з 15 слайдів мультимедійної презентації.

## Зміст

Розділ 1. Загальна характеристика роботи	4
Розділ 2 Огляд наявних підходів до тематики дослідження	7
2.1 Загальні відомості щодо сталевих холодноформованих конструкцій	7
2.2 Дослідження еволюції конструкцій зі сталевими легкими тонкостінними профілями	10
2.3 Труднощі локальної втрати стійкості сталевими легкими тонкостінними профілями	12
2.4 Комбіновані конструкції (сталезалізобетон)	13
2.5 Піна поліуретанова: загальні параметри	14
Висновки по Розділу 2	15
Розділ 3 Архітектурно-конструкторський підхід, обраний для реалізації будівельного об'єкту	16
3.1 Загальна характеристика ділянки	16
3.1.1 Ситуаційне знаходження ділянки та кліматичні умови	16
3.1.2 Гідрологічні і інженерно-геологічні параметри майданчику	16
3.2 Генеральний план	17
3.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення	17
3.2.2 Протипожежна та противибухова характеристика будівлі	18
3.3 Характеристика технологічного процесу	18
3.4 Конструктивні рішення	20
3.4.1 Опис несучих конструкцій	20
3.4.2 Огороджувальні конструкції	20
3.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни	21

3.6	Санітарно-технічне обладнання	23
Розділ 4 Розрахунок і проектування підземної і надземної складової будівлі		24
4.1	Розрахунок і конструювання фундаментів	24
4.1.1	Інженерно-геологічні параметри будівельної ділянки	24
4.1.2	Розрахункові параметри ґрунтів	26
4.1.3	Висновки щодо інженерно-геологічних параметрів будівельної ділянки та рекомендації	29
4.1.4	Вибір типу фундаментів	29
4.1.5	Розрахунок глибини закладання фундаментів	30
4.1.6	Обчислення розмірів подошви фундаменту	30
4.2	Розрахунок та конструювання ферми	34
4.2.1	Збір навантажень на покриття	34
4.2.2	Знаходження вузлових зусиль	35
4.2.3	Визначення зусиль в стержнях ферми	35
4.2.4	Підбір перерізів стержнів ферми	37
4.3	Розрахунок елементів рами будівлі	46
4.3.1	Збирання навантажень на раму будівлі	46
4.3.2	Виконання статичного розрахунку рами будівлі	47
4.3.3	Розрахунок центрально-завантаженої колони	50
Розділ 5 Дослідження напружено-деформованого стану балок з $\Sigma$ -профілів з заповненим внутрішнім об'ємом		53
5.1	Загальні відомості	53

5.2	Розрахунок сталевого профільованого настилу	54
5.3	Обчислення параметрів прогону з $\Sigma$ -профілів різнополочних, які складені із різних перерізів	55
5.4	Обчислення величини при втраті стійкості за граничним напруженням	58
5.5	Процедура чисельного моделювання балки складного перерізу та результати її розрахунку	60
	Загальні висновки	68
	Список використаних джерел	69
	Додатки:	
	Додаток 1. Матеріали конференції	72
	Додаток 2. Графічні матеріали	75

# РОЗДІЛ 1

## ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

### **Актуальність теми та постановка задачі.**

Сьогодні до будівництва висувають ряд вимог, серед яких економічність є однією з основних. Це вимагає постійного зменшення обсягу матеріалів та загальної ваги конструкцій. Сталеві конструкції відповідають цим вимогам, що зробило їх популярними. Вони можуть бути реалізовані за каркасною технологією, а наступним кроком у зменшенні ваги є застосування більш ефективних профілів.

Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК) – це новітній метод у будівництві, який здобуває зростаючу популярність як в Україні, так і в усьому світі. Завдяки цим конструкціям можна швидко будувати будівлі на каркасній основі при мінімальних витратах, що робить їх привабливими для житлової та комерційної сфери у будівництві.

ЛСТК – це система конструкцій, виготовлених із тонкостінної сталі з оцинковкою. Завдячуючи великій точності виробництва, такі конструкції забезпечують простоту і зручність установки. Вони використовуються для зведення комерційних споруд, промислових об'єктів і житлових будинків.

Основні елементи ЛСТК включають профілі різноманітної форми – Z-подібні, U-подібні та С-подібні, які підбираються відповідно до конкретних вимог проекту. Зазначені профільні конструкції мають високу стійкість до навантажень і корозії, що суттєво збільшує їхній строк експлуатації.

Застосування ЛСТК у будівельній сфері пропонує кілька суттєвих плюсів:

- надійність: ЛСТК конструкції можуть нести великі навантаження, забезпечуючи стійкість у різноманітних ситуаціях при експлуатації;
- швидкість монтажу: враховуючі свою модульність та легкість, будівництво з використанням ЛСТК здійснюється набагато швидше, у порівнянні з традиційними методами;
- енергоефективність: будівлі з ЛСТК мають гарні теплоізоляційні властивості, які сприяють зменшенню коштів на кондиціонування і опалення;

- економічність: зниження коштів на матеріали та виконання робіт робить ЛСТК доцільним варіантом для різних будівельних проектів;
- екологічність: профілі ЛСТК можуть використанні у вторинній переробці, що допомагає зменшити негативний вплив на довкілля.

Розрахунок напружено-деформованого стану ЛСТК, як і інших конструкцій, проводиться за стандартними методами проектування будівельних конструкцій. Однак, з огляду на специфіку, як ведуть себе легкі холодноформовані сталеві тонкостінні конструкції та їх взаємодія з теплоізоляційними матеріалами, це направлення вимагає більш детального додаткового вивчення.

### **Мета і завдання дослідження.**

Мета роботи полягає у чисельному аналізі напружено-деформованого стану тонкостінних балок комбінованих, які складені із різних перерізів і у яких заповнений внутрішній об'єм поліуретановою піною та пусті.

Для виконання поставленої мети сформований перелік завдань:

- виконати докладний аналіз, який включає існуючі змішані будівельні системи і комбіновані системи із холодноформованими ЛСТ-профілями;
- запроектувати будівлю з використанням ЛСТ-профілів для елементів конструкцій несучого каркасу;
- з використанням рівняння Ейлера розрахувати значення величин найбільших напружень втрати стійкості у тонкостінному сталевому профілі;
- змодельовати чисельну скінченно-елементну модель балки із складеним (замкнутим) перерізом;
- описати напружено-деформований стан балки, що досліджується.

**Об'єкт дослідження** – прогони покрівлі, які входять у конструкцію промислового об'єкту будівництва, із складеним (замкнутим) перерізом, у який входить два різнополичні холодноформовані  $\Sigma$ -профіля.

**Предмет дослідження** – несуча здатність і напружено-деформований стан балки, що досліджується.

### **Методологічні і теоретичні основи застосовані у дослідженні.**

Процедура чисельних розрахунків (дослідження) базувалася на іноземних та вітчизняних роботах, даних з попередніх наукових досліджень, а також на діючих законодавчих і нормативних актах.

### **Технічна новизна одержаних результатів.**

Розроблено та змодельовано чисельну скінченно-елементну модель балки із складеним (замкнутим) перерізом, у який входить два різнополичні холодноформовані  $\Sigma$ -профіля. Вихідні дані – архітектурно-конструктивні креслення промислового об'єкту, у якого основний несучий елемент – повний маталокаркас. При розрахунках враховане зчеплення (адгезія, сили тертя) між матеріалами та перерізами балки. Встановлено, що наповнення внутрішнього об'єму балок пінополіуретаном дозволяє рівномірно перерозподілюватися напруженням, у той час як у пустотілій балці присутнє нерівномірне розподілення напружень.

### **Практичне значення одержаних результатів.**

Отримані результати чисельних досліджень обґрунтовують потребу в подальших практичних експериментах, які мають на меті визначення оптимальних форм перерізів легких сталевих тонкостінних конструкцій у відповідності до різних рівнів силових зусиль, оцінку ступеня зчеплення матеріалів під час тестів на відривання, а також поліпшення та раціоналізацію технологій створення таких конструкцій.

### **Апробація і публікація результатів дипломної роботи.**

Результати роботи опубліковано у збірнику матеріалів Collection of Scientific Papers with the Proceedings of the 2nd International Scientific and Practical Conference «Scientific Research: Modern Innovations and Future Perspectives» (November 25-27, 2024. Montreal, Canada). European Open Science Space (Інтернет конференція) [28].

## РОЗДІЛ 2

### ОГЛЯД НАЯВНИХ ПІДХОДІВ ДО ТЕМАТИКИ ДОСЛІДЖЕННЯ

#### 2.1. Загальні відомості щодо сталевих конструкцій холодного формування

Технічний прогрес у конструкціях проявляється у зменшенні їхньої маси та вартості виготовлення або монтажу, при цьому зберігаючи попередню тримальну здатність та експлуатаційні характеристики. Ці позитивні результати вдалося досягнуто завдяки впровадженню нових матеріалів, які ефективно взаємодіють зі сталлю, та застосуванню тонкостінних конструкцій.

Розвиток технології виробництва дозволило виготовляти легкі сталеві конструкції з коефіцієнтом запасу міцності, не меншим, ніж у конструкціях, що застосовувалися досі.

Використання вигнутих профілів з тонкого листового металу потребує нового підходу до проектування, виробництва та монтажу на всіх етапах. Умови виготовлення профілів та їхніх елементів мають значно більший вплив на техніко-економічні показники, ніж при застосуванні традиційних конструкцій.

Сталеві холодноформовані елементи за типами розділяються на дві основні групи – панелі і настили, лінійні складові каркасу. Конструкція лінійних елементів – одиночні та складені профілі. Такі конструкції використовуються у якості балок незначних прольотів, покрівельних або стінових прогонів, окремих стоячих колон та/або стійок, поясів ферм. Зазвичай висота холодноформованих елементів варіюється від 0.05 до 0.300 м. Значення товщин елементів варіюється в межах від 1.0 до 8.0 мм. Найчастіше використовуються Z, П, С,  $\Sigma$  та  $\Omega$ -профілі. З одиночних профілів холодного формування, які вказані вище, є можливість створення складених профілів будь-яких перетинів.

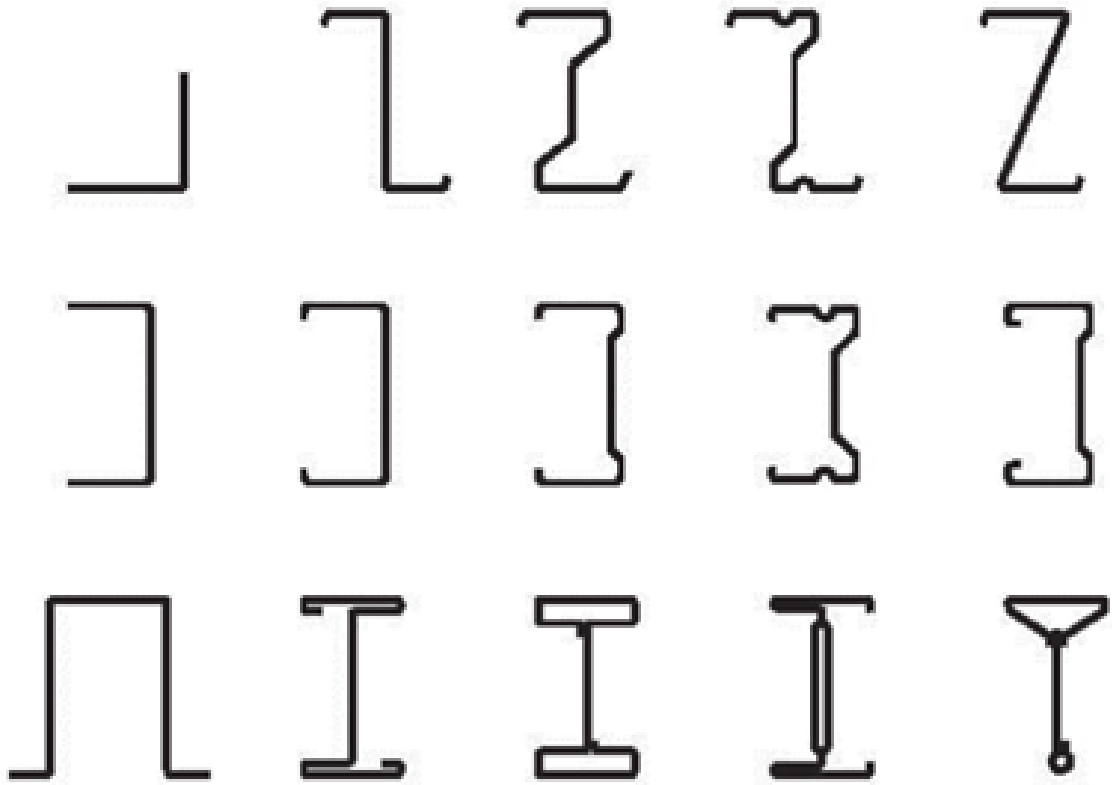


Рис. 2.1. Одиночні профілі холодного формування з відкритим перерізом

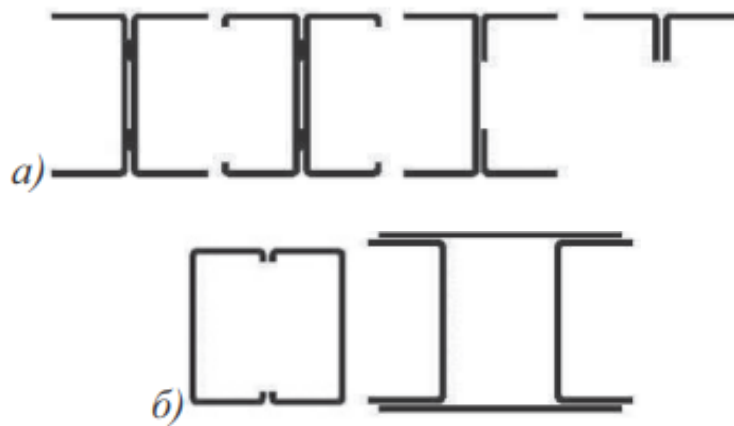


Рис. 2.2. Профілі складеного типу: відкриті (а) та закриті (б) перерізи

До другого типу холодноформованих елементів відносяться профільовані настили та панелі, які служать для сприйняття рівномірно розподіленого навантаження. Значення висоти хвиль у настилах варіюється у межах від 20 до 200 мм, при товщині листа, що коливається від 0.5 до 2.0 мм.

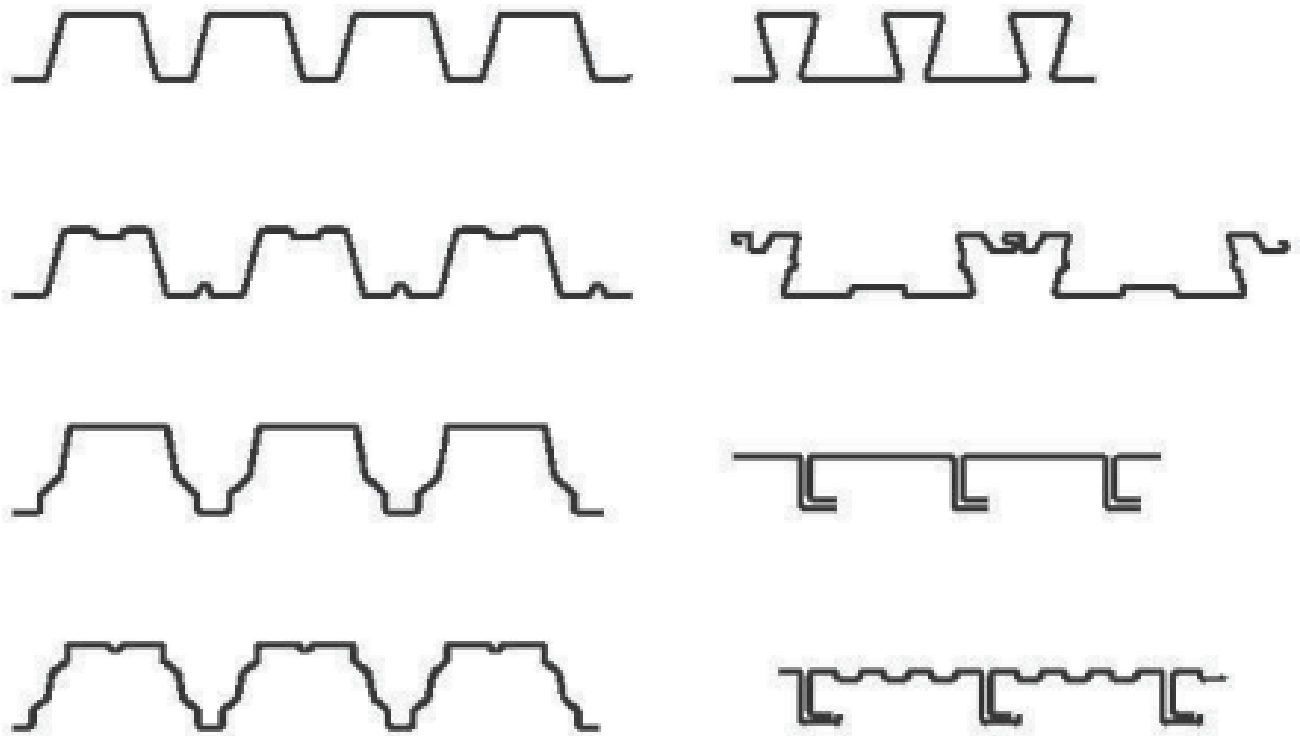


Рис. 2.3. Види перерізів профільованих настилів і сталевих панелей

Характерна особливість сталевих конструкцій холодного формування полягає у можливості проектування та будівництва будівель і споруд, використовуючи тільки зазначені елементи.

Світова практика показує, що ЛСТК зазвичай застосовують для зведення малоповерхових житлових будинків.

На сьогодні в нашій державі найбільше ЛСТК застосовують для створення стін та перекриттів громадських і виробничих будівель за технологією складання сендвіч-панелей.

При виборі конструктивного рішення сполучень (стиків та вузлів) легких елементів необхідно враховувати такі фактори, як дія сил у перетинах, що з'єднуються; перерізи з найменшою міцністю у з'єднаннях; міцність на зріз стінок балок, поясів та укладеної між ними частини стику; ексцентриситет; концентрацію напруги; деформованість частин стику під час виготовлення та експлуатації.

## 2.2. Дослідження еволюції конструкцій зі сталевими легкими тонкостінними профілями

ЛСТК – це система конструкцій, виготовлених із тонкостінної сталі з оцинковкою. Завдяючи великій точності виробництва, такі конструкції забезпечують простоту і зручність установки. Вони використовуються для зведення комерційних споруд, промислових об'єктів і житлових будинків.

Основні елементи ЛСТК включають профілі різноманітної форми – Z-подібні, U-подібні та С-подібні, які підбираються відповідно до конкретних вимог проекту. Зазначені профільні конструкції мають високу стійкість до навантажень і корозії, що суттєво збільшує їхній строк експлуатації.



Рис. 2.4. Сфери використання технологій ЛСТК

Застосування ЛСТК у будівельній сфері пропонує кілька суттєвих плюсів:

- надійність: ЛСТК конструкції можуть нести великі навантаження, забезпечуючи стійкість у різноманітних ситуаціях при експлуатації;
- швидкість монтажу: враховуючі свою модульність та легкість, будівництво з використанням ЛСТК здійснюється набагато швидше, у порівнянні з традиційними методами;
- енергоефективність: будівлі з ЛСТК мають гарні теплоізоляційні властивості, які сприяють зменшенню коштів на кондиціонування і опалення;
- економічність: зниження коштів на матеріали та виконання робіт робить ЛСТК доцільним варіантом для різних будівельних проектів;
- екологічність: профілі ЛСТК можуть використанні у вторинній переробці, що допомагає зменшити негативний вплив на довкілля.

На додаток до своїх переваг, у суцільних тонкостінних елементів також є свої недоліки:

- може виникнути *місцева втрата стійкості*. Це явище у більшій мірі стосується С-подібних профілів.
- властивості пов'язані з *Теплофізичними характеристиками*. Профіль з металу виступає як місток холоду, значно знижуючи тепловий опір огорожуючої конструкції та температуру її внутрішньої поверхні.

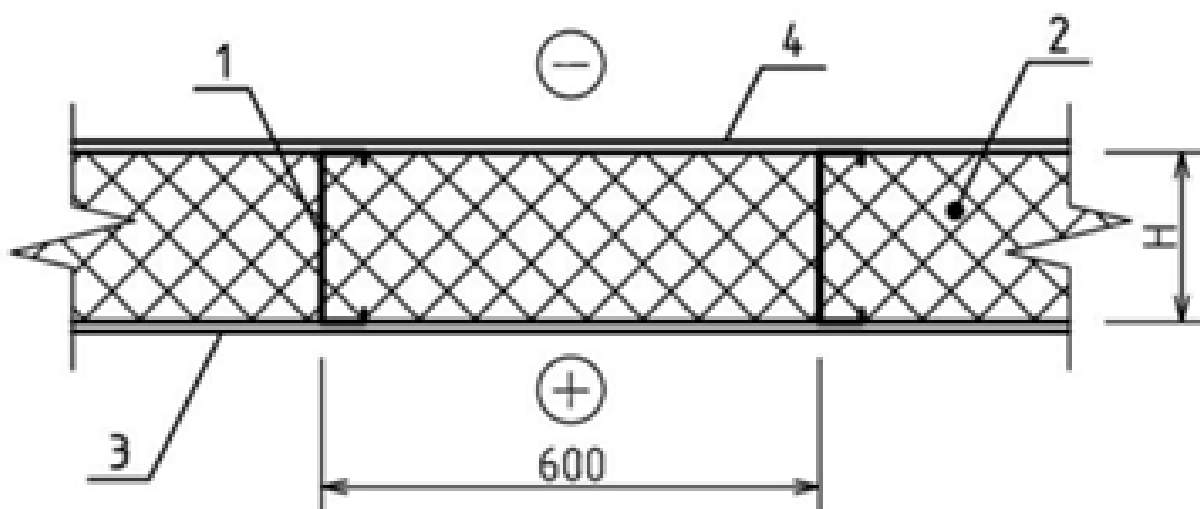


Рис. 2.5. Переріз профілю стіни

Вказані недоліки становлять суттєві перешкоди для вдалого впровадження новітніх будівельних технологій. Щоб їх подолати, розробляються різні конструктивні рішення для профілів.

### 2.3. Труднощі локальної втрати стійкості ЛСТК

Місцева форма втрати стійкості пов'язується із втрачанням стійкості окремих пластин, які закріплені шарнірно по краям. При дії осьового стиску така форма втрачання стійкості описується хвилеподібним вигином стінки в напрямку, ортогональному до площі пластини (рис. 2.6).

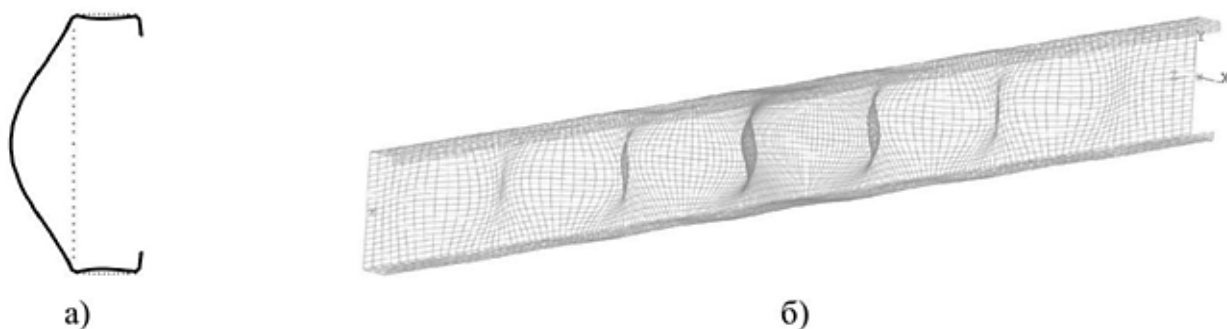


Рис. 2.6. Приклад локальної форма втрачання стійкості: а) поперечний перетин; б) загальний вид

Для пластини існують два основні типи закритичної поведінки, які суттєво відрізняються один від одного.

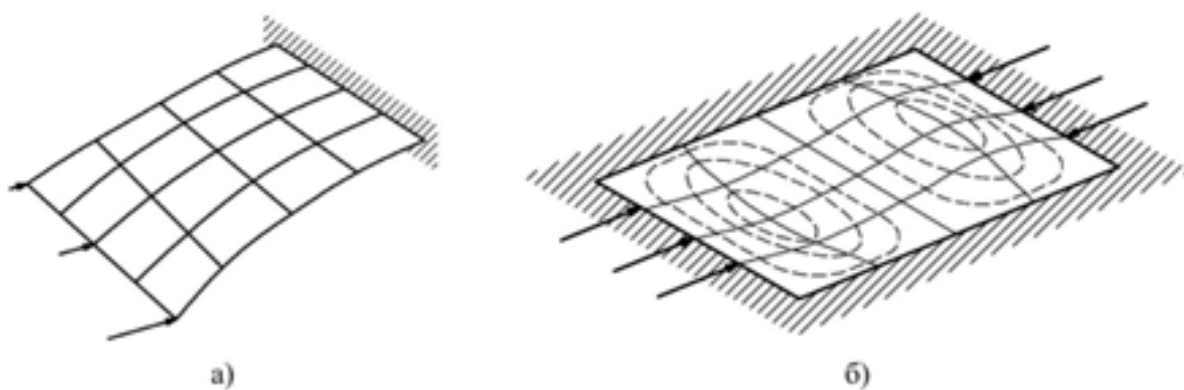


Рис. 2.7. Приклади кріплення пластин

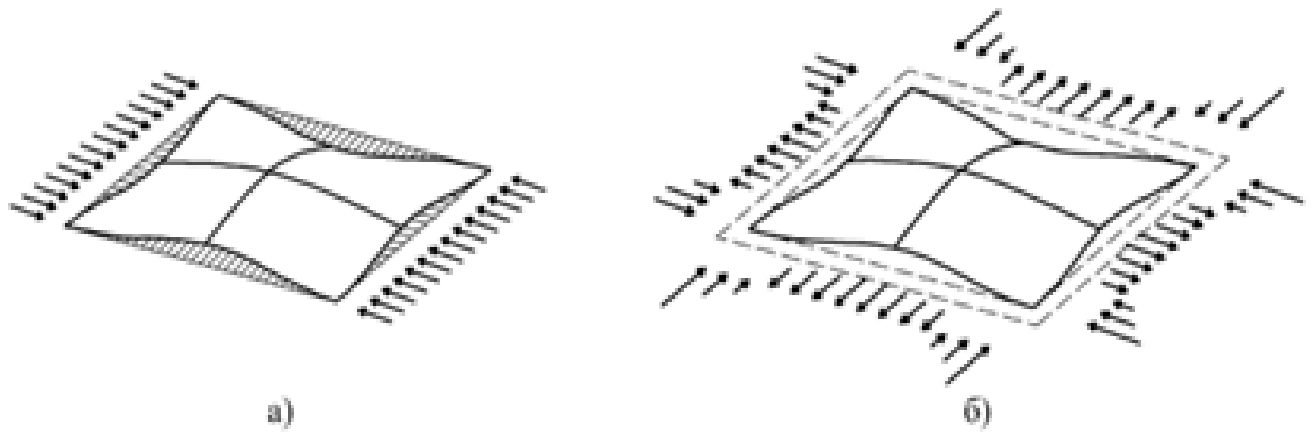


Рис. 2.8. Силіві фактори у серединній площині

#### 2.4. Конструкції комбіновані (сталезалізобетон)

На сьогодні досить перспективним напрямком є побудова будівель з несучим каркасом із використанням системи у основі якої – легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК). Такі конструкції володіють як перевагами, так і недоліками. Один з основних недоліків є теплопровідність ЛСТ профілів, стійкість та інші. Зменшення вказаних негативних факторів може бути досягнуто застосуванням комбінованих конструкцій – ЛСТ профілів і легкий бетон.

Актуальна задача – коректно вводити граничні параметри у моделювання при експлуатації програмних комплексів для отримання реальних даних

Просторова жорсткість при розробці малоповерхових будівель каркасного типу з ЛСТК вирішується різними способами. Пропонується підсилити конструкції з ЛСТ профілів за допомогою легкого полістиролбетону.

Виходячи з вище наведеного, актуальна науково-технічна задача полягає в розробці новітніх чисельних підходів визначення НДС ЛСТ профілів при сумісній роботі з бетонами та з матеріалами, які мають гарні теплоізоляційні властивості.

## 2.5. Піна поліуретанова: загальні параметри

Пінополіуретан – це один із найпопулярніших сьогодні будівельних матеріалів-утеплювачів. З ним намагаються конкурують такі утеплювачі, як мінеральна вата та пінопласт.

Це матеріал, який має чудові тепло-і гідроізоляційні властивості. Сфера застосування ППУ найширша, спочатку він використовувався тільки в космічній промисловості.

ППУ вигідно відрізняє від інших утеплювачів і те, що його можна приготувати безпосередньо на місці застосування. Це досягається за рахунок змішування рідин різного ступеня в'язкості у певній пропорції. Отриману суміш або заливають у форму, або розпорошують стисненим повітрям. В результаті виходить покриття без стиків, що заповнює собою тріщини, пори та порожнини. Реакції спінювання та затвердіння протікають буквально за кілька хвилин. Варто зазначити, що ППУ «липне» практично до будь-якої поверхні.

Ще одна унікальна особливість ППУ – довговічність. Якщо утеплювач не контактує безпосередньо з навколишнім середовищем, термін його служби — не менше 50 років! При цьому пінополіуретанове покриття не потребує будь-якого ремонту або обслуговування. Крім того, ППУ не горить і не виділяє ніяких шкідливих сполучень.

Поліуретанова піна є дуже зручною у використанні, тому що може бути нанесена із сопла балончику чи за допомогою спеціального пістолету. Для великих площ може бути використане спеціалізоване обладнання при проведенні робіт по утепленню та ізоляції. Підвищена продуктивність та точність нанесення гарантується при застосуванні піни пістолетної професійної. За такого способу пістолетна піна має невелику розширювальність, що робить її підходящою для використання з матеріалами, які легко піддаються деформації.

Таблиця 2.1 Значення технічних характеристик поліуретанової піни Penosil

Показник	Характеристика
Коефіцієнт теплопровідності, Вт/м×К.	0,019-0,035
Структура	Закритопористий, відкритопористий
Ефективний термін експлуатації, роки	25-50
Екологічність	Безпечний
Робоча температура, °С	-150...+150
Адгезія («прилипання») до будь- яких поверхонь	Відмінна (1,5-3 кг./см <sup>2</sup> )
Вологопоглинання, % від об'єму при 20°С за 30 діб	До 6 (залежно від щільності ППУ)
Додаткові витрати	Захист від УФ-випромінювання (тільки при зовнішньому напиленні ППУ)
Мікроорганізми, гризуни	Стійкий
Горючість (група горіння)	Важкогорючий, самозатухаючий (Г2, Г3)
Усадка при експлуатації	Ні
Звукоізоляція	Так
Швидкість монтажу, м <sup>2</sup> /зміна	100-500

### Висновки по Розділу 2

На сьогодні легкі сталеві тонкостінні конструкції є новітнім методом у будівництві, який здобуває зростаючу популярність як в Україні, так і в усьому світі. Завдяки цим конструкціям можна швидко будувати будівлі на каркасній основі при мінімальних витратах, що робить їх привабливими для житлової та комерційної сфери у будівництві.

## РОЗДІЛ 3

### АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТОРСЬКИЙ ПІДХІД, ОБРАНИЙ ДЛЯ РЕАЛІЗАЦІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ОБ'ЄКТУ

#### 3.1 Загальна характеристика ділянки

##### 3.1.1. Ситуаційне знаходження ділянки та кліматичні умови

Ділянка для будівництва знаходиться в центральній частині міста Зміїв Харківської області.

Для будівництва відведена ділянка прямокутної форми загальною площею  $265 \times 175 \text{ м} = 46375 \text{ м}^2$ .

Майданчик, відведений під будівництво, відноситься до II району по тиску вітру.

Середньомісячна температура найхолоднішого місяця січня складає:  $-5^\circ\text{C}$ , найжаркішого місяця липня:  $+20^\circ\text{C}$ .

Вітровий режим характеризується переважно вітрами західного та північно-західного напрямку.

Середня швидкість вітру за зимовий період – 5 м/с.

Значення ваги снігового покриву – 0.69 кПа на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної площі.

Тиск вітру на  $1 \text{ м}^2$  вертикальної поверхні складає – 0.34 кПа.

Глибина промерзання ґрунту становить 0.8 м.

Відхилення середньомісячної температури від середньої температури повітря найбільш холодної доби в січні складає 15%.

##### 3.1.2. Гідрологічні і інженерно-геологічні параметри майданчику

Рельєф майданчику спокійний, в північному напрямку є ухил. Різниця абсолютних відміток – від 203.50 м до 206.53 м. За результатами інженерно-геологічних досліджень були встановлені інженерно-геологічні елементи наступних типів:

- ґрунтово-рослинний шар – 500 мм;
- шар 1 – пісок середньої щільності пилуватий – 7000 мм;
- шар 2 – суглинок напівтвердий – 6300 мм;

- шар 3 – суглинок туго пластичний – 8000 мм.

Ґрунтові води розміщені на глибині 6000 мм.

Проектна відмітка майданчика призначена із умов відміток існуючих промбудівель і максимального збереження рельєфу, сприятливих умов відводу дощових вод.

До початку будівництва передбачається зрізання рослинного шару з відвезенням його в зону рекультивації і використання для озеленення виробничих територій.

## **3.2. Генеральний план**

### **3.2.1. Обґрунтування прийнятого рішення**

Графічна частина розбивочного плану представлена на слайді графічної частини роботи. Рішення на будівництво будівлі з легких металевих конструкцій були прийняті із наступних міркувань:

- наявність місця під будівництво;
- наявність автомагістральних і залізничних шляхів;
- можливість забезпечення об'єкта, що будується, робочою силою.

Горизонтальне планування будівельного генплану враховує забезпечення нормальних санітарних і протипожежних розривів. Розміщення будівлі виконано з врахуванням умов для забезпечення виробничих процесів (так як будівля являється частиною заводу, що будується), природного та штучного освітлення, провітрювання території.

Проектні відмітки призначені із умов максимального збереження рельєфу.

Архітектурно-планувальне рішення генплану виконано у відповідності з вимогами архітектурно-планувального завдання, організації під'їздів і підходів до майданчика.

Схема організації рельєфу вирішена у відповідності з технологічними і будівельними вимогами з рельєфом майданчика, організації водовідводу.

Відвід поверхневих вод передбачений по спланованій поверхні від будівель на автодороги до прийомників дощової каналізації. На майданчику під

будівництво передбачений ряд заходів по озелененню і благоустрою вільних від забудови і проїздів ділянок. Передбачена рядова і групова посадка дерев і кущів. Вільна площа під деревами засівається багаторічними травами. На території майданчика розміщені зони для відпочинку і куріння, на яких розміщені лавочки.

Ширина проїздів прийнята не менше 7.0 м, мінімальний радіус заокруглення прийнятий 8.0 м.

Конструкція дорожнього покриття прийнята:

- середньозернистий асфальтобетон – 6 см;
- щебінь – 18 см;
- пісок – 15 см.

### **3.2.2. Протипожежна та противибухова характеристика будівлі**

Запроектована будівля виробничого корпусу Зміївської паперової фабрики по категорії вибухопожежонебезпечності належить до категорії Б. У цю категорію входять об'єми будівель, у яких знаходяться волокна та речовини легкозаймисті, що мають температуру займання більше +28°C. За ступенем вогнестійкості будівля належить до II групи вогнестійкості.

### **3.3. Характеристика технологічного процесу**

Будівля, що проектується, призначена для виробництва паперу (головний виробничий корпус фабрики).

Згідно технологічного процесу до складу даного виробництва входять наступні цехи:

- 1) відбілювальний цех;
- 2) рольний цех;
- 3) головний корпус.

Головний корпус включає в себе наступні відділення:

- 1) відділення паперових машин;
- 2) трансмісійне відділення;
- 3) сортувальне відділення;
- 4) пакувальне відділення.

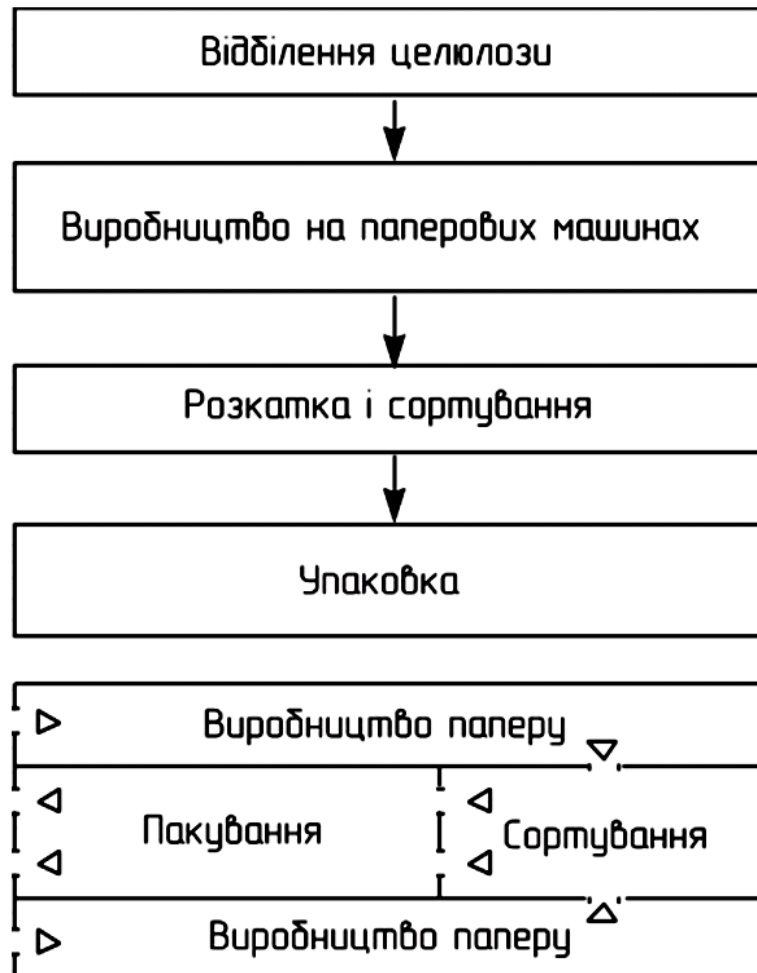


Рис. 3.1. Схема технологічного процесу будівлі

Сам технологічний процес складається з наступного: для виробництва паперу використовують целюлозу, яку привозять на фабрику із заводу-постачальника. Для виробництва технічного паперу допускається додавати до целюлози до 25% ганчір'я та льону. Коли целюлоза поступає на фабрику, її попередньо необхідно відбілити, що й відбувається у відбілювальному цеху. Після цього целюлоза поступає в рольний цех, де до неї додається ганчір'я з льоном, після цього вся суміш перемішується й вариться.

Далі готова сировина для виробництва паперу поступає на паперові машини, які приводяться в дію за допомогою числених двигунів, які розміщені в трансмісійному відділенні. Після чого папір в рулонах до 2 т поступає в сортувальне відділення, де його сортують та розрізають. З сортувального відділення папір поступає в пакувальне відділення, де його пакують і звідкі папір як готова продукція поступає на склад.

### **3.4. Конструктивні рішення**

#### **3.4.1. Опис несучих конструкцій**

Основна будівля виробничого корпусу з повним каркасом, вироблена із застосуванням металевих конструкцій.

Під колонами запроєктовано фундаменти окремо стоячі, монолітні залізобетонні. Для стін будівлі застосовуються фундаментні балки, без улаштування повноцінних фундаментів. Для встановлення технологічного обладнання запроєктовані залізобетонні монолітні фундаменти.

Вертикальні несучі колони прийнято металевими зі складеним перерізом, який не змінюється по висоті.

Для вязів застосовуються труби – це горизонтальні в'язі в нижніх поясах та вертикальні в'язі між колонами.

Використано ферми із легких металевих гарячокатаних труб в якості ригелів.

Стіни виробничого корпусу – панелі типу “Сендвіч” з утеплювачем з пінополіуретану, який обшитий металевими профільованими листами.

Запроєктовані металеві сходи для виходу на оглядові майданчики над приміщеннями.

#### **3.4.2. Огороджувальні конструкції**

Покриття виконано по складеним прогонам із ЛСТ-профілів, вкладеним по фермах. На прогони вкладається сталевий профільований настил. Пошаровий склад покриття наступний:

- шар гравію, втоплений в мастику – 5мм;
- гідроізоляційний килим з чотирьох шарів рубероїду марки РМ-350 на антисептичній мастиці;
- термоізоляція – мінераловатні плити підвищеної жорсткості з  $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$ ;
- пароізоляція з одного шару рубероїду марки РМ-350 на гарячому бітумі;
- сталевий профнастил;
- прогони;
- несуча ферма.

Віконні прорізи застосовуються стрічкового типу вздовж будівлі та на торцевих стінах. Вікна складаються з трьох віконних панелей по висоті  $2.4+1.2+1.2 = 4.8$  м.

Ворота прийняті розпашними розмірами:  $3.6 \times 3.6$  м та  $3.0 \times 3.0$  м.

### 3.4.3. Теплотехнічний розрахунок стіни

Розраховуємо тришарову панель типу “Сендвіч” на теплопровідність.

Основні розрахункові дані:

- район будівництва – м. Зміїв, Харківська область;
- призначення будівлі – промислове;
- вологісний режим – сухий;
- температура внутрішнього повітря  $t_g = +15^\circ\text{C}$ ;
- прийнята конструкція огороження – тришарова панель “Сендвіч” із пінополіуретана ( $\gamma = 60 \text{ кг/м}^3$ ) з двосторонньою обшивкою із профільованого сталюого оцинкованого листа  $t = 0.8$  мм.

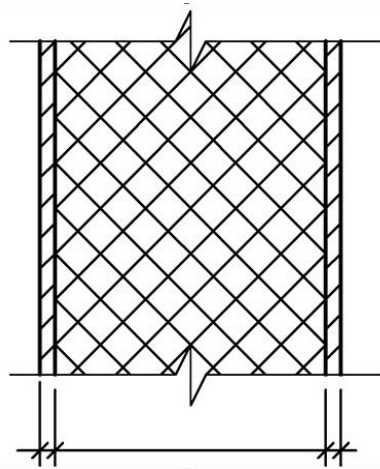


Рис. 3.2. Схема для розрахунків огорожувальної конструкції

Таблиця 3.1 Значення коефіцієнтів для розрахунку теплопровідності і теплосвоєння

№ п/п	Найменування матеріалу	$\delta$ , м	$\lambda$
1	Оцинкований сталювий лист	0.0008	58
2	Пінополіуретан	0.60	0.041
3	Оцинкований сталювий лист	0.0008	58

Необхідний термічний опір тепловіддачі ( $R_o^{mp}$ ) для даної конструкції стін визначається за формулою:

$$R_o^{mp} = 1/\alpha_v + \delta_1/\alpha_1 + \delta_2/\alpha_2 + \delta_3/\alpha_3 + 1/\alpha_n.$$

Значення коефіцієнтів  $\alpha_v$  і  $\alpha_n$  взяті у будівельній кліматології за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.

$$R_o^{mp} = 1/25 + 0.0008/58 + \delta_2/0.041 + 0.0008/58 + 1/(-22) = 0.045 + \delta_2/0.041.$$

де  $\alpha_v = 25$  °С - середня температура найдовше тривалих теплих п'яти днів з забезпеченістю 0.9;

$\alpha_n = -22$  °С - середня температура найдовше тривалих холодних п'яти днів з забезпеченістю 0.9.

Оскільки загальний термічний опір для м. Зміїв складає:

$$R_o = 2.8 \text{ Вт}\times\text{м}/\text{с}^2, \text{ то } 0.045 + \delta_2/0.041 = 2.8, \text{ звідки } \delta_2 = 140 \text{ мм.}$$

Отже, прийнята конструкція зовнішньої стіни придатна для зведення споруди в м. Зміїв Харківської області.

### **3.5. Архітектурно-художнє рішення будівлі**

За основу об'єктивних рішень прийнятий принцип максимального блокування і орієнтації найбільш виражених об'ємів з точки зору архітектурно-планувальних рішень в сторону вулиці Фабричної.

Внутрішнє оздоблення: масляне і клейове фарбування, облицювання глазурованою плиткою і вапняна побілка.

Покриття підлог: бетонне, асфальтобетонне, керамічне, лінолеум.

Зовнішнє оздоблення: фарбування віконних прорізів фарбою сірого кольору; воріт і дверей – також сірою фарбою; цокольні панелі – цементним розчином; стінові панелі - помаранчевою фарбою.

### 3.6. Санітарно-технічне обладнання

Водопостачання. Джерелом водопостачання служить існуюча загальноміська мережа. Пожежогасіння з розрахунком витрати води 35 л/с забезпечується із виробничого протипожежного водогону.

Каналізація. Очистка виробничих вод від заліза, кольорності і підвішених речовин виконується на швидкісних фільтрах з попередньою коагуляцією сірчаноокислим алюмінієм і підлуженим вапном.

Суміш побутових і виробничих стоків фабрики пропускається по напірному колектору в дві нитки на міські очисні споруди.

Виробничі стічні води перед скиданням в побутову каналізацію підлягають очищенню на локальних спорудах: грязевідстійники і нейтралізаційні станції.

Дощові стоки, що змиваються з території фабрики, відводяться за територію фабрики по автодорогам в каналізацію.

Опалення і вентиляція. Опалення в основному повітряне. Вентиляція місцева і загальнообмінна, приточно-витяжна з механічним і природнім приводом.

У воріт передбачається влаштування повітряно-теплових завіс.

Енергозабезпечення. Джерелом енергозабезпечення для фабрики служить існуюча загальноміська мережа. Мережі тепловпункту прийняті кабельні з прокладкою кабелів в траншеях.

Електроосвітлення. Проектом передбачається робоче електричне освітлення світильниками з лампами накали, ілюмінісцентними лампами, також передбачається місцеве освітлення робочих місць.

Напрягу мережі освітлення приймаємо 380В/220 В. Живлення робочого освітлення передбачається від групового освітлювального щитка.

Керування освітлювальними приладами передбачається вимикачами і рубильниками, встановлених в приміщеннях. Для виконання ремонтних робіт передбачено аварійне освітлення з напругою в мережі 36 В.

## РОЗДІЛ 4

### РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ПІДЗЕМНОЇ І НАДЗЕМНОЇ СКЛАДОВОЇ БУДІВЛІ

#### 4.1. Розрахунок і конструювання фундаментів

##### 4.1.1. Інженерно-геологічні параметри будівельної ділянки

Результати по геологічним вишукуванням і лабораторні випробування зразків ґрунту з будівельного майданчика, який знаходиться в м. Зміїв, наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1. Параметри ґрунтів майданчика

Позначення	Характеристика
ІГЕ-1	ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0.5 м
ІГЕ-2	суглинок тугопластичний, товщиною 6.9-7.1 м
ІГЕ-3	суглинок текучопластичний товщиною 6.2-6.4 м
ІГЕ-4	глина тугопластична товщиною 7.9-8.1 м

Таблиця 4.2. Значення за лабораторними аналізами ІГЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	E, МПа	$\varphi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
								100	200	300
2.66	1.71	22.0	29.2	18.0	9	19	20	-	-	-

Розрахунок основних фізичних характеристик ґрунту для ІГЕ-2:

- пластичність:

$$I_P = W_L - W_P = 29.2 - 18.0 = 11.2\%$$

- текучість:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{22.0 - 18.0}{29.2 - 18.0} = 0.36$$

- значення коефіцієнту пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2.66}{1.71}(1 + 0.22) - 1 = 0.90$$

- значення коефіцієнту водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2.66 \cdot 0.22}{0.90 \cdot 1.0} = 0.65.$$

Таблиця 4.3. Значення за лабораторними аналізами ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	E, МПа	$\varphi$ , град	с, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
								100	200	300
2.67	1.97	26.0	27.9	18.5	15	18	20	-	-	-

Розрахунок основних фізичних характеристик ґрунту для ІГЕ-3:

- пластичність:

$$I_p = W_L - W_p = 27.9 - 18.5 = 9.4\%$$

- текучість:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{26.0 - 18.5}{27.9 - 18.5} = 0.80$$

- значення коефіцієнту пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2.67}{1.97}(1 + 0.26) - 1 = 0.71$$

- значення коефіцієнту водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2.67 \cdot 0.26}{0.71 \cdot 1.0} = 0.98$$

Таблиця 4.4. Значення за лабораторними аналізами ІГЕ-4

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	E, МПа	$\varphi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
								100	200	300
2.67	1.97	26.0	27.9	18.5	15	18	20	-	-	-

Розрахунок основних фізичних характеристик ґрунту для ІГЕ-4:

- пластичність:

$$I_P = W_L - W_P = 44.0 - 21.0 = 23.0\%$$

- текучість:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{27.5 - 21.0}{44.0 - 21.0} = 0.28$$

- значення коефіцієнту пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2.75}{1.96}(1 + 0.275) - 1 = 0.79$$

- значення коефіцієнту водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2.75 \cdot 0.275}{0.79 \cdot 1.0} = 0.96$$

#### 4.1.2. Розрахункові параметри ґрунтів

Величини міцнісних характеристик ґрунтів: кут внутрішнього тертя  $\varphi$  та питоме зчеплення  $c$ , а також щільність ґрунтів прийняті нормативними значеннями. У обчисленнях основи та фундаментів використані розрахункові характеристики. По виразу  $A = \frac{A_n}{\gamma_g}$  розраховується довільна обчислювальна характеристика, де  $A_n$  – значення характеристики нормативне,  $\gamma_g$  – значення коефіцієнту надійності для ґрунту. Для обчислень за другою групою граничних станів  $\gamma_g = 1.0$ . Для обчислень за першою групою граничних станів при

визначенні питомого зчеплення  $\gamma_g = 1.5$ . При визначенні кута внутрішнього тертя у пісках  $\gamma_g = 1.1$ , у глинистих ґрунтах  $\gamma_g = 1.15$ . Для обчислення питомої ваги  $\gamma_g = 1.05$ .

Значення для ПГЕ-2:

$$\varphi_{II} = 19^\circ, c_{II} = 20(\text{кПа}), \gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1.71 = 17.1(\text{кН} / \text{м}^3),$$

$$\text{tg}\phi_I = \frac{\text{tg}\phi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg}19^\circ}{1.15} = 0.344, \varphi_I = 17^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{20}{1.5} = 13.3(\text{кПа}), \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1.71}{1.05} = 16.3(\text{кН} / \text{м}^3).$$

Значення для ПГЕ-3:

$$\varphi_{II} = 18^\circ, c_{II} = 20(\text{кПа}), \gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1.97 = 19.7(\text{кН} / \text{м}^3),$$

$$\text{tg}\phi_I = \frac{\text{tg}\phi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg}18^\circ}{1.15} = 0.283, \varphi_I = 16^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{20}{1.5} = 13.3(\text{кПа}), \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1.97}{1.05} = 18.8(\text{кН} / \text{м}^3).$$

Значення для ПГЕ-4:

$$\varphi_{II} = 16^\circ, c_{II} = 42(\text{кПа}), \gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1.96 = 19.6(\text{кН} / \text{м}^3),$$

$$\text{tg}\phi_I = \frac{\text{tg}\phi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg}16^\circ}{1.15} = 0.249, \varphi_I = 14^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{42}{1.5} = 28.0(\text{кПа}), \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1.96}{1.05} = 18.7(\text{кН} / \text{м}^3).$$

Результати лабораторних випробувань і значення за розрахунками для усіх визначених ПГЕ наведені в таблиці 4.5.

Таблиця 4.5. Фізико-механічні параметри ґрунтів будівельної ділянки

№ ПЕ	Назва ґрунту	Говщина ПЕ, м	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики					Міцнісні характеристики				Деформативні характеристики			
			$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho$ г/см <sup>3</sup>	$W_p$ %	$W_{Lp}$ %	$W_p$ %	$I_{p3}$ %	$I_{Lp}$ д.о.	$e$ д.о.	$S_p$ д.о.	$\gamma_1$ кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{ц}$ кН/м <sup>3</sup>	$\phi_1$ град	$\phi_2$ град	$c_1$ кПа	$c_2$ кПа	Відносне просідання $\epsilon_{sv}$ при тиску p, кПа		
																100	200	300		
ПЕ-1	Ґрунтово-рослинний	0.5																		
ПЕ-2	Суглинок тугопластичний	6.9-7.1	2.66	1.71	22.0	29.2	18.0	11.2	0.36	0.90	0.65	16.3	17.1	17	19	-	-	-	-	9000
ПЕ-3	Суглинок текучопластичний	6.2-6.4	2.67	1.97	26.0	27.9	18.5	9.4	0.80	0.71	0.98	18.8	19.7	16	18	-	-	-	-	15000
ПЕ-4	Ґлина тугопластична	7.9-8.1	1.96	1.96	27.5	44.0	21.0	23.0	0.28	0.79	0.96	18.7	19.6	14	16	-	-	-	-	10000

### 4.1.3. Висновки щодо інженерно-геологічних параметрів будівельної ділянки та рекомендації

На будівельній ділянці під будівництво об'єкту відведена ділянка у формі прямокутника із розмірами в плані 265000 на 175000 мм. Рель'єф поверхні є спокійним з позначками від 206.50 (у північно-східному напрямку) до 204.50 (у південно-західному напрямку). На ділянці до глибини 22000 мм вибурено три свердловини, з яких відбиралися зразки.

Підземні води розташовуються на позначці 193000 мм.

Враховуючи інженерно-геологічні умови, прийнято виконувати фундаменти невеликого закладення у вигляді окремих фундаментів під кожен стовп.

Таблиця 4.6. Параметри ґрунтів майданчика

Позначення	Характеристика
ІГЕ-1	ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0.5 м
ІГЕ-2	суглинок тугопластичний, товщиною 6.9-7.1 м
ІГЕ-3	суглинок текучопластичний товщиною 6.2-6.4 м
ІГЕ-4	глина тугопластична товщиною 7.9-8.1 м

### 4.1.4. Вибір типу фундаментів

Оскільки будівля має каркасну будову, тому під колони приймаються окремостоячі фундаменти невеликого закладання.

Параметри майданчику будівництва:

- горизонтальне залягання пластів;
- наявність витриманого рівня підземних вод на відмітці 193000 мм, це впливає на влаштування основ, зведення неглибоких фундаментів і експлуатацію будівель;
- поверхня ділянки не розчленована.

Отже, майданчик відноситься до першої (простої) категорії складності інженерно-геологічних умов. Всі досліджені шари, за виключенням рослинного шару, можуть служити природними основами.

При порівняно невеликих навантаженнях доцільно закласти фундаменти в шарі № 2 (суглинок тугопластичний).

#### 4.1.5. Розрахунок глибини закладання фундаментів

Величина глибини закладання фундаментів розраховується враховуючі наступні фактори:

- конструктивні особливості будівлі, навантаження та впливи на фундамент;
- геологічні умови будівельного майданчика;
- умови планування ґрунту (основою під фундамент має бути надійний ґрунт);
- глибина промерзання ґрунтів.

Величина глибини, на яку промерзає ґрунт визначається:

$$d_f = d_{fn} \cdot k \cdot \frac{d_0}{23} = 0.8 \cdot 1.1 \cdot \frac{23}{23} = 0.88 \text{ м.}$$

Значення глибини закладання фундаментів приймається у відповідності до  $d_f = 0.88 \text{ м}$ , конструктивних особливостей споруди та інженерно-геологічних параметрів:  $d = 1.6 \text{ м}$ .

#### 4.1.6. Обчислення розмірів подошви фундаменту

Форма фундаменту приймається квадратною в плані.

За умовну позначку 0.000 приймається рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 205.70 м. Основою під подошвою фундаменту є суглинок тугопластичний з розрахунковим опором  $R_0 = 176 \text{ кПа}$ .

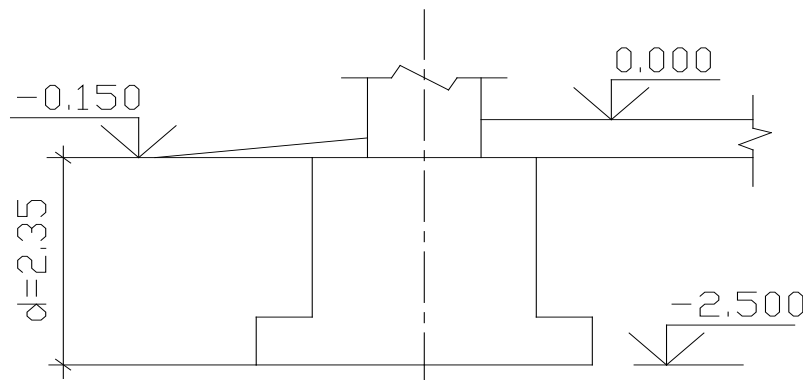


Рис. 4.1. Схема фундаментів

Розрахунок ведеться по другій групі граничних станів по осі «А»:

- $N_{II} = 182.5 \text{кН}$ ;
- $M_{II} = 50.28 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;
- $Q_{II} = 115.65 \text{кН}$ .

У першому наближенні визначається ширина підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma \cdot d} = \frac{182.5}{176 - 20 \cdot 1.6} = 1.27 \text{м}^2;$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{1.27} = 1.13 \text{м}.$$

Приймається фундамент розміром  $b \times b = 1.2 \times 1.2 \text{ м}$ .

Уточнюється розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} \cdot k \cdot b \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} \times$$

$$\times \left[ 0.47 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot 17.1 + 2.89 \cdot 1.6 \cdot 17.1 + 5.48 \cdot 20 \right] = 237.98 \text{кПа}.$$

Перевіряється виконання умов  $p \leq R$  та  $p_{\max} \leq 1.2R$ :

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} d = \frac{182.5}{1.44} + 20 \cdot 1.6 = 158.7 \text{кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d}{W} = \frac{182.5}{1.44} + 20 \cdot 1.6 + \frac{50.28 + 115.65 \cdot 1.6}{0.288} = 420.3 \text{кПа};$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.4 \cdot 1.4^2}{6} = 0.29 \text{м}^3;$$

$$P = 158.74 \text{кПа} < R = 237.98 \text{кПа}.$$

Умова виконується.

$$P_{\max} = 420.3 \text{кПа} < 1.2R = 1.2 \cdot 237.98 = 285.6 \text{кПа}.$$

Умова не виконується, тому збільшуються розміри фундаменту  $b \times b = 1.4 \times 1.4 \text{ м}$ .

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} \cdot k \cdot b \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} \times$$

$$\times \left[ 0.47 \cdot 1.0 \cdot 1.4 \cdot 17.1 + 2.89 \cdot 1.6 \cdot 17.1 + 5.48 \cdot 20 \right] = 239.9 \text{кПа};$$

$$A = 1.4 \cdot 1.4 = 1.96 \text{м}^2;$$

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{182.5}{1.96} + 20 \cdot 1.6 = 125.11 \text{кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d}{W} = \frac{182.5}{1.96} + 20 \cdot 1.6 + \frac{50.28 + 15.65 \cdot 1.6}{0.457} = 286.9 \text{кПа};$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.4 \cdot 1.4^2}{6} = 0.46 \text{м}^3;$$

$$P = 125.11 \text{кПа} < R = 239.91 \text{кПа}.$$

Умова виконується.

$$P_{\max} = 286,93 \text{кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 239,91 = 287,89 \text{кПа}.$$

Умова виконується.

Фінально приймається квадратна подошва фундаменту із стороною  $b=1.4$  м.

Значення тиску під подошву фундаменту

$$p_0 = p - \gamma_{II} \cdot d = 125.11 - 17.1 \cdot 1.6 = 97.75 \text{кПа}.$$

Розрахунок ведеться по другій групі граничних станів по осі «В»:

$$- N_{II} = 366.00 \text{кН};$$

$$- M_{II} = 25.92 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$- Q_{II} = 4.21 \text{кН}.$$

В першому наближенні визначається ширина подошви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma \cdot d} = \frac{366.00}{176 - 20 \cdot 1.6} = 2.54 \text{м}^2;$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{2.54} = 1.59 \text{м}.$$

Приймаємо фундамент розміром  $b \times b = 1.6 \times 1.6$  м.

Уточняється розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M \frac{k}{\gamma} \frac{b}{z} \gamma_{II} + M \frac{d}{q} \gamma'_{II} + M \frac{c}{c} \cdot c_{II} \right] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} \times \\ \times \left[ 0.47 \cdot 1.0 \cdot 1.6 \cdot 17.1 + 2.89 \cdot 1.6 \cdot 17.1 + 5.48 \cdot 20 \right] = 241.84 \text{кПа}.$$

Перевірка умови:  $p \leq R$  і  $p_{\max} \leq 1.2R$ .

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{366.00}{1.6 \cdot 1.6} + 20 \cdot 1.6 = 174.97 \text{кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d}{W} = \frac{366.00}{2.56} + 20 \cdot 1.6 + \frac{25.92 + 4.21 \cdot 1.6}{0.683} = 222.78 \text{ кПа}.$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.6 \cdot 1.6^2}{6} = 0.683 \text{ м}^3;$$

$$P = 174.97 \text{ кПа} < R = 241.84 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

$$P_{\max} = 222.78 \text{ кПа} < 1.2R = 1.2 \cdot 241.84 = 290.21 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

Несуча здатність ґрунту не використана, тому зменшуємо розміри ширини підшоши фундаменту до  $b \times b = 1.4 \times 1.4$  м.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} \times$$

$$\times \left[ 0.47 \cdot 1.0 \cdot 1.4 \cdot 17.1 + 2.89 \cdot 1.6 \cdot 17.1 + 5.48 \cdot 20 \right] = 239.91 \text{ кПа};$$

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{366.00}{1.96} + 20 \cdot 1.6 = 218.73 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d}{W} = \frac{366.00}{1.96} + 20 \cdot 1.6 + \frac{25.92 + 4.21 \cdot 1.6}{0.457} = 280.19 \text{ кПа};$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.4 \cdot 1.4^2}{6} = 0.457 \text{ м}^3;$$

$$P = 218.73 \text{ кПа} < R = 239.91 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

$$P_{\max} = 280.19 \text{ кПа} < 1.2R = 1.2 \cdot 239.97 = 287.89 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

Фінально приймається квадратна підшошва фундаменту із стороною  $b = 1.4$  м.

Значення тиску під підшошву фундаменту

$$p_0 = p - \gamma_{II} \cdot d = 218,73 - 17,1 \cdot 1,6 = 191,37 \text{ кПа}.$$

## 4.2. Розрахунок та конструювання ферми

### 4.2.1. Збір навантажень на покриття

Таблиця 4.7. Навантаження на ригель

№ п/п	Вид навантаження	Характер. значення, кН/м	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційне		Граничне	
			Коеф. надійності	Значення, кН/м	Коеф. надійності	Значення, кН/м
1	2	3	4	5	6	7
Постійні						
1	Захисний шар гравію, втоплений в бітумну мастику, $t = 10$ мм	0.40	1.0	0.40	1.3	0.52
2	Гідроізоляційний килим із чотирьох шарів рубероїду на бітумній мастиці	0.16	1.0	0.16	1.3	0.21
3	Утеплювач з мінераловатних плит підвищеної жорсткості густиною $\rho = 200$ кг/м <sup>3</sup> , товщиною 80 мм	0.16	1.0	0.16	1.2	0.19
4	Пароізоляція – шар рубероїду	0.04	1.0	0.04	1.2	0.05
5	Профнастил	0.15	1.0	0.15	1.05	0.16
6	Прогони з гарячокатаних профілів	0.12	1.0	0.12	1.05	0.13
	ВСЬОГО:	0.67		0.67		1.26
7	Ригель (кроквяна ферма)	0.21	1.0	0.21	1.1	0.23
	ВСЬОГО:	0.88		0.88		1.49
Тимчасові						
	Снігове	1.72	0.49	0.35	1.04	1.79

Геометрична і розрахункова схема ферми показана на рис. 4.2.

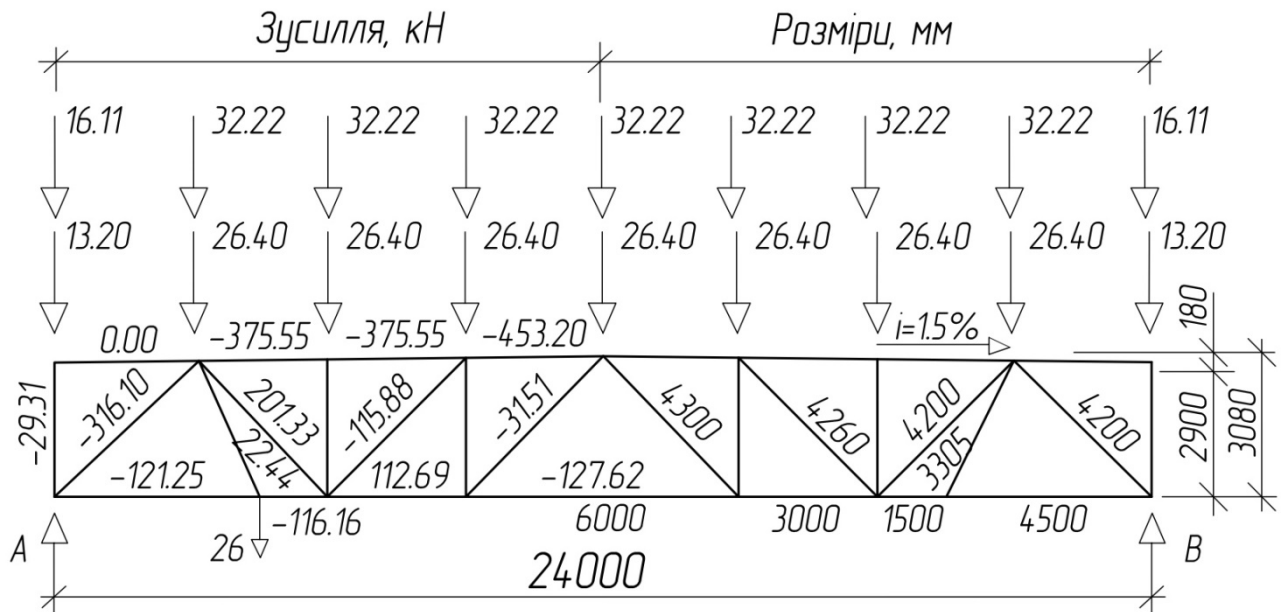


Рис. 4.2. Геометрична і розрахункова схема ферми

#### 4.2.2. Знаходження вузлових зусиль

Зосереджена вузлова сила рівна:

а) від постійних навантажень:

$$F_q = q \times l_m \times B,$$

де  $q$  – розрахункове постійне навантаження,  $\text{кН/м}^2$ ;

$$l_m = 3 \text{ м};$$

$$B = 6 \text{ м};$$

$l_m \times B$  – вантажна площа,  $\text{м}^2$ .

$$F_q = 1.49 \times 3 \times 6 = 26.40 \text{ кН};$$

б) від снігового навантаження:

$$F_s = S \times l_m \times B, \quad F_s = 1.79 \times 3 \times 6 = 32.22 \text{ кН}.$$

#### 4.2.3. Визначення зусиль в стержнях ферми

При вузловій передачі навантажень в стержнях ферми виникають зусилля стиску або розтягу.

Величину та знак цих зусиль визначаємо за допомогою програмного комплексу «ЛІРА САПР 2016».

Нумерація вузлів та стержнів ферми показана на рис. 4.3 та рис. 4.4.

Схеми завантаження ферми для статичного розрахунку приведені на рис. 4.5.

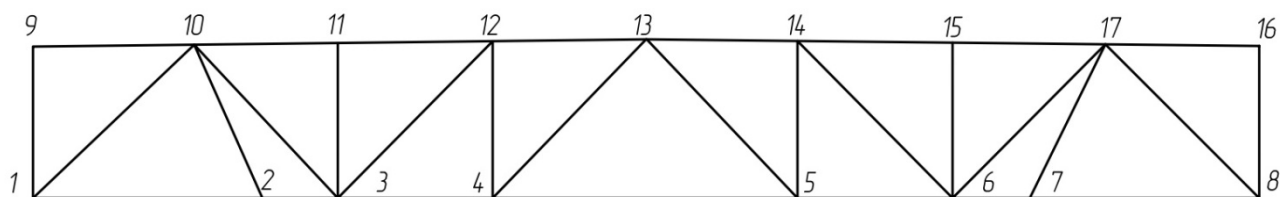


Рис. 4.3. Нумерація вузлів ферми

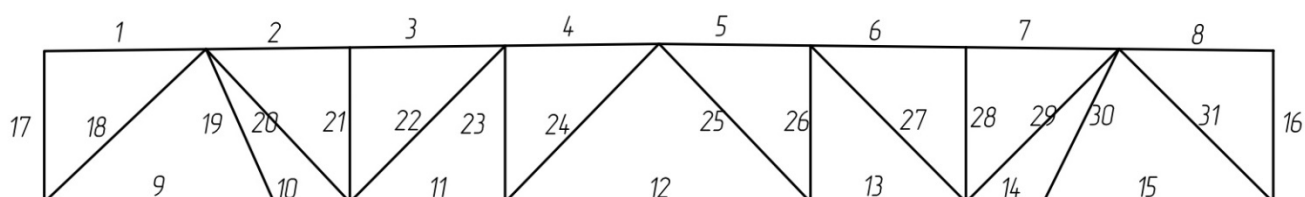
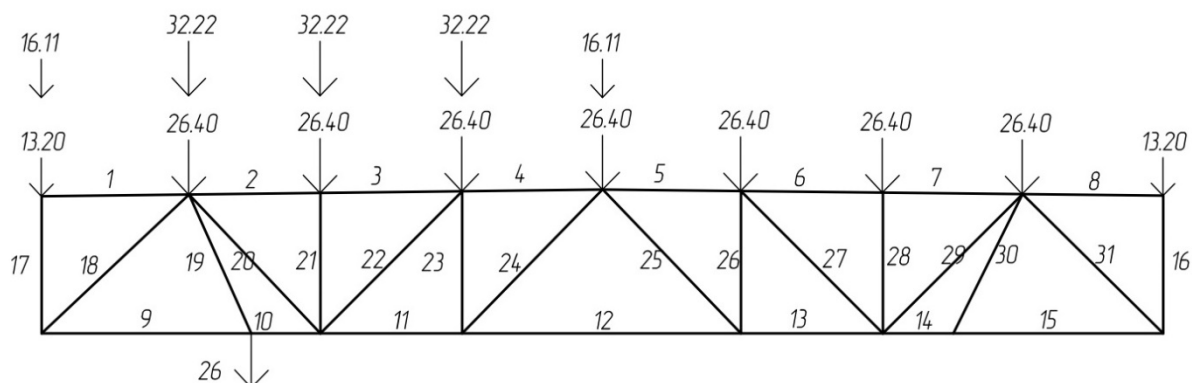
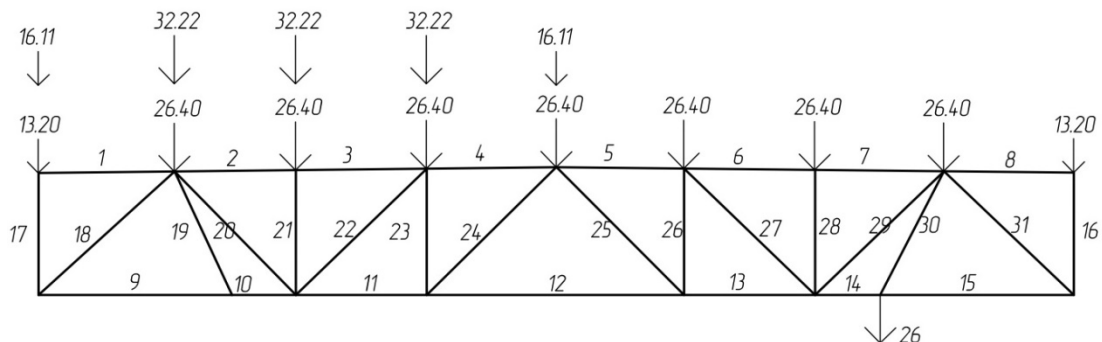


Рис. 4.4. Нумерація стрижнів ферми

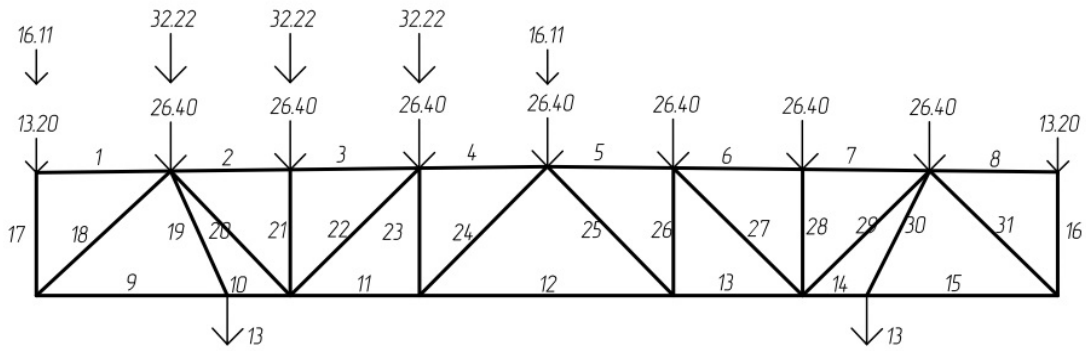
*а) постійне навантаження на всьому прольоті, снігове на половині прольоту зліва, повне кранове навантаження зліва*



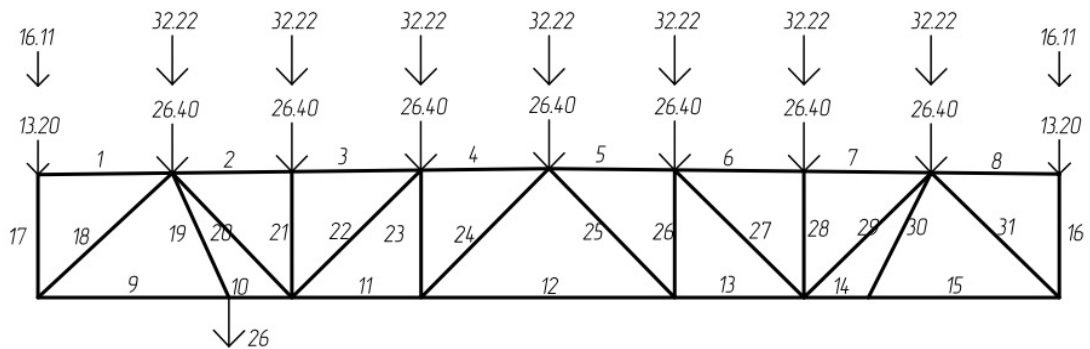
*б) постійне навантаження на всьому прольоті, снігове на половині прольоту зліва, повне кранове навантаження справа*



в) постійне навантаження на всьому прольоті, снігове на половині прольоту зліва, по половині кранового навантаження з обох боків



г) постійне навантаження на всьому прольоті, снігове на всьому прольоті, повне кранове навантаження зліва



д) постійне навантаження на всьому прольоті, снігове на всьому прольоті, по половині кранового навантаження з обох боків

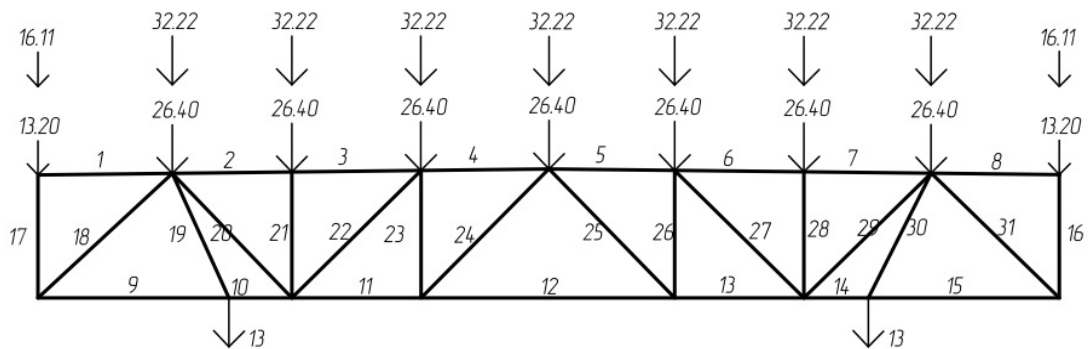


Рис. 4.5. Схеми завантаження ферми для статичного розрахунку

#### 4.2.4. Підбір перерізів стержнів ферми

При комбінації навантажень в панелі 10 нижнього поясу виникає стискаюче зусилля  $-127.62$  кН, тому нижній пояс розраховуємо на це зусилля.

Підбираємо переріз стиснутого поясу нижнього зварної ферми з труб.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 127.62$  кН.

Розрахункова довжина  $l_{ef} = 4.5$  м.

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250$  МПа.

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda_n = 120$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу стержня:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{127.62 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 9.63 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.4 \times 11.0 = 13.82 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 114 - 4 = 110 \text{ мм}.$$

Перевіряється значення гнучкості поясу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{11.4^2 + 10.6^2} = 3.9 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{450}{3.89} = 115.68 < \lambda_n = 120; \phi = 0.409.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{127.62 \times 10}{0.409 \times 13.82} = 225.78 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді переріз підібрано вірно.

Підбирається переріз стиснутого верхнього поясу ферми.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 453.20 \text{ кН}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Довжина панелі поясу  $l_{ef} = 3.0 \text{ м}$ .

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda_n = 120$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{453.20 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 34.20 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.5 \times 14.7 = 23.08 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 152 - 5 = 147 \text{ мм.}$$

Перевіряється значення гнучкості поясу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{15.2^2 + 14.2^2} = 5.20 \text{ см,}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{300}{5.20} = 57.69 < \lambda_n = 120; \phi = 0.860.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{453.20 \times 10}{0.860 \times 23.08} = 228.33 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа.}$$

Умова підтверджується, тоді переріз підбрано вірно.

Підбираємо переріз опорного стояка 17 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 29.31 \text{ кН}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Довжина панелі поясу  $l_{ef} = 2.9 \text{ м}$ .

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda_n = 120$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{29.31 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 2.21 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.35 \times 7.25 = 7.97 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 76 - 3.5 = 72.5 \text{ мм.}$$

Перевіряється гнучкість стояка:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{7.6^2 + 6.9^2} = 2.56 \text{ см,}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{290}{2.56} = 113.28 < \lambda_n = 120; \phi = 0.445.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{29.31 \times 10}{0.445 \times 7.97} = 82.64 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді переріз підбрано вірно.

Підбираємо переріз розкосу опорного 18 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 316.10 \text{ кН}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Довжина панелі поясу  $l_{ef} = 4.2 \text{ м}$ .

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda_n = 120$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{316.10 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 23.9 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.5 \times 15.4 = 24.18 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 159 - 5 = 154 \text{ мм}.$$

Перевіряється гнучкість розкосу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{15.9^2 + 14.9^2} = 5.45 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{420}{5.45} = 77.06 < \lambda_n = 120; \phi = 0.686.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{316.10 \times 10}{0.686 \times 24.18} = 190.57 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді переріз підбрано вірно.

Підбираємо переріз підвісу крану 19 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку розтягу  $N = 22.44 \text{ кН}$ .

Розрахункова довжина  $l_{ef} = 3.305 \text{ м}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Значення коефіцієнту умов роботи конструкції  $\gamma_c = 1$ .

Потрібна площа перерізу стержня:

$$A_n = \frac{N}{R_y \times \gamma_c} = \frac{22.44 \cdot 10}{250 \times 1} = 0.90 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається переріз труби:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.3 \times 4.7 = 4.43 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 50 - 3 = 47 \text{ мм}.$$

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{22.44 \times 10}{4.43} = 50.65 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді міцність забезпечена.

Визначається гнучкість підвісу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{5.0^2 + 4.4^2} = 1.67 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{330.5}{1.67} = 197.90 < \lambda = 400.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена. Переріз підібраний вірно.

Підбирається переріз розкошу 20 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку розтягу  $N = 201.33 \text{ кН}$ .

Розрахункова довжина  $l_{ef} = 4.2 \text{ м}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Значення коефіцієнту умов роботи конструкції  $\gamma_c = 1$ .

Потрібна площа перерізу стержня:

$$A_n = \frac{N}{R_y \times \gamma_c} = \frac{201.33 \times 10}{250 \times 1} = 8.05 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається переріз труби:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.3 \times 8.6 = 8.10 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 89 - 3 = 86 \text{ мм}.$$

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{201.33 \times 10}{8.10} = 248.56 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді міцність забезпечена.

Визначається гнучкість розкошу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{8.9^2 + 8.3^2} = 3.04 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{420}{3.04} = 138.16 < \lambda = 400.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена. Переріз підібраний вірно.

Підбирається переріз стояка 21 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 58.63 \text{ кН}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Довжина панелі поясу  $l_{ef} = 2.99 \text{ м}$ .

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda = 150$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{58.63 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 4.42 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.3 \times 7.3 = 6.88 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 76 - 3 = 73 \text{ мм}.$$

Перевіряється гнучкість стояка:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{7.6^2 + 7.0^2} = 2.58 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{299}{2.58} = 115.89 < \lambda = 150; \phi = 0.436.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{58.63 \times 10}{0.436 \times 6.88} = 195.45 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді переріз підбрано вірно.

Підбирається переріз розкосу 22 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 115.9 \text{ кН}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Довжина панелі поясу  $l_{ef} = 4.26 \text{ м}$ .

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda = 150$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{115.88 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 8.75 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.4 \times 11.0 = 13.82 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 114 - 4 = 110 \text{ мм}.$$

Перевіряється гнучкість розкосу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{11.4^2 + 10.6^2} = 3.89 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{426}{3.89} = 109.51 < \lambda = 150; \phi = 0.427.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{115.88 \times 10}{0.427 \times 13.82} = 196.37 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді переріз підбрано вірно.

Підбирається переріз стояка 23 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку розтягу  $N = 22.57 \text{ кН}$ .

Розрахункова довжина  $l_{ef} = 3.035 \text{ м}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Значення коефіцієнту умов роботи конструкції  $\gamma_c = 1$ .

Потрібна площа перерізу стержня:

$$A_n = \frac{N}{R_y \times \gamma_c} = \frac{22.57 \times 10}{250 \times 1} = 0.90 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається переріз труби:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.3 \times 4.7 = 4.43 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 50 - 3 = 47 \text{ мм}.$$

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{22.57 \times 10}{4.43} = 50.95 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа}.$$

Умова підтверджується, тоді міцність забезпечена.

Визначається гнучкість стояка:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{5.0^2 + 4.4^2} = 1.67 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{303.5}{1.67} = 181.74 < \lambda = 400.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена. Переріз підібраний вірно.

Підбирається переріз розкошу 24 решітки ферми.

Зусилля для розрахунку стиску  $N = 31.51 \text{ кН}$ .

Значення розрахункового опору сталі  $R_y = 250 \text{ МПа}$ .

Довжина панелі поясу  $l_{ef} = 4.3 \text{ м}$ .

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 100 < \lambda = 150$ .

Значення коефіцієнту поздовжнього згину  $\phi = 0.529$ .

Потрібна площа перерізу:

$$A_n = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{31.51 \times 10}{0.529 \times 250 \times 1} = 2.38 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбирається площа перерізу:

$$A = 3.14 \times t \times d_m = 3.14 \times 0.3 \times 8.6 = 8.10 \text{ см}^2,$$

$$d_m = D - t = 89 - 3 = 86 \text{ мм.}$$

Перевіряється гнучкість розкошу:

$$i = 0.25 \times \sqrt{D^2 + d^2} = \sqrt{8.9^2 + 8.3^2} = 3.04 \text{ см,}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{430}{3.04} = 141.45 < \lambda = 150; \phi = 0.304.$$

Умова підтверджується, тоді гнучкість забезпечена.

Перевіряється міцність перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{31.51 \times 10}{0.304 \times 8.10} = 127.96 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \text{ МПа.}$$

Умова підтверджується, тоді переріз підібрано вірно.

Результати проведених розрахунків зводяться в таблицю 4.8.

Таблиця 4.8. Перерізи елементів ферми

<i>Елементи ферми</i>	<i>Переріз</i>
<i>Верхній пояс</i>	◎ <i>Тр 152 × 5.0</i>
<i>Нижній пояс</i>	◎ <i>Тр 114 × 4.0</i>
<i>Опорний стояк 17</i>	◎ <i>Тр 76 × 3.5</i>
<i>Опорний розкіс 18</i>	◎ <i>Тр 152 × 5.0</i>
<i>Підвіс 19</i>	◎ <i>Тр 50 × 3.0</i>
<i>Розкіс 20</i>	◎ <i>Тр 89 × 3.0</i>
<i>Стойак 21</i>	◎ <i>Тр 76 × 3.5</i>
<i>Розкіс 22</i>	◎ <i>Тр 114 × 4.0</i>
<i>Стойак 23</i>	◎ <i>Тр 50 × 3.0</i>
<i>Розкіс 24</i>	◎ <i>Тр 89 × 3.0</i>

### 4.3. Розрахунок елементів рами будівлі

#### 4.3.1. Збирання навантажень на раму будівлі

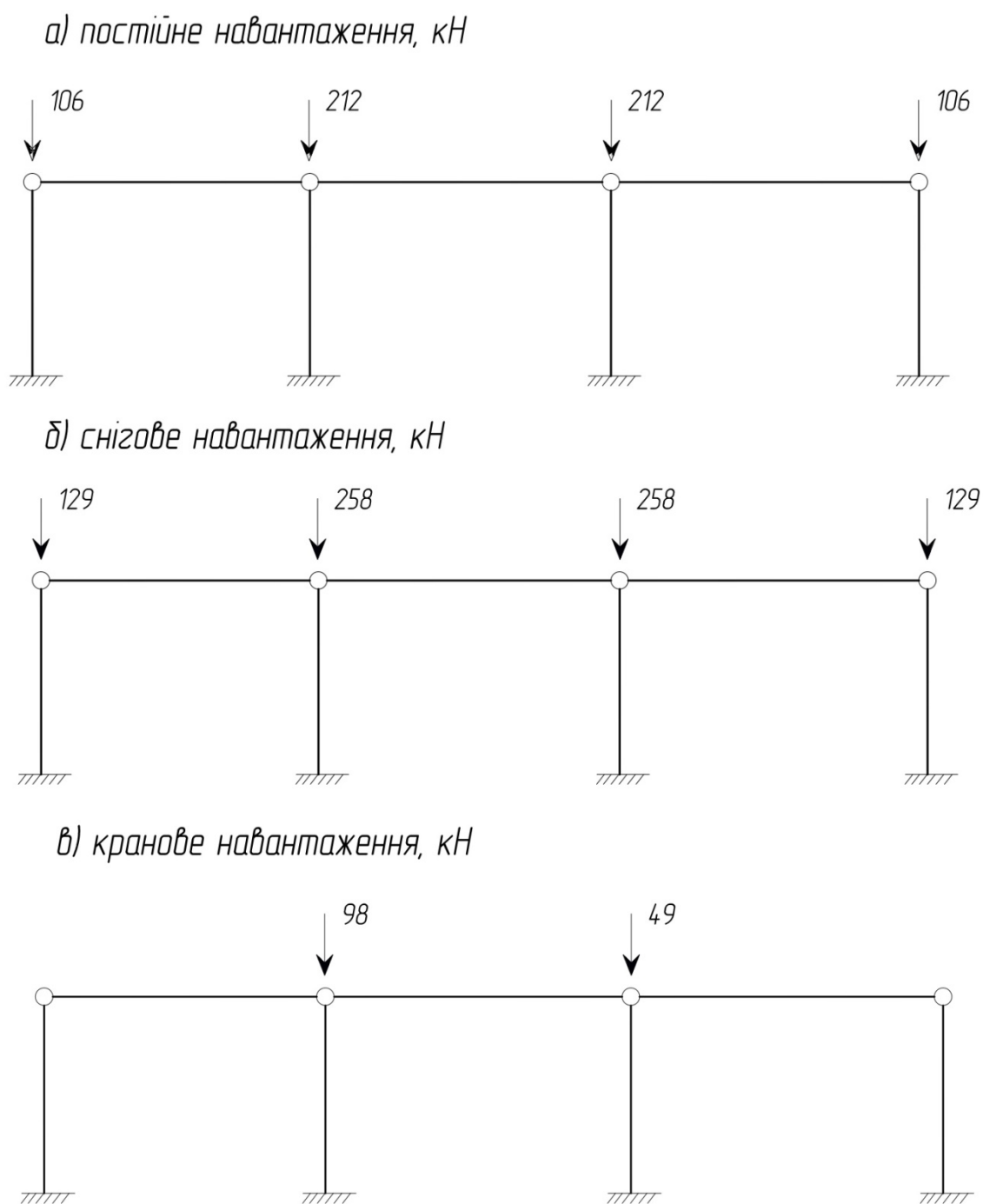
Таблиця 4.9. Збирання навантажень на конструкції рами

№ п/п	Вид навантаження	Характер. значення, кН/м	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційне		Граничне	
			Коеф. надійності	Значення, кН/м	Коеф. надійності	Значення, кН/м
1	2	3	4	5	6	7
<b>Постійні</b>						
1	Захисний шар гравію, втоплений в бітумну мастику, $t = 10$ мм	0.40	1.0	0.40	1.3	0.52
2	Гідроізоляційний килим із чотирьох шарів рубероїду на бітумній мастиці	0.16	1.0	0.16	1.3	0.21
3	Утеплювач з мінераловатних плит підвищеної жорсткості густиною $\rho = 200$ кг/м <sup>3</sup> , товщиною 80 мм	0.16	1.0	0.16	1.2	0.19
4	Пароізоляція – шар рубероїду	0.04	1.0	0.04	1.2	0.05
5	Профнастил	0.15	1.0	0.15	1.05	0.16
6	Прогони з гарячкатаних профілів	0.12	1.0	0.12	1.05	0.13
	<b>ВСЬОГО:</b>	<b>0.67</b>		<b>0.67</b>		<b>1.26</b>
7	Ригель (кроквяна ферма)	0.21	1.0	0.21	1.1	0.23
	<b>ВСЬОГО:</b>	<b>0.88</b>		<b>0.88</b>		<b>1.49</b>
<b>Тимчасові</b>						
	Снігове	1.72	0.49	0.35	1.04	1.79
	Вітрове	0.41	0.21	0.10	1.035	0.50
	<b>ЗАГАЛЬНЕ:</b>	<b>3.01</b>		<b>1.33</b>		<b>3.78</b>

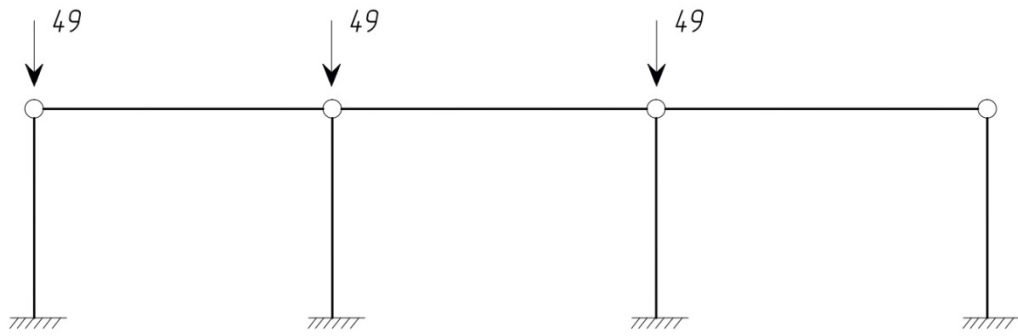
### 4.3.2. Виконання статичного розрахунку рами будівлі

Виконання статичного розрахунку рами будівлі відбувається за допомогою програмного комплексу «ЛІРА САПР 2016» по двом групам граничних станів.

Схеми завантаження рами для статичного розрахунку за граничними (1 група граничних станів) навантаженнями показані на рис. 4.6.



г) кранове навантаження, кН



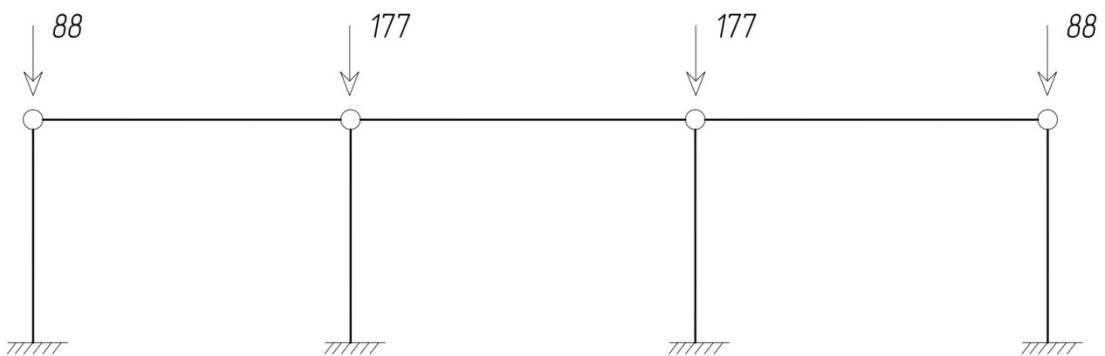
д) вітрове навантаження, кН



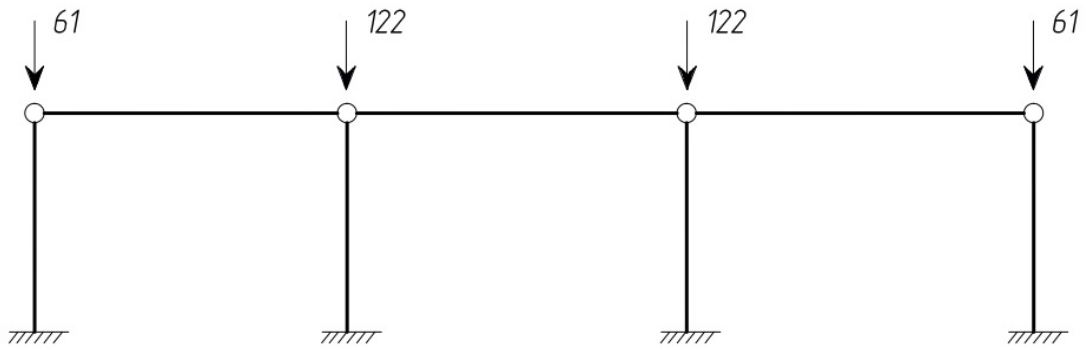
Рис. 4.6. Схеми завантаження рами для статичного розрахунку за граничними (1 група граничних станів) навантаженнями

Схеми завантаження рами для статичного розрахунку за експлуатаційними (2 група граничних станів) навантаженнями показані на рис. 4.7.

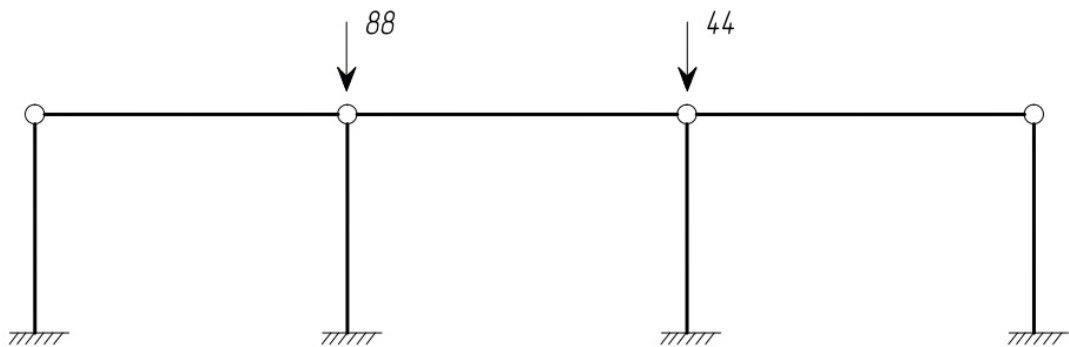
а) постійне навантаження, кН



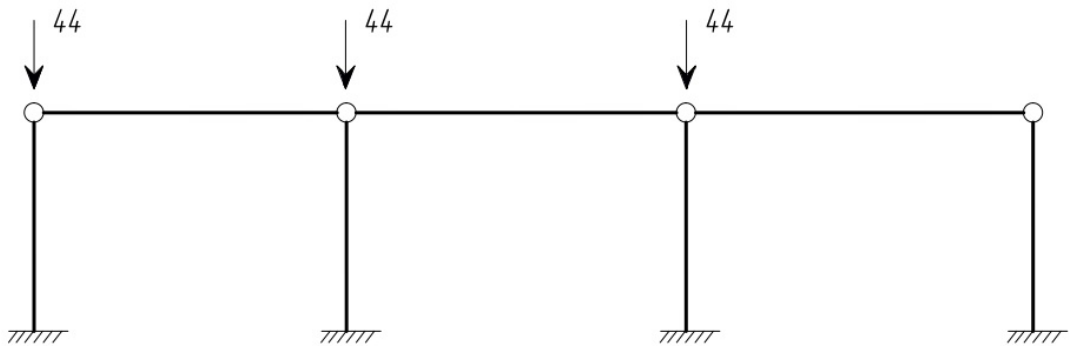
δ) снігове навантаження, кН



в) кранове навантаження, кН



г) кранове навантаження, кН



д) вітрове навантаження, кН



Рис. 4.7. Схеми завантаження рами для статичного розрахунку за експлуатаційними (2 група граничних станів) навантаженнями

### 4.3.3. Розрахунок центрально-завантаженої колони

Підбирання перерізу стрижня колони

Виконується розрахунок центрально-стиснутої колони середнього ряду.

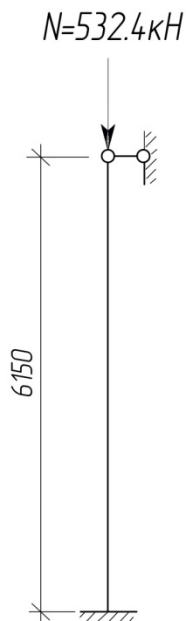


Рис. 4.8. Розрахункова схема колони

Розрахункове зусилля:  $N = 532.4\text{кН}$ .

Розрахункова довжина:  $l_{ef} = 6.15\text{м}$ .

Матеріал колони: сталь С255.

Розрахунок виконуємо із умови стійкості:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} \leq R_y \gamma_c.$$

Обчислюється необхідна площа перерізу колони, прийнявши для попереднього розрахунку коефіцієнт поздовжнього згину  $\phi = 0.7$ :

$$A_{nec} = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{532.4 \times 10}{0.7 \times 240 \times 1} = 30.42\text{см}^2.$$

Компонується переріз колони із двотавра 40Ш1, для якого:  $i_x = 16.8\text{см}$ ;  
 $i_y = 7.19\text{см}$ ;  $A = 124\text{см}^2$ .

$$\lambda_{\max} = \frac{l_{ef}}{i_{\min}} = \frac{6.15}{0.0719} = 83.2; \quad \phi = 0.710.$$

Перевіряємо стійкість підбраного перерізу колони:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \times A} = \frac{532.4 \times 10}{0.710 \times 124} = 60.5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \times 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Стійкість колони забезпечена.

Враховуючи розміри перерізу колони та обпирання двох ферм, приймаємо плиту оголовка розмірами 418×350 мм.

Товщину плити оголовка приймаємо конструктивно:  $t_{nz} = 25 \text{ мм}$ .

Висота вертикального ребра:

$$h_p = \frac{N}{4 \times \beta_f \times k_f \times R_{wf} \times \gamma_{wf} \times \gamma_c} + 1 \dots 2 \text{ см} = \frac{532.4 \times 10}{4 \times 0.7 \times 0.8 \times 180} = 14.2 \dots 15.2 \text{ см}.$$

Товщину вертикального ребра приймаємо конструктивно:  $t_p = 16 \text{ мм}$ .

Товщину нижнього підтримуючого ребра приймаємо  $t_n = 10 \text{ мм}$ .

З конструктивних міркувань приймаємо висоту вертикального ребра оголовка  $h_p = 30 \text{ см}$ .

Оголовок колони показаний на рис. 4.9.

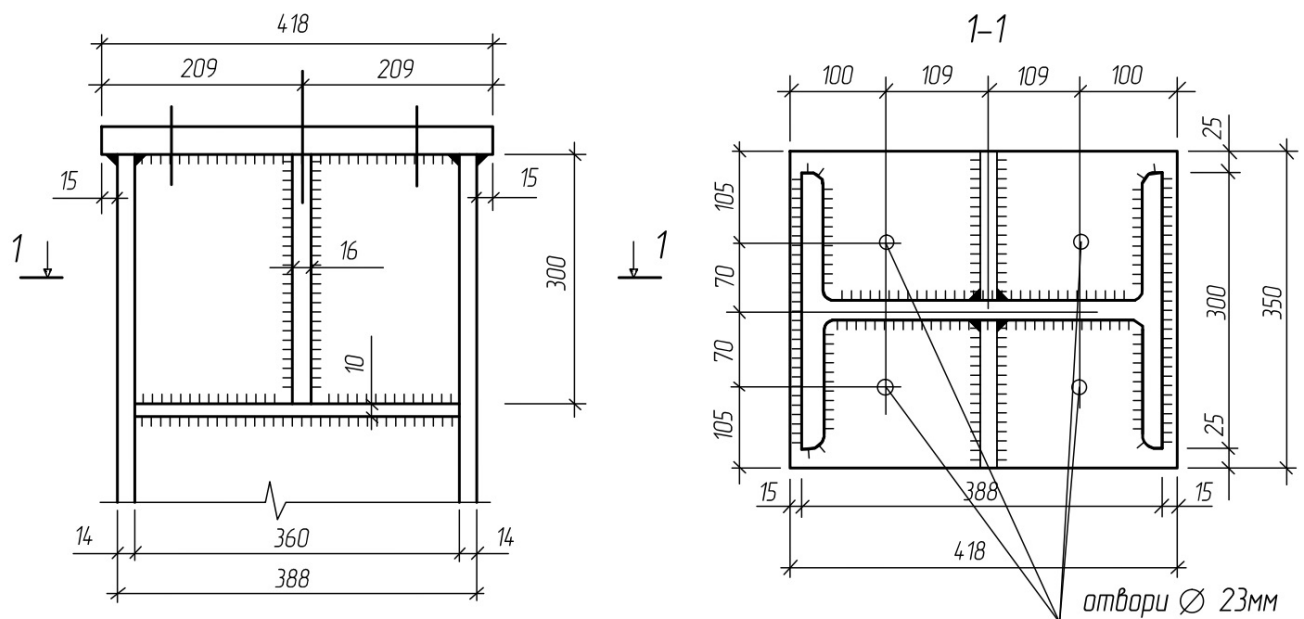


Рис. 4.9. Оголовок колони

#### Обчислення параметрів бази колони

Розрахункове зусилля  $N = 532.4 \text{ кН}$ .

Розрахунковий момент  $M = 26.91 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Бетон – класу С12/15. Розрахунковий опір бетону на стиск  $R_b = 8.5 \text{ МПа}$ .

Розрахунковий опір бетону на зминання  $R_{b,loc} = R_b \cdot \gamma = 8.5 \cdot 1.2 = 10.2 \text{ МПа}$ .

Приймається база у складі з траверсою.

Із умови розміщення анкерних болтів приймаємо  $B_{пл} = 30\text{см}$ .

Реактивний тиск фундаменту на плиту:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{B_{пл} \times L_{пл}} = \frac{532.4}{30 \times 53.8} = 0.33 \text{кН} / \text{см}^2.$$

Найбільший згинаючий момент в опорній плиті:

$$M_{\max} = \frac{q_{mp} \times a^2}{2} = \frac{0.33 \times 10^2}{2} = 16.5 \text{кН} \times \text{см};$$

Плита опорна, товщина визначається:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \times \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 16.5}{24 \times 1}} = 2.03 \text{см}.$$

Приймається товщина опорної плити  $t_{пл} = 25 \text{мм}$ .

Катет шва:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \times \sum l_w \times R_{wf} \times \gamma_{wf} \times \gamma_c} = \frac{532.4}{0.7 \times 187.6 \times 18 \times 1 \times 1} = 0.23 \text{см}.$$

Приймаємо катет шва  $k_f = 5 \text{мм}$ .

Визначаємо зусилля, яке сприймають анкерні болти:

$$N_{a.б.} = \frac{M - N \times y}{z} = \frac{2691 - 532.4 \times 10}{35.9} = -73.3 \text{кН}.$$

Оскільки це зусилля є від'ємним, то призначаємо анкерні болти 27 мм із сталі марки ВСт3кп2.

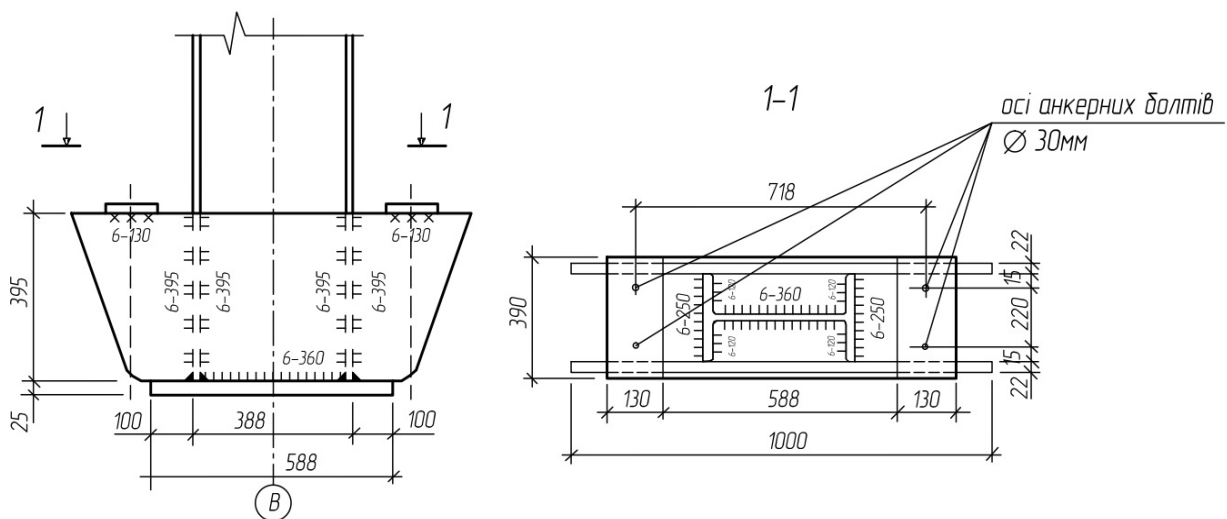


Рис. 4.10. База колони

## РОЗДІЛ 5

### ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК З $\Sigma$ -ПРОФІЛІВ З ЗАПОВНЕНИМ ВНУТРІШНІМ ОБ'ЄМОМ

#### 5.1 Загальні відомості

У цьому розділі магістерського диплома наведено результати чисельних розрахунків ригелів, у яких у якості основного несучого конструктивного елемента є  $\Sigma$ -профілі у вигляді складного перетину, в середині якого накачаний пінополіуретан. Чисельні дослідження виконувалися за допомогою сучасного програмного комплексу, на базі персонального комп'ютера, у якому реалізується скінченно-елементний метод розрахунку.

Для розрахунку вище вказаних конструкціє є де кілька підходів. Теоретичні твердження є досить приблизними та вимагають значних трудовитрат на їх реалізацію. Емпіричні дані, тобто данні отримані дослідним методом, мають вищу точність, але необхідний великий масив зразків і кожного разу підготовлювати нові екземпляри, та ще й цей процес пов'язаний з великими кошторисними укладеннями.

Тому раціональним виходом із такої ситуаціє є використання новітніх програмних комплексів з чисельним розрахунком, що у рази зменшує час на обчислення та аналіз результатів досліджень, і за точністю є більш позитивний. При виконанні розрахунків в даній роботі застосовується програма ANSYS.

Метою чисельних розрахунків є дослідження напружено-деформованого стану балок з  $\Sigma$ -профілів з заповненим внутрішнім об'ємом.

Задачами вище вказаного напрямку досліджень є:

1. Розрахувати напружено-деформований стан складених балок-ригелів без заповнення та вказаних балок-ригелів із заповнювачем (пінополіуретан) внутрішнього об'єму.
2. Виконати аналіз результатів та зробити порівняння по міцності складених ригелів без заповнення та вказаних ригелів із заповнювачем.
3. Обґрунтувати доцільність застосування заповнювача у складених ригелях.

## 5.2. Розрахунок сталевого профільованого настилу

Основне навантаження при розрахунку профільованого настилу – рівномірно розподілене навантаження. Розрахункова схема наведена на рисунку 5.1.

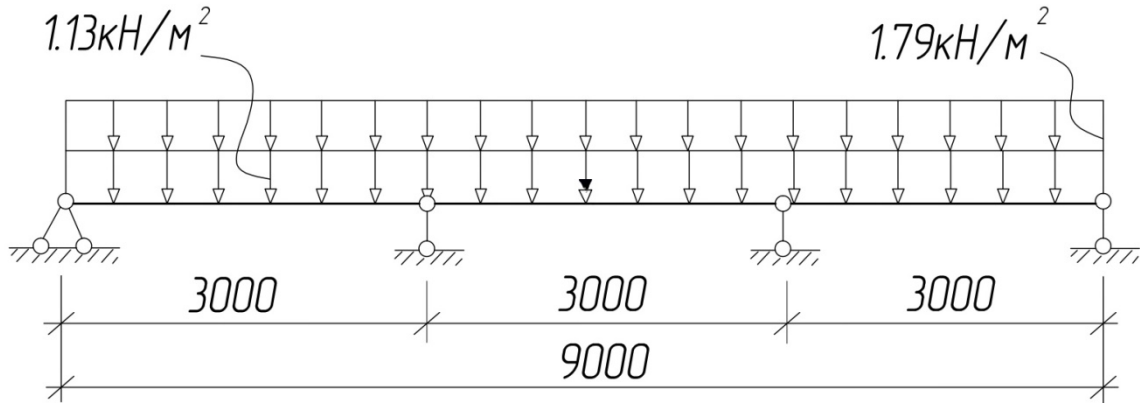


Рис. 5.1. Графічне зображення настилу з опорами для розрахунку

Визначається вказане зовнішнє зусилля до 1 метру ширини листа (метр погонний) для значення коефіцієнта надійності по призначенню  $\gamma_n = 1.0$  (клас відповідальності споруди – I)

$$F = (1.13 + 1.8) \times 1.0 = 2.92 \text{ кН/м}$$

Марка  $H60 - 845 - 0.9$  приймається на основі промислового сортаменту, вона застосовується у трьох прольотах схеми і у прольотах настилу 3000 мм, у якому максимальне зусилля по розрахункам дорівнює  $F = 3.10$  кН/м. Графічне зображення профнастилу сталевого показано на рисунку 5.2.

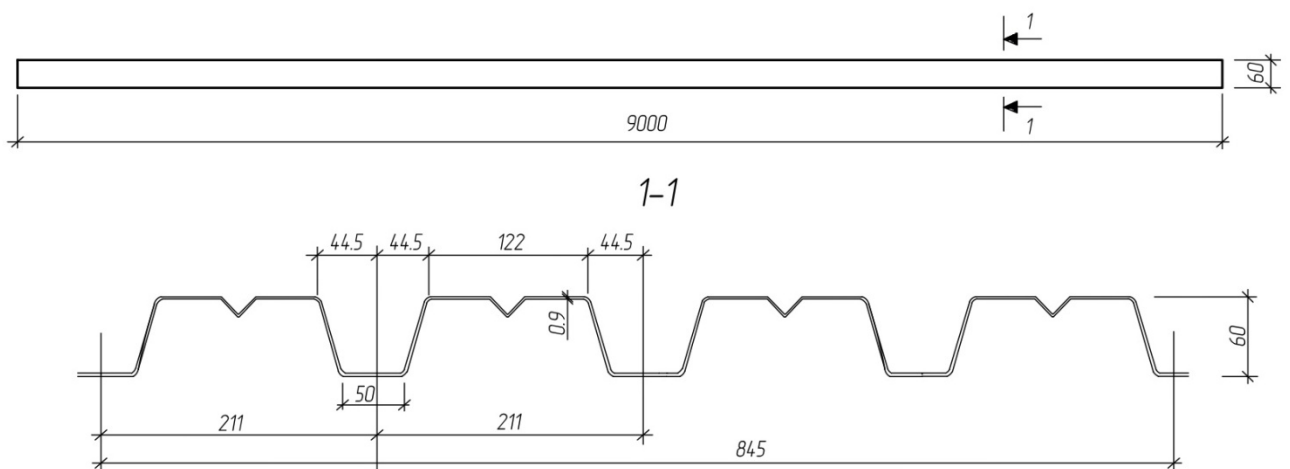


Рис. 5.2. Графічне зображення профнастилу сталевого

### 5.3. Обчислення параметрів прогону з $\Sigma$ -профілів різнополочних, які складені із різних перерізів

Несучі елементи, у даному випадку ригелі складеного (замкнутого) перерізу, створюються з застосуванням різнополочних  $\Sigma$ -профілів, стінки яких мають товщину  $t = 1$  мм. Співвідношення між розмірами полиць ( $b_1$ , - ширина меншої,  $b_2$  - ширина більшої) у цих профілях знаходиться за формулою

$$b_1 = b_2 - 2t$$

При виконанні робіт по суміщенню  $\Sigma$ -профілів, для створення перерізу, що буде замкнутим, внутрішні поверхні профілів виставляються навпроти один одного та повертаються таким чином, що полиця  $b_2$  першого профілю, яка має більшу ширину, розміщується над полицею  $b_1$  другого профілю, яка має меншу ширину. Схема розміщення показана на рисунку 5.3.

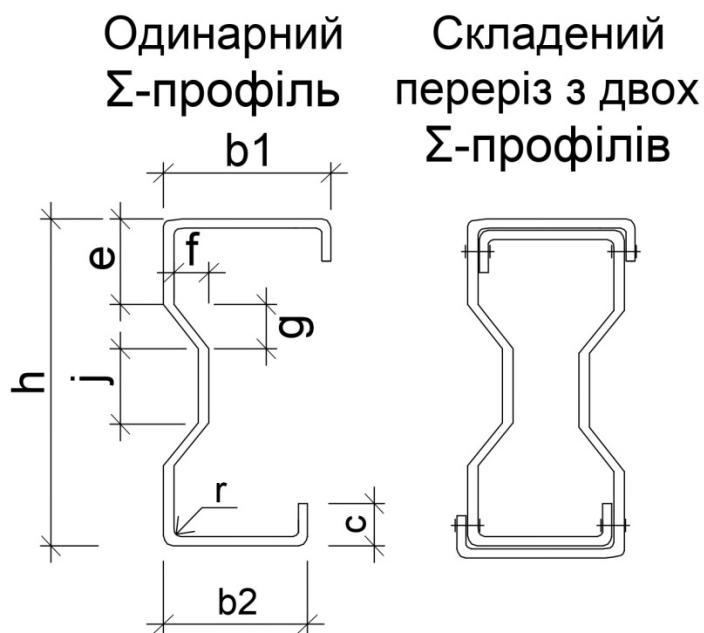


Рис. 5.3. Створення (замкнутого) складеного перерізу із двох  $\Sigma$ -профілів

Для створення прогону покриття застосовуються  $\Sigma$ -профілі з геометричними характеристиками, наведеними в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1. Геометричні характеристики  $\Sigma$ -профіля

Параметр	Значення, мм
Висота стінки профілю $h$	250
Ширина більшої полиці $b_1$	80
Ширина меншої полиці $b_2$	76
Висота відгину полиці $c$	20
Радіус закруглення $r$	3
Відстань від полиці до початку ребра стінки $e$	100
Висота похилої ділянки ребра стінки $g$	10
Ширина похилої ділянки ребра стінки $f$	20
Висота плоскої ділянки ребра стінки $j$	30
Номінальна товщина стінки $t_{nom}$	2

Наступним розглядається більш детально вузол з'єднання сталевого профільованого настилу до прогона із складеного переріза, який зображено на рисунку 5.4.

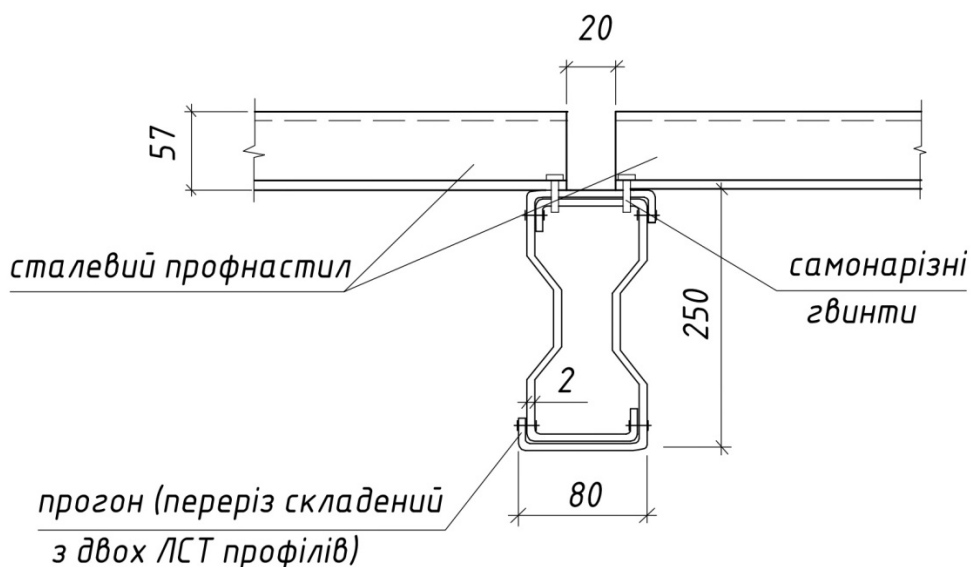


Рис. 5.4. вузол з'єднання сталевого профільованого настилу до прогона із складеного переріза

Величина розрахункового граничного навантаження до прогону дорівнює

$$g = 3.05 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

Відповідно навантаження для кроку 3000 мм дорівнює

$$q = g \times l = 3.05 \times 3 = 9.15 \text{ кН} / \text{м}.$$

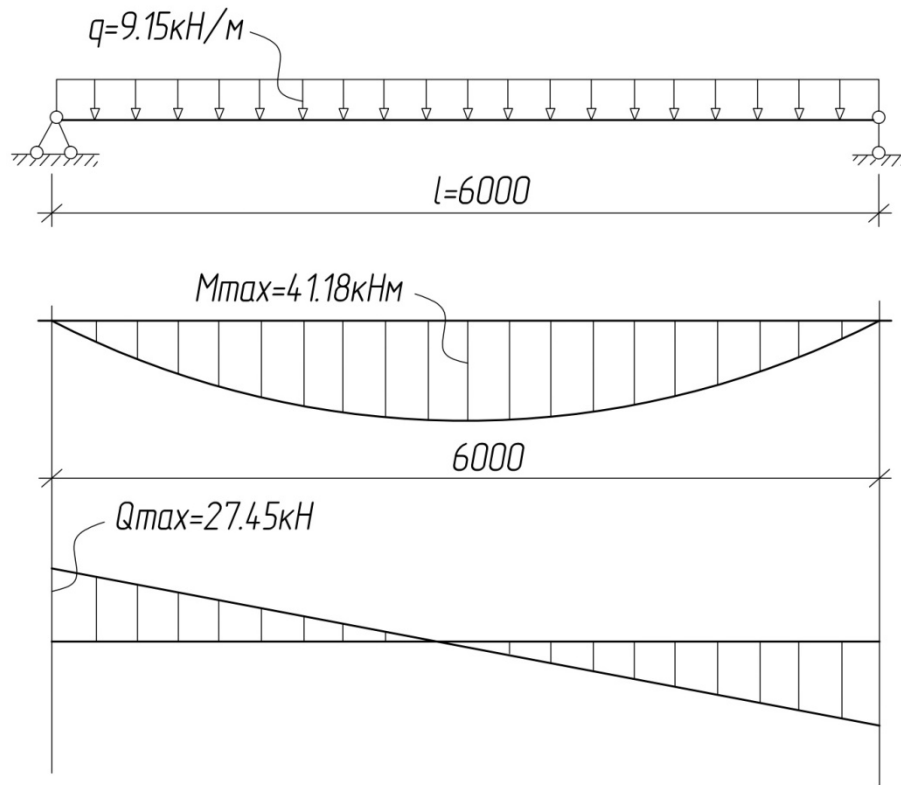


Рис. 5.5. Схема розрахункова прогону

Визначення моменту та поперечної сили:

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9.15 \times 6^2}{8} = 41.18 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$Q = \frac{q \times l}{2} = \frac{9.15 \times 6}{2} = 27.45 \text{ кН}.$$

Довжина прогонів, що мають складений переріз, вибрана на основі міркувань співзалежності між загальною довжиною та висотою перетину – яка дорівнює 1/12. Відстань між крайніми точками у прогоні дорівнює  $l=6$  м.  $\Sigma$ -профілі з'єднані між собою витяжними заклепками діаметром 5 мм, з інтервалом 0.3 м (рис. 5.6).

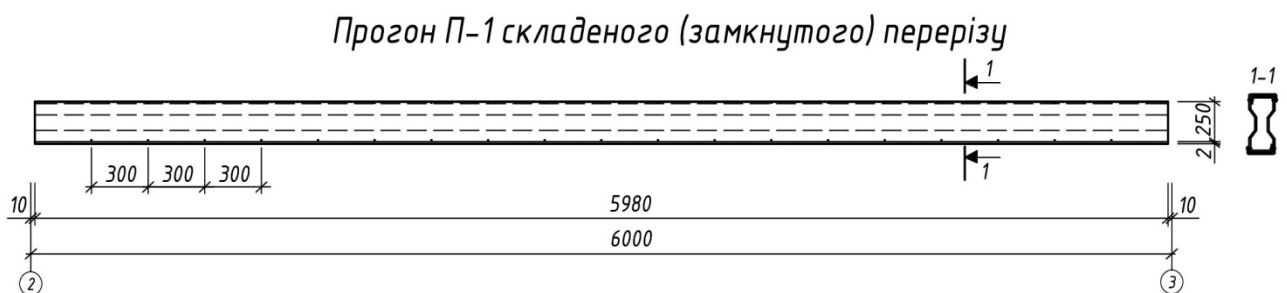


Рис. 5.6. Прогон складеного перерізу

Схема кріплення і привантаження зразку рівномірно розподіленим навантаженням приведена на рисунку 5.7.

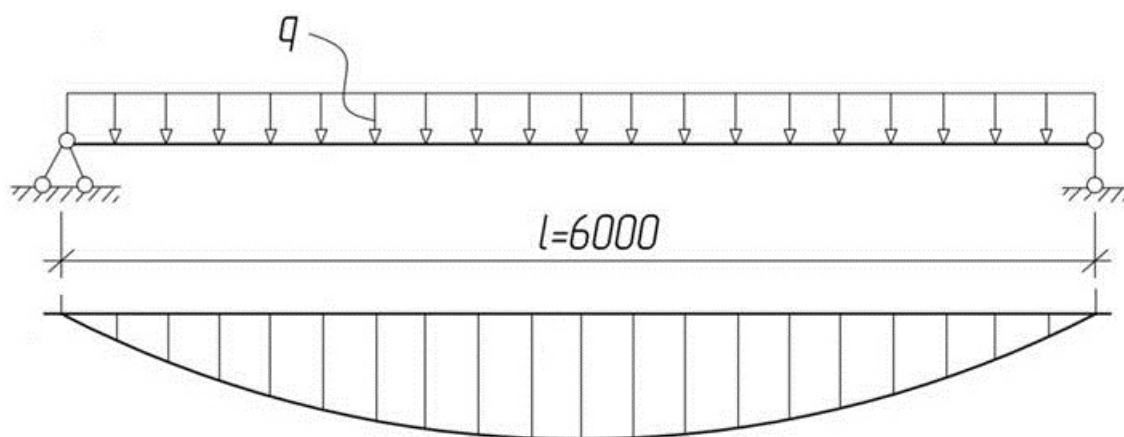


Рис. 5.7. Схема кріплення і привантаження зразку

#### 5.4. Обчислення величини при втраті стійкості за граничним напруженням

Місцева форма втрати стійкості пов'язується із втрачанням стійкості окремих пластин, які закріплені шарнірно по краям. При дії осьового стиску така форма втрачання стійкості описується хвилеподібним вигином стінки в напрямку, ортогональному до площі пластини (рис 5.8). У даному випадку у пластинках є точка біфуркації, яка описується першим типом, це означає, що опісля втрачання стійкості вони продовжують підтримувати навантаження і можуть витримувати його подальше зростання.

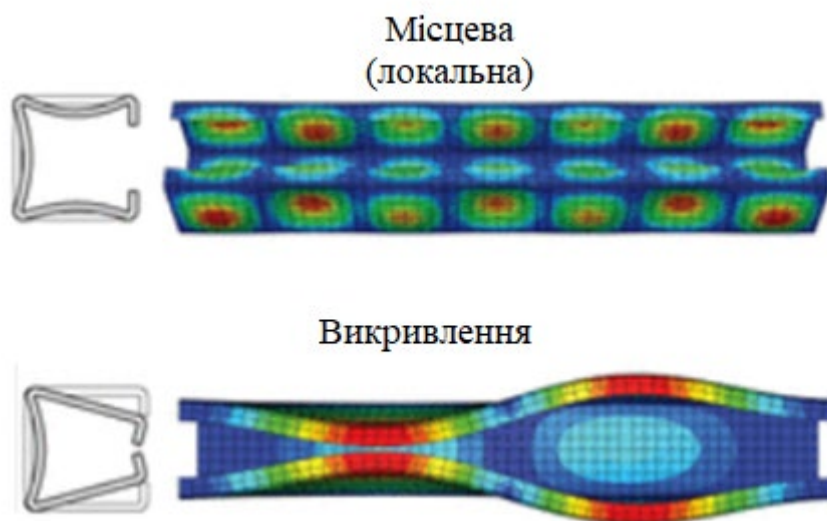
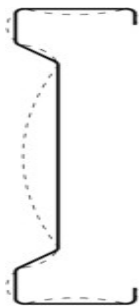
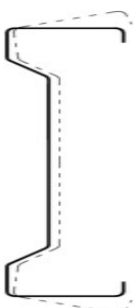
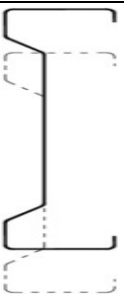
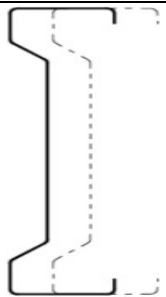
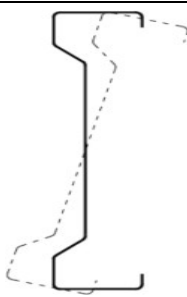


Рис. 5.8. Втрата міцності ЛСТ-профлів холодного формування у пружних формах

На основі даних рішення задач стійкості пластинок прямокутної форми, які мають різноманітні крайові умови, обчислюється величина граничного напруження, при появі якого з'являється явище втрати локальної стійкості стінки профілю.

Під час розрахунку на жорсткість і стійкість ЛСТ профілів доцільно приймати до уваги вище вказані відомості, що приведені для різноманітних ситуацій і вказані у табл. 5.2.

Таблиця 5.2. Загальні форми втрати стійкості  $\Sigma$ -профілів

Місцева (локальна)		Викривлення	
			
Загальна втрата стійкості			
Вертикальне переміщення	Горизонтальне переміщення	Обертальне переміщення	
			

Розрахунок проводиться за наступними формулами

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{cr}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k(\pi^2 \times E)}{12(1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t}{h}\right)^2$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{cr} \gamma_{\tau}$$

Отже величина критичного напруження виходить

$$\sigma_{cr} = \frac{4 \times (3.14^2 \times 2.06 \times 10^5)}{12 \times (1 - 0.3^2)} \times \left( \frac{2}{250} \right)^2 = 47.6 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{cr} \gamma_{\tau} = 47.61 \times 0.9 = 42.85 \text{ МПа}.$$

Метою чисельних обчислень є визначення екстремальних навантажень на ригель без заповнення і ригелі із заповнювачем на весь об'єм, при яких найбільше напруження дорівнює рівню розрахункового але не перевищує його у серединній частині ригеля, при цьому напружені з'являється втрата локальної стійкості, і відповідно порушується тримальна здатність.

### **5.5 Процедура чисельного моделювання балки складного перерізу та результати її розрахунку**

Моделювання здійснено з застосуванням методу скінченних елементів та реалізоване у модулі «Static Structural», що використовується у програмному комплексі ANSYS. У цьому програмному продукті реалізуються розрахунки та створення моделей на основі елементів – це об'ємні скінченні елементи. У порівнянні моделей, у яких основними елементами є пластинчаті елементи, моделі, у яких основними елементами є об'ємні елементи – по результату видають точнішу геометрію складових частин моделі – тонкостінних профілів. Розрахункова модель описується відповідною термінологією, що належить до комп'ютерного продукту ANSYS. Комбінована балка, з усіма геометричними розмірами та вигинами, виконана у застосунку «Space Claim», безпосередньо з'єднанням двох окремих  $\Sigma$ -профілів, що створюють переріз замкнутого виду.

При створенні скінченно-елементної моделі використано геометричну нелінійність з використанням засобу «Калібрування», щоб розбити розрахункову модель на тетраедальні скінченні елементи об'ємного виду. За допомогою об'ємних елементів реалізується контактна задача у зонах зєднання  $\Sigma$ -профілів один з одним, та площі з'єднання профілів з наповнювачем, у якості якого застосовується пінополіуретан.

Розбиття розрахункової моделі на сітку елементів реалізується почергово для кожного профілю, тобто окремо, для більш точнішого вивчення поведінки розрахункової моделі. Контактна задача для поєднання тонкостінних профілів задається за допомогою параметру «Зв'язаний». Контактна задача для поєднання тонкостінних профілів з наповнювачем, у якості якого застосовується пінополіуретан, задається за допомогою характеристик, що використовуються при явищі – адгезія наповнювача до сталі.

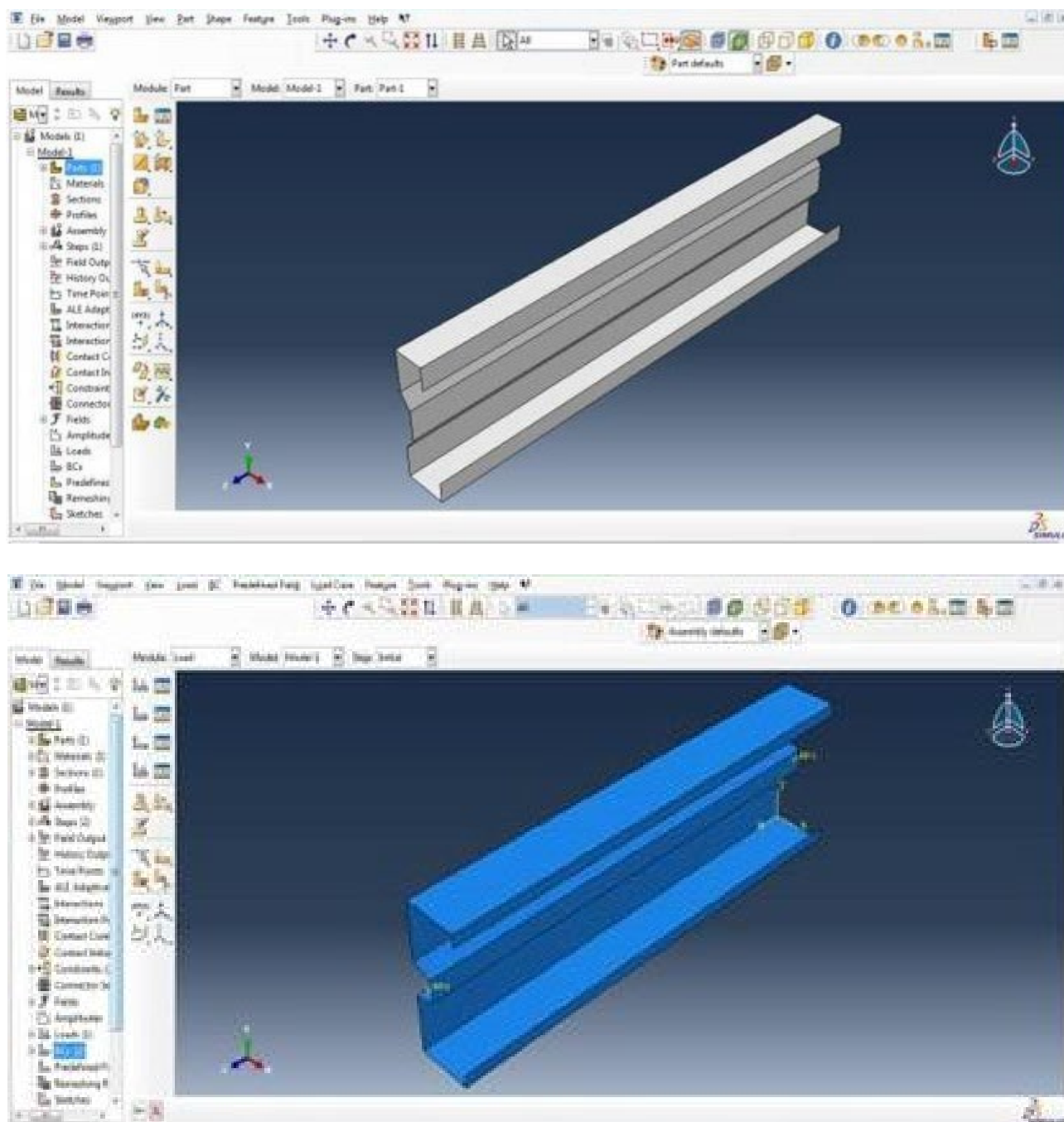


Рис. 5.9. Розрахункова модель одного  $\Sigma$ -профілю перед створенням складеного перерізу

Для врахування зміни геометрії площини під час дії навантаження, що прикладається до елементів конструкції, і слідкувати за напрямком реакцій зусиль тертя, а також щоб збільшити точність розрахунків завдання у контактній зоні задіяно характеристику «Великі переміщення». На рисунку 5.10 наведена розрахункова модель балки із складеним замкнутим перерізом з сіткою та розбиттям на скінченні елементи.

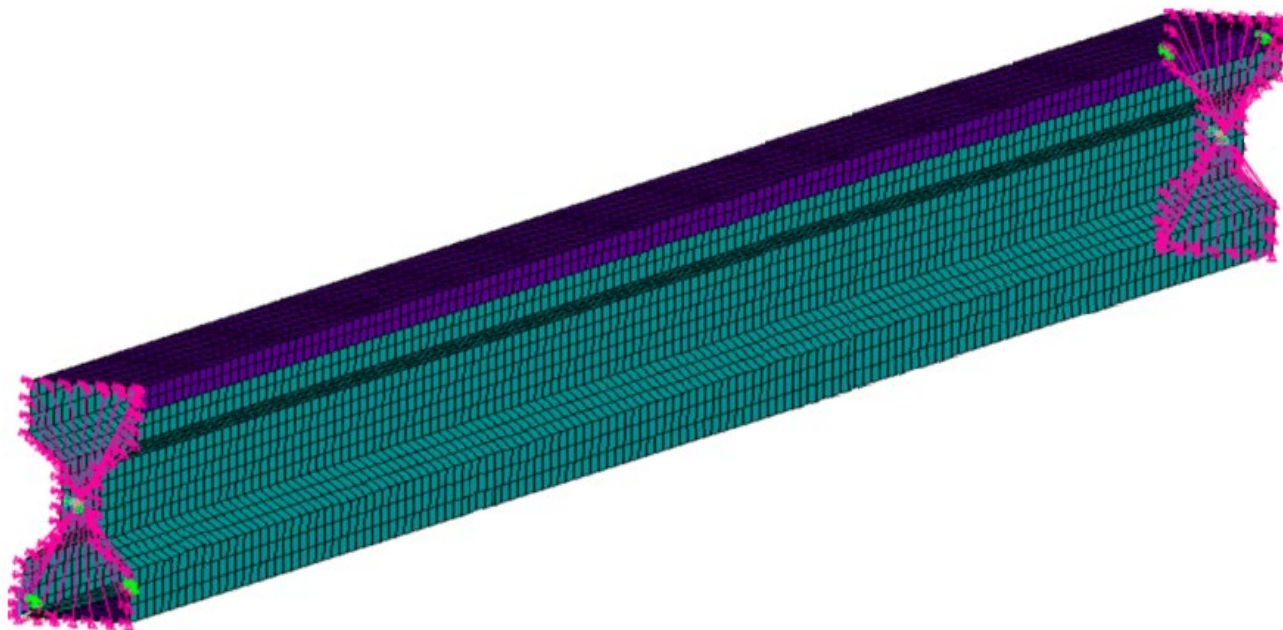


Рис. 5.10. Розрахункова модель балки з розбиттям на скінченні елементи

Балка розрахована із застосуванням геометрично нелінійного підходу. У таблиці 5.3 показані параметри матеріалів. Пінополіуретан моделюється із характеристиками, які відповідають технічним даним фірми-виробника. Penosil Insulation Foam – марка пінополіуретанової піни, що використовується у чисельних дослідженнях.

Таблиця 5.3. Параметри матеріалів, прийняті при створенні розрахункової моделі

Матеріал	Щільність, кг/м <sup>3</sup>	Межа плинності, МПа	Модуль пружності, МПа	Коефіцієнт Пуассона
Сталь	7850	255	$2.06 \times 10^5$	0.3
Пінополіуретан	45	12	60	0.25

Рівномірно розподілене зусилля прикладається на балку з різноманітною інтенсивністю за ступінчастим законом, з кроком, який дорівнює 1000 Н/м.

Значення результатів розрахунку чисельної моделі пустотілої балки та аналогічної балки з ЛСТ профілів із наповнювачем у вигляді пінополіуретану показано в таблицях 5.4 і 5.5 та відображені на рисунку 5.11.

Тримальна здатність кожної балки відповідає зусиллю, при дії якого максимальне екстремальне напруження у стінках балки не є завбільшки розрахункового критичного напруження:  $\sigma_{ext} \leq 42.85$  МПа.

Таблиця 5.4. Значення результатів чисельних розрахунків балки із заповненням поліуретанової піною

№ кроку докладання навантаження	Інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, Н/м	Прогин балки, мм	Напруження, МПа
1	1000	1.39	10.12
2	2000	2.20	15.77
3	3000	3.04	22.14
4	4000	3.88	28.21
5	5000	4.74	34.22
6	6000	5.54	40.37
7	7000	6.36	46.40
8	8000	7.22	52.48

Таблиця 5.5. Результати чисельного розрахунку пустотілої балки

№ кроку докладання навантаження	Інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, Н/м	Прогин балки, мм	Напруження, МПа
1	1000	1.74	10.42
2	2000	2.87	16.37
3	3000	3.93	22.58
4	4000	5.08	28.83
5	5000	6.21	36.19
6	6000	7.29	44.41

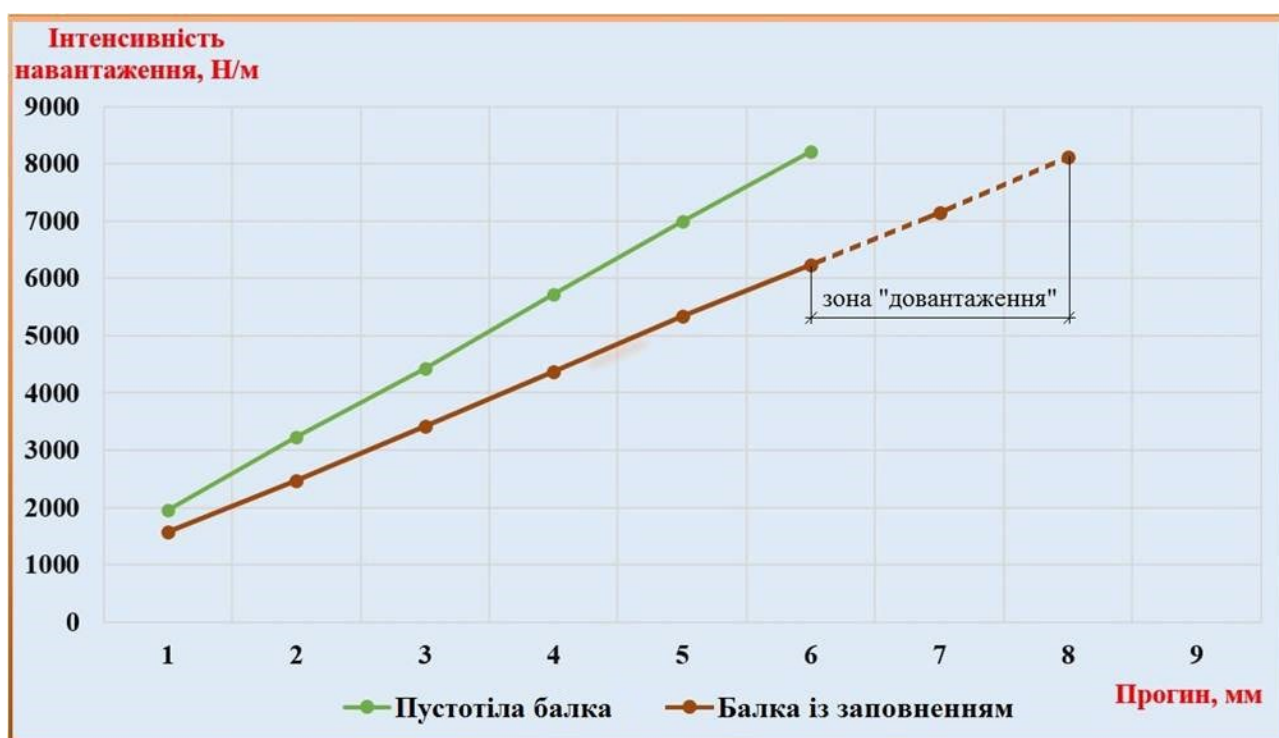


Рис. 5.11. Графік, який відображує результати чисельного розрахунку

Відповідно до результатів, які обчислюються за формулою  $\sigma_{\max} \leq \gamma_{\tau} \times \sigma_{cr}$ , значення теоретичного напруження для втрати стійкості у стінці конструкції балки дорівнює 42.85 МПа. У пустотілій балці з рівномірно

розподіленим навантаженням, яке дорівнює 6 кН/м, з'являється втрата стійкості у стінці балки в середній частині балки. Величина прогину для такого випадку відповідає 7.3 мм. У балці із заповненням, при такому ж значенні напружень у конструкції, навантаження дорівнює 7 кН/м з величиною прогину 6.4 мм.

Значення межі плинності для сталі складає 255 МПа, що у порівнянні зі значенням розрахункового теоретичного значення втрати стійкості у стінці балки, у 6 разів перевищує її. Для зменшення такого великого запасу за напруженнями, балку із заповнювачем типу пінополіуретан довантажили ще двома кроками, що прогини, які виникнули у пустотілій балці, збіглися за значеннями із прогинами у цій заповненій балці. Після чого, значення напружень у заповненій балці склали 52.3 МПа, з інтенсивністю навантаження 8 кН/м.

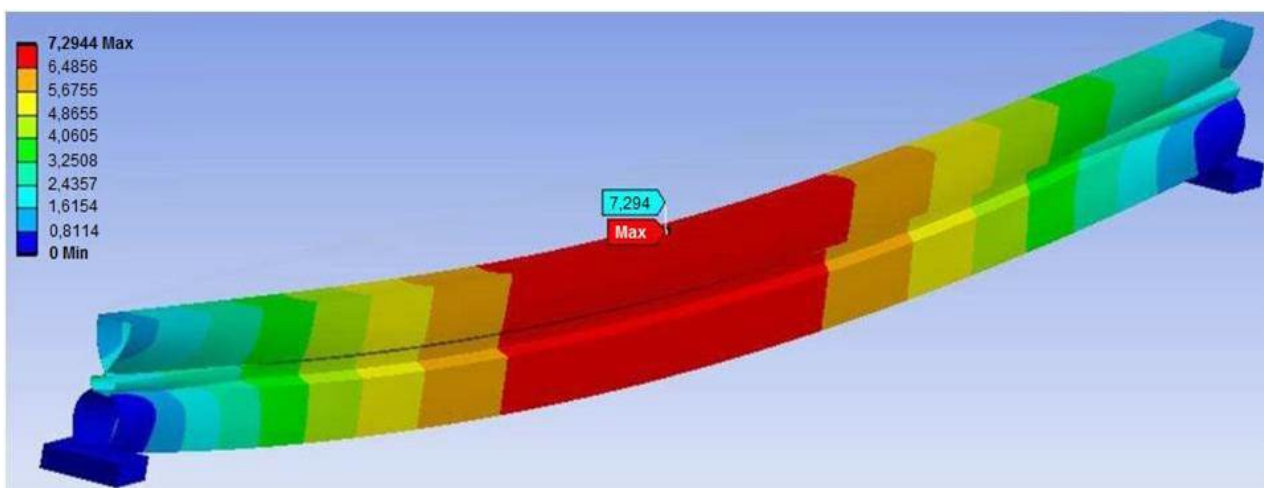


Рис. 5.12. Графік зміни деформацій у пустотілій балці, мм

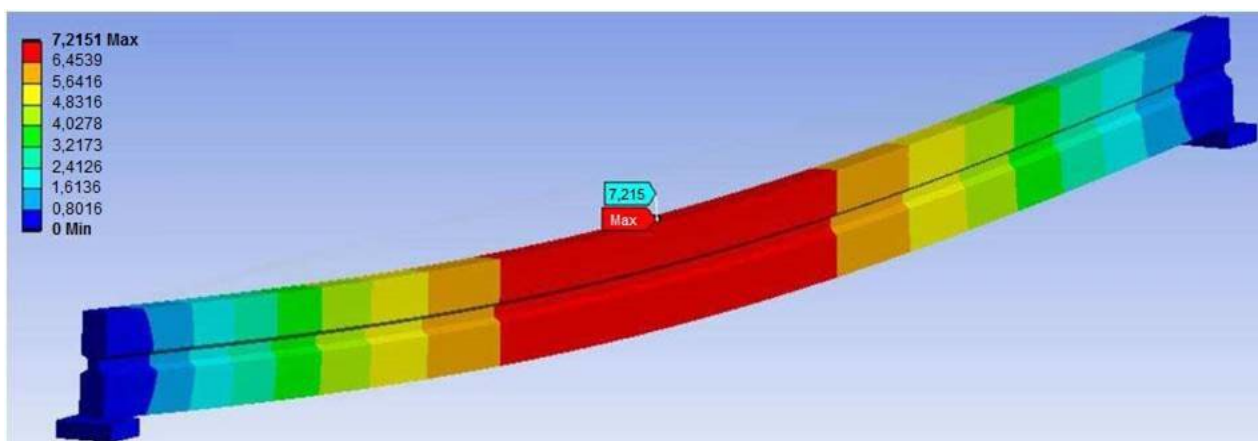


Рис. 5.13. Графік зміни деформацій у балці із заповненням поліуретановою піною, мм

Проаналізувавши результати максимальних значень крайових навантажень, що виникли при розрахунку балок, можна помітити, що внутрішнє заповнення пустотілого об'єму у комбінованому (замкненому) перерізі балки викликає зростання локальної стійкості стінок у балці, а таким чином виходячи із цього, і призводить до приросту несучої здатності до 25 %. У балці із заповненням спостерігається рівномірне розподілення напружень, а у балці без заповнення – пустотілій – розподіли напружень мають нерівномірний характер (рис. 5.14-5.16).

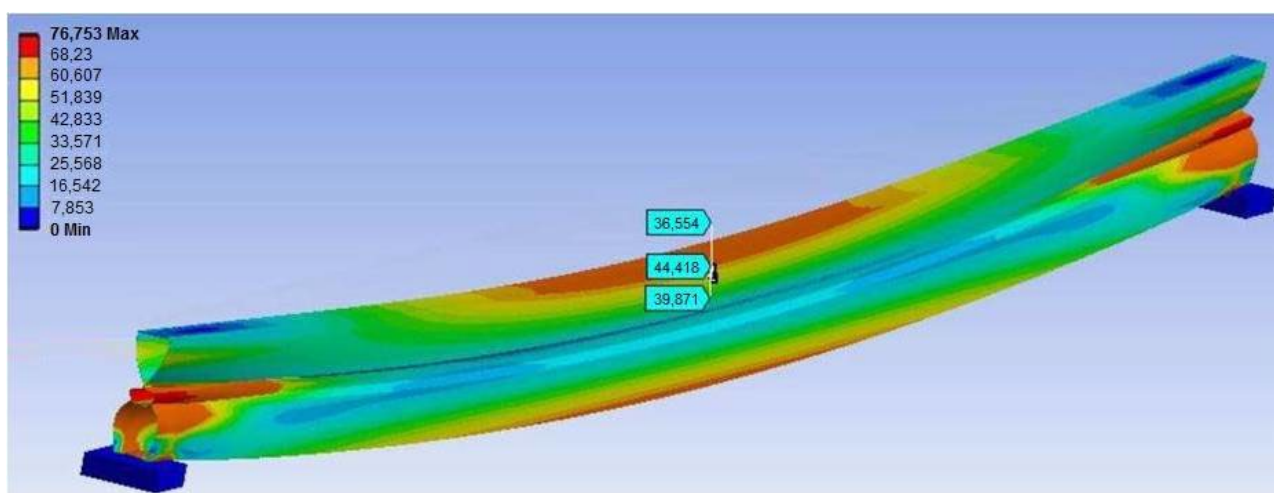


Рис. 5.14. Графік зміни напружень у пустотілій балці, МПа

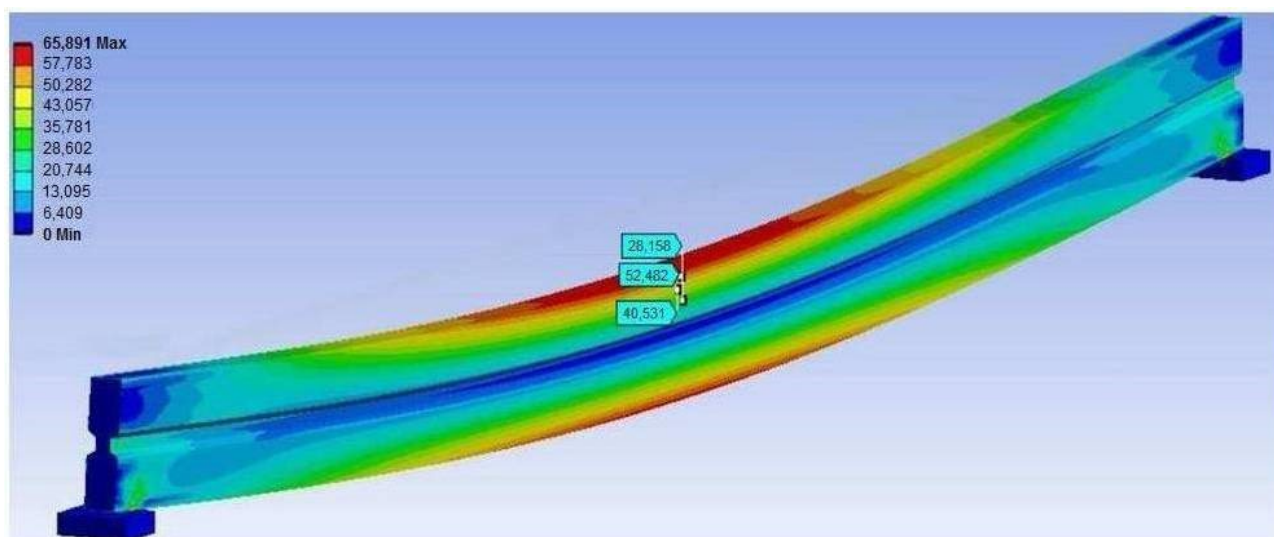


Рис. 5.15. Графік зміни напружень (МПа) у балці, яка наповнена заповнювачем (поліуретанова піна)

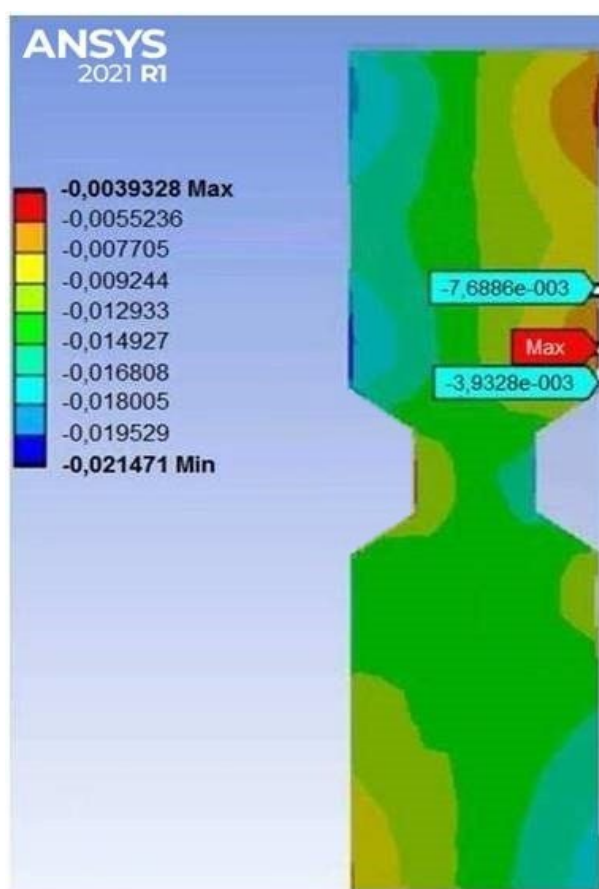
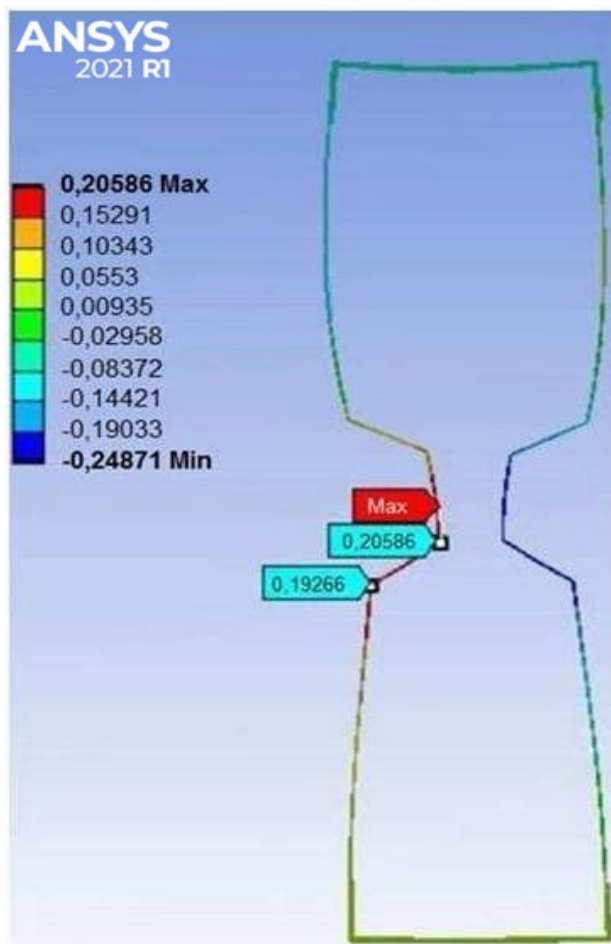


Рис. 5.16. Графік зміни переміщень вздовж вісі x (мм) у балках

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1) Здійснено ретельний аналіз використання комбінованих будівельних змішаних систем, у яких бетон і сталь ефективно інтегруються в єдиній конструкції. Виявлено, що на сьогодні більшість наукових досліджень у цій сфері направлені на сталезалізобетон, сталобетон та комбінації сталей із полістиролбетоном. Однак завдання використання сучасних вспінених матеріалів, для заповнення різних типів складених конструкцій залишається недостатньо дослідженим.

2) Розроблено та змодельовано чисельну скінченно-елементну модель балки із складеним (замкнутим) перерізом, у який входить два різнополичні холодноформовані  $\Sigma$ -профіля. Вихідні дані – архітектурно-конструктивні креслення промислового об'єкту, у якого основний несучий елемент – повний маталокаркас. При розрахунках враховане зчеплення (адгезія, сили тертя) між перерізами балки та матеріалами.

3) Розгляд визначених екстремальних силових зусиль свідчить про те, що заповнення внутрішнього об'єму складеного перерізу балок поліуретановою піною сприяє підвищенню локальної стійкості стінок, що, в свою чергу, підвищує несучу здатність елемента (майже на 25 відсотків).

4) Встановлено, що наповнення внутрішнього об'єму балок пінополіуретаном дозволяє рівномірно перерозподілюватися напруженням, у той час як у пустотілій балці присутнє нерівномірне розподілення напружень.

5) Отримані результати чисельних досліджень обґрунтовують потребу в подальших практичних експериментах, які мають на меті визначення оптимальних форм перерізів легких сталевих тонкостінних конструкцій у відповідності до різних рівнів силових зусиль, оцінку ступеня зчеплення матеріалів під час тестів на відривання, а також поліпшення та раціоналізацію технологій створення таких конструкцій.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels: BSI, 2005. – 93 p.
2. EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Praha: ČNI, 2008. – 54 p.
3. AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. Washington: American Iron and Steel Institute, 2007. - 198 p.
4. Азизов Т.Н. Эффективные сталежелезобетонные конструкции / Т.Н. Азизов // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – К. : НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 254-259.
5. Сіробаба В.О. Порівняння доцільності використання ЛСТК та гнутих профілів для каркаса одноповерхових швидкокомтованих будівель / В.О. Сіробаба, О.П. Новицький, К.А. Зорабян // Металеві конструкції. 2013. – Т .19, № 2. – С.129–136.
6. Семко О.В. Експериментальні дослідження з'єднання тонкостінних оцинкованих конструкцій / О.В. Семко, В.О. Сіробаба, Є.О. Загорулько // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наукових праць. – Одеса: ОДАБА, 2017. – Вип. 69 – С. 58–63.
7. Семко О.В. Міцність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій складеного перерізу на легких бетонах / О.В. Семко, Н.М. Магас, В.О. Сіробаба // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту: зб. наукових праць. Харків: УкрДУЗТ, 2018 – Вип. 178 – С. 123–130.
8. Зінкевич О.Г. Раціональне проектування каркасів малоповерхових будівель та надбудов з легких сталевих тонкостінних конструкцій: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. - 05.23.01 Будівельні конструкції, будівлі та споруди / Зінкевич О.Г.; Держ. ВНЗ «Придніпровська держ. акад. буд. та арх.». – Дніпропетровськ, 2013. – 20 с.
9. Семко В.О. Сталеві холодноформовані тонкостінні конструкції: монографія / В. О. Семко. – Полтава: ТОВ “АСМІ”, 2017. – 325 с.

10. Расчет элементов из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3 / Э. Уэй, М. Хэйвуд, Н.А. Беляев, С.И. Билык, А.С. Билык. – Киев: ООО «НПП «Интерсервис», 2015. – 99 с.
11. Семко О.В. Стійкість тонкостінних сталевих елементів, підкріплених легким полімер бетоном / О.В. Семко, О.П. Воскобійник, Ю.О. Авраменко // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2012. – Вип. 10 – С. 52-64.
12. Юрченко В.В. Проектирование каркасов зданий из тонкостенных холодногнутых профилей в среде SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – №8(18). – С. 38-46.
13. Юрченко В.В. Розробка аналітичних залежностей для оцінки значень критичних сил втрати місцевої стійкості та втрати стійкості форми перерізу тонкостінних стержнів відкритого профілю / В.В. Юрченко // Металеві конструкції. – 2012. – Том 18, №3. – С. 185–196.
14. Laim L. Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of coldformed steel beams / L. Laim, J.P.C. Rodrigues, L.S. da Silva // Thin-Walled Structures. – 2013. – № 72. – P. 1-13.
15. Dubina D. Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures / D. Dubina // Thin-Walled Structures. – 2008. – №46. – P. 741–764.
16. Yu W.-W. Cold-formed steel design : fourth edition / Wei-Wen Yu, R.A. LaBoube. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.
17. Wan D. A linear smoothed quadratic finite element for the analysis of laminated composite Reissner-Mindlin plates / Detao Wan, Dean Hu, Sundararajan Natarajan, Stéphane P. A. Bordas, Ting Long // Composite Structures. – 2017. – № 180. – P. 395 – 411.
18. Veljkovic M. Light steel framing for residential buildings / M. Veljkovic, B. Johansson // Thin-Walled Structures. – 2006. – №44. – P. 1272–1279.
19. Aghoury M. El., Hanna M. T., Amoush E. A. Strength of combined sigma cold formed section columns // EUROSTEEL 2017, September 13-15, 2017, Copenhagen, Denmark, p. 1802–1811.

20. Katarzyna Rzeszut, Ilona Szewczak. Experimental studies of sigma thin-walled beams strengthen by CFRP tapes // World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Structural and Construction Engineering. 2017. Vol. 11. № 7. P. 888–895.
21. Bassem L., Gendy O., Hanna M. T. Effect of geometric imperfections on the ultimate moment capacity of cold-formed sigma-shape sections // Housing and Building National Research Center HBRC Journal, 2015. - P. 1–8.
22. Lalin V. The Finite Elements for Design of Frame of Thin-Walled Beams / Lalin, Vladimir; Rybakov, Vladimir. Applied Mechanics and Materials; Zurich, 2014. - Vol. 578-579. - P. 858-863.
23. Mohd Ariffin, Strength Properties of expanded polystyrene concrete and cold formed steel wall frame composite / Journal of structural engineering, ASCE, 2015. – Vol. 131(11). - P. 1738-1745.
24. Boswell L.F., Zhang S.H. A box beam finite element for the elastic analysis of thin-walled structures / Thin-Walled Structures, 1983. – Vol. 1. – P. 353–383.
25. Ciesielczyk K.; Studzinski R. Experimental and numerical investigation of stabilization of thin-walled Z-beams by sandwich panels / Journal of Construction Steel Res., 2017. – Vol. 133. - P. 77–83.
26. Avilés F., Carlsson L. Elastic foundation analysis of local face buckling in debonded sandwich columns / Mech. Mater., 2005. – Vol. 37. - P. 1026–1034.
27. Veedu V.P., Carlsson L.A. Finite-element buckling analysis of sandwich columns containing a face/core debond / Compos. Struct., 2005 – Vol. 69. – P. 143–148.
28. Ковшик О., Павлюченков М. Дослідження напружено-деформованого стану балочних елементів складеного перерізу із ЛСТ профілів. Collection of Scientific Papers with the Proceedings of the 2nd International Scientific and Practical Conference «Scientific Research: Modern Innovations and Future Perspectives» (November 25-27, 2024. Montreal, Canada). European Open Science Space (Інтернет конференція). – 2024. – С. 47-49.

## Додаток 1. Матеріали конференції

Proceedings of the 2nd International Scientific and Practical Conference  
"Scientific Research: Modern Innovations and Future Perspectives"  
November 25-27, 2024  
Montreal, Canada



завершенню підсилення – 336000 Па. Значення мінімального коефіцієнту зміцнення, що допускається за першою групою граничних станів – 1.2.

- збільшення ширини фундаментної плити у зонах країв фундаментної плити з боку вуличного (заднього) фасаду на 1 м. Значення максимальних (по краям) напружень у ґрунтовій основі після зміцнення будуть дорівнювати 205 кПа, значення показника міцності – 1.17 (значення, що допускається, – не менше за 1.0).

### Список використаних джерел

1. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформації. Київ: НДІОСП, 1997. 102с. (Національний стандарт України: інформація та документація).
2. Зоценко М.Л. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом / Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Зоценко В.М. Монографія – Харків: «Друкарня Мадрид», 2016. – 94 с.
3. Lobiak, O., Vatulia, G., Pavliuchenkov, M., Petrenko, D., Voskobiinyk, O. Using mathematical modeling for stabilization of soil foundations of buildings with the injection technique. AIP Conference Proceedings, 2023, 2684, 030023.

## ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ СКЛАДЕНОГО ПЕРЕРІЗУ ІЗ ЛСТ ПРОФІЛІВ

**Ковшик Олександр<sup>1</sup>**

здобувач вищої освіти

**Павлюченков Михайло<sup>1,2</sup>**

к.т.н., доцент

<sup>1</sup>Кафедра будівельних конструкцій

Сумський національний аграрний університет, Україна

<sup>2</sup>Кафедра теоретичної та будівельної механіки

Харківський національний університет міського господарства  
імені О.М. Бекетова, Україна

Сьогодні до будівництва висувають ряд вимог, серед яких економічність є однією з основних. Це вимагає постійного зменшення обсягу матеріалів та загальної ваги конструкцій. Сталеві конструкції відповідають цим вимогам, що зробило їх популярними. Вони можуть бути реалізовані за каркасною технологією, а наступним кроком у зменшенні ваги є застосування більш ефективних профілів.

Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК) – це новітній метод у будівництві, який здобуває зростаючу популярність як в Україні, так і в усьому світі. Завдяки цим конструкціям можна швидко будувати будівлі на каркасній

основі при мінімальних витратах, що робить їх привабливими для житлової та комерційної сфери у будівництві.

ЛСТК – це система конструкцій, виготовлених із тонкостінної сталі з оцинковкою. Завдячуючи великій точності виробництва, такі конструкції забезпечують простоту і зручність установки. Вони використовуються для зведення комерційних споруд, промислових об'єктів і житлових будинків.

Застосування ЛСТК у будівельній сфері пропонує кілька суттєвих плюсів:

- надійність: ЛСТК конструкції можуть нести великі навантаження, забезпечуючи стійкість у різноманітних ситуаціях при експлуатації;
- швидкість монтажу: враховуючі свою модульність та легкість, будівництво з використанням ЛСТК здійснюється набагато швидше, у порівнянні з традиційними методами;
- енергоефективність: будівлі з ЛСТК мають гарні теплоізоляційні властивості, які сприяють зменшенню коштів на кондиціонування і опалення;
- економічність: зниження коштів на матеріали та виконання робіт робить ЛСТК доцільним варіантом для різних будівельних проектів;
- екологічність: профілі ЛСТК можуть використанні у вторинній переробці, що допомагає зменшити негативний вплив на довкілля.

Розрахунок напружено-деформованого стану ЛСТК, як і інших конструкцій, проводиться за стандартними методами проектування будівельних конструкцій. Однак, з огляду на специфіку, як ведуть себе легкі холодноформовані сталеві тонкостінні конструкції та їх взаємодія з теплоізоляційними матеріалами, це направлення вимагає більш детального додаткового вивчення.

Здійснено ретельний аналіз використання комбінованих будівельних змішаних систем, у яких бетон і сталь ефективно інтегруються в єдиній конструкції. Виявлено, що на сьогодні більшість наукових досліджень у цій сфері направлені на сталезалізобетон, сталебетон та комбінації сталей із полістиролбетоном. Однак завдання використання сучасних вспінених матеріалів, для заповнення різних типів складених конструкцій залишається недостатньо дослідженим.

Розроблено та змодельовано чисельну скінченно-елементну модель балки із складеним (замкнутим) перерізом, у який входить два різнополічні холодноформовані  $\Sigma$ -профіля. Вихідні дані – архітектурно-конструктивні креслення промислового об'єкту, у якого основний несучий елемент – повний маталокаркас. При розрахунках враховане зчеплення (адгезія, сили тертя) між перерізами балки та матеріалами.

Розгляд визначених екстремальних силових зусиль свідчить про те, що заповнення внутрішнього об'єму складеного перерізу балок поліуретановою піною сприяє підвищенню локальної стійкості стінок, що, в свою чергу, підвищує несучу здатність елемента (майже на 25 відсотків).

Встановлено, що наповнення внутрішнього об'єму балок пінополіуретаном дозволяє рівномірно перерозподілюватися напруженням, у той час як у пористій балці присутнє нерівномірне розподілення напружень.

Отримані результати чисельних досліджень обґрунтовують потребу в подальших практичних експериментах, які мають на меті визначення оптимальних форм перерізів легких сталевих тонкостінних конструкцій у відповідності до різних рівнів силових зусиль, оцінку ступеня зчеплення матеріалів під час тестів на відривання, а також поліпшення та раціоналізацію технологій створення таких конструкцій.

#### Список використаних джерел

1. Семко В.О. Сталеві холодноформовані тонкостінні конструкції: монографія / В. О. Семко. – Полтава: ТОВ "АСМІ", 2017. – 325 с.
2. Юрченко В.В. Розробка аналітичних залежностей для оцінки значень критичних сил втрати місцевої стійкості та втрати стійкості форми перерізу тонкостінних стержнів відкритого профілю / В.В. Юрченко // Металеві конструкції. – 2012. – Том 18, №3. – С. 185–196.
3. Семко О.В. Експериментальні дослідження з'єднання тонкостінних оцинкованих конструкцій / О.В. Семко, В.О. Сіробаба, Є.О. Загоруйко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: збірник наукових праць. – Одеса: ОДАБА, 2017. – Вип. 69 – С. 58–63.

## ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКРІПЛЕНИХ ҐРУНТІВ ОСНОВ ІЗ ПОКРАЩЕННЯМ ЇХ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ

**Терещенко Артем<sup>1</sup>**

здобувач вищої освіти

**Павлюченко Михайло<sup>1,2</sup>**

к.т.н., доцент

<sup>1</sup>Кафедра будівельних конструкцій

Сумський національний аграрний університет, Україна

<sup>2</sup>Кафедра теоретичної та будівельної механіки

Харківський національний університет міського господарства

імені О.М. Бекетова, Україна

Експлуатаційна надійність та довговічність будівель та споруд повністю залежить від несучої здатності ґрунтів основи фундаментів.

В даний час найбільш поширеною технологією підвищення несучої здатності ґрунтової основи є змінення будівельних властивостей ґрунтів, в умовах їх природного залягання, методом ін'єкції в ґрунт різних хімічних розчинів, що закріплюють.

Для підвищення несучої здатності та зниження деформацій ґрунтових основ існує безліч способів штучного закріплення ґрунтів.

Умовно розділимо їх на фізичні – зміцнення масиву ґрунту за допомогою впливу фізичних полів, механічні – приміщення в товщу ґрунту армуючих

## **Додаток 2. Графічні матеріали**

Міністерство освіти і науки України

Сумський національний аграрний університет

Кафедра будівельних конструкцій

## **МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА**

на тему:

**“Дослідження напружено-деформованого стану балочних елементів складеного перерізу із ЛСТ профілів”**

**Розробив:** студент групи БУД 2301-2м спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”

Ковшик Олександр Іванович

**Керівник:** кандидат технічних наук, доцент,

Павлюченков М.В.

2024 р.

**Мета роботи** – чисельний аналіз напружено-деформованого стану комбінованих тонкостінних балок складеного перерізу із заповненням внутрішньої порожнини поліуретановою піною та без нього.

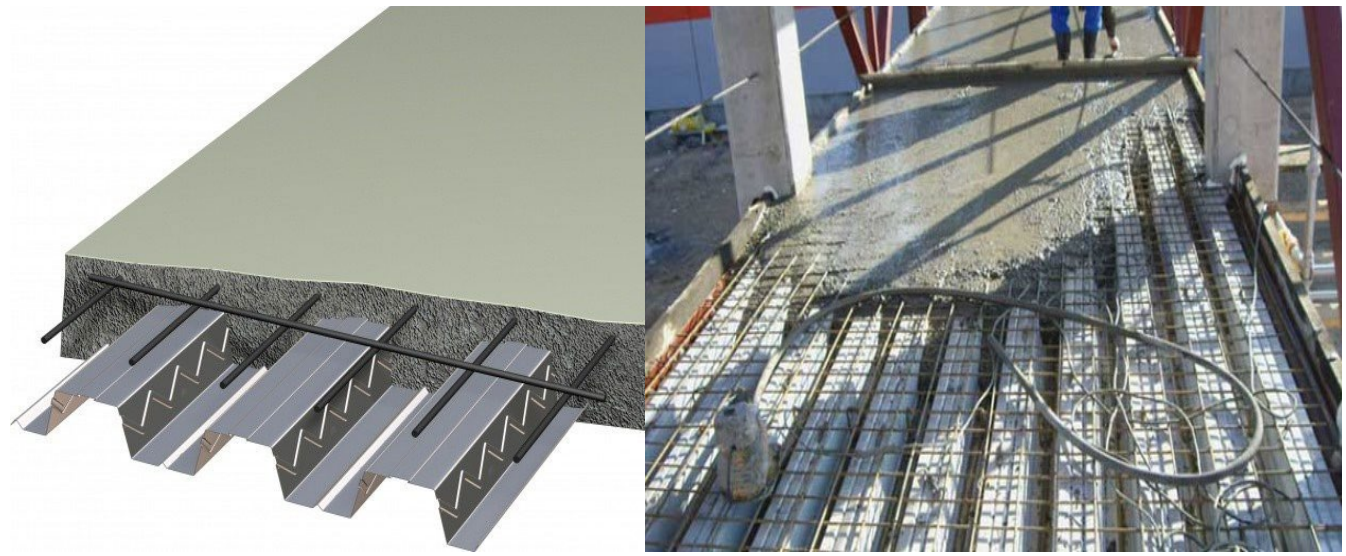
**Об'єкт дослідження** – прогон покриття запроєктованої промислової будівлі, складеного (замкнутого) перерізу з двох різнополичних холодноформованих  $\Sigma$ -профілів.

**Предмет дослідження** – напружено-деформований стан та несуча здатність досліджуваної балки.

Для досягнення мети було поставлено **наступні завдання**:

- проведення детального аналізу існуючих змішаних будівельних систем та комбінованих систем з холодноформованих ЛСТ-профілів;
- розробка проекту будівлі із застосуванням ЛСТ-профілів у відповідних конструкціях каркасу;
- визначення значення критичного напруження втрати стійкості сталевого тонкостінного профілю за допомогою рівняння Ейлера;
- побудова чисельної скінченно-елементної моделі балки складеного (замкнутого) перерізу;
- аналіз напружено-деформованого стану досліджуваної балки.

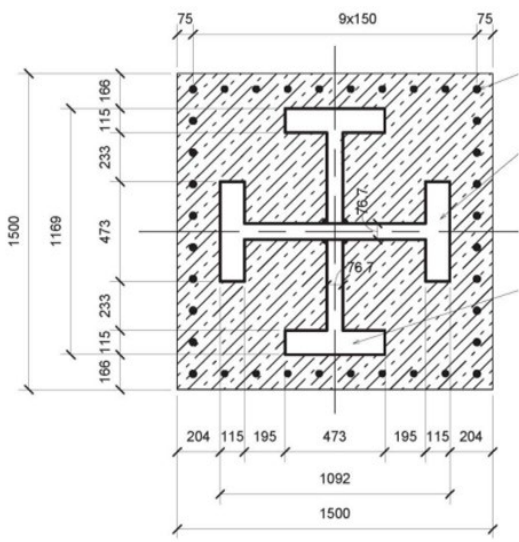
# КОМБІНОВАНІ ЗМІШАНІ БУДІВЕЛЬНІ СИСТЕМИ



Приклади сталезалізобетонних покриттів



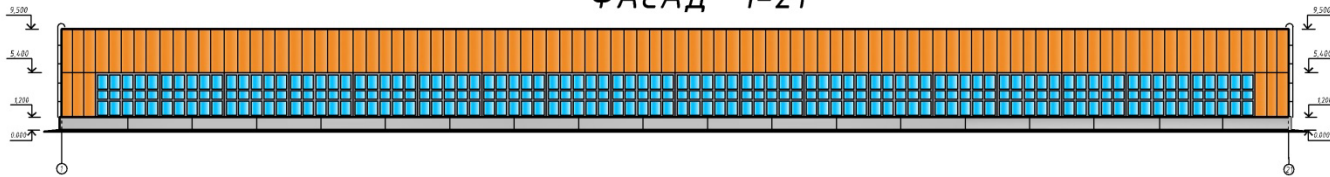
Випробування елементів з ЛСТ профілів підсилених полістиролбетоном



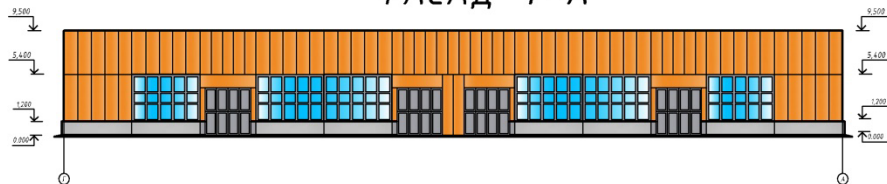
Поперечний переріз колони зі сталобетону



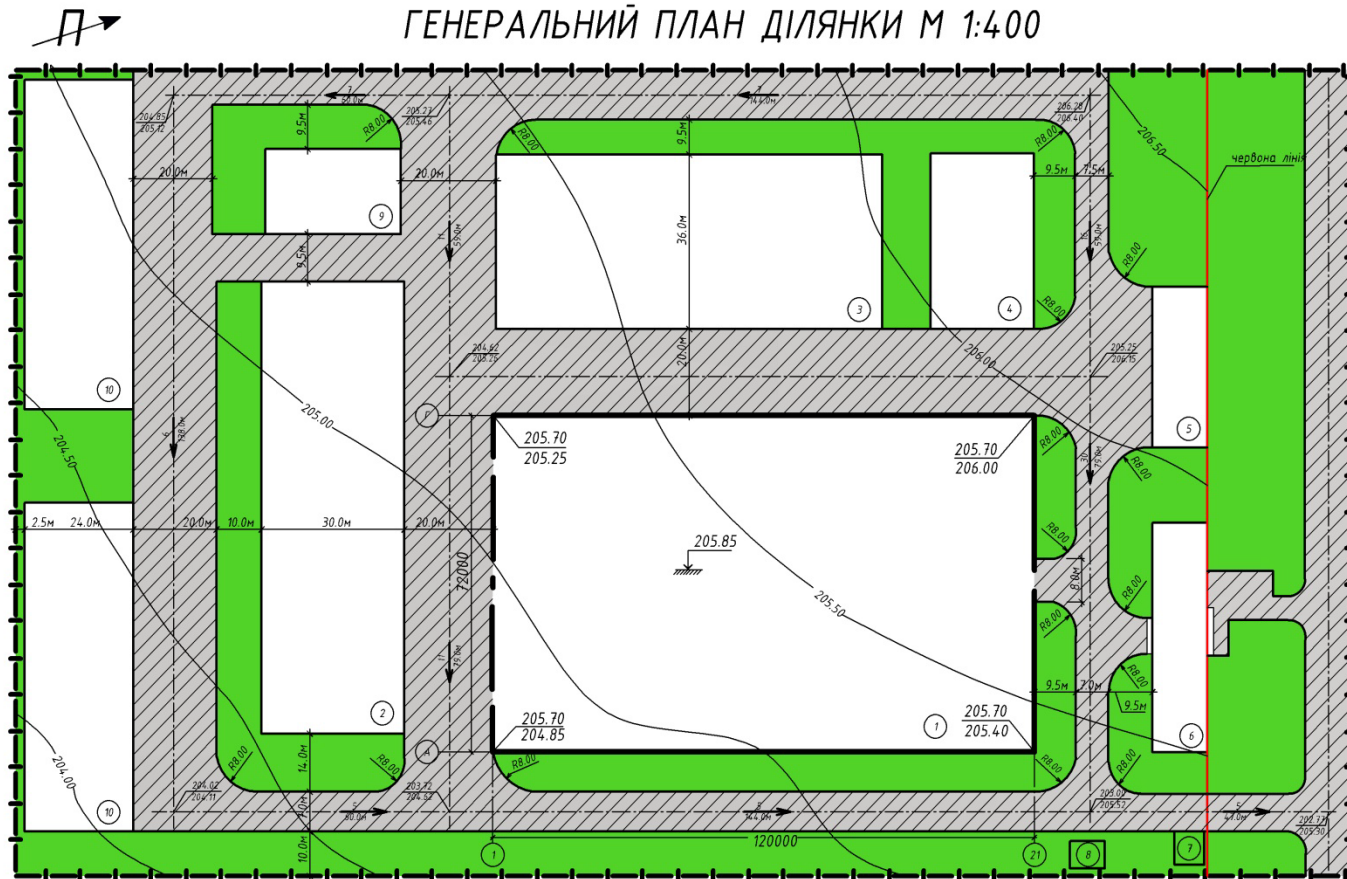
ФАСАД 1-21



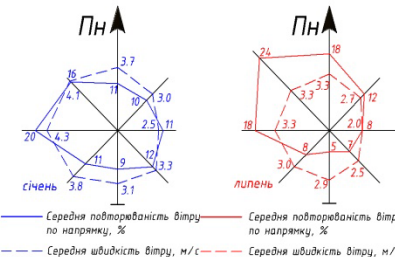
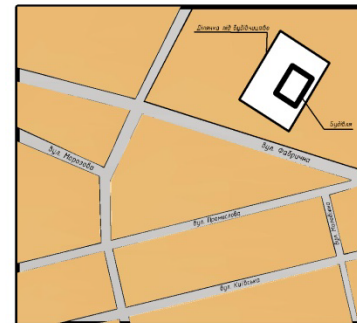
ФАСАД Г-А



ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН ДІЛЯНКИ М 1:400



СИТУАЦІЙНИЙ ПЛАН М 1:2500



Експлікація будівель і споруд

Поз.	Найменування	Примітка
1	Запроєктований виробничий корпус	
2	Рольний цех	
3	Відділювальний цех	
4	Механічна майстерня	
5	Пожежна частина	
6	АПК	
7	Прохідна	
8	Електролістанція	
9	Котельня	
10	Склади готової продукції	

Відомість дорожніх покриттів

Умовні поз.	Найменування	Площа, м.кв.	Бордер з каменем, м.п.
	Асфальтові дороги і під'їзди	13185	2148

Техніко-економічні показники

Поз.	Показники	Площа, м <sup>2</sup>
1	Площа ділянки	46375
2	Площа забудови	20356
3	Площа друківання	13377
4	Площа озеленення	13967

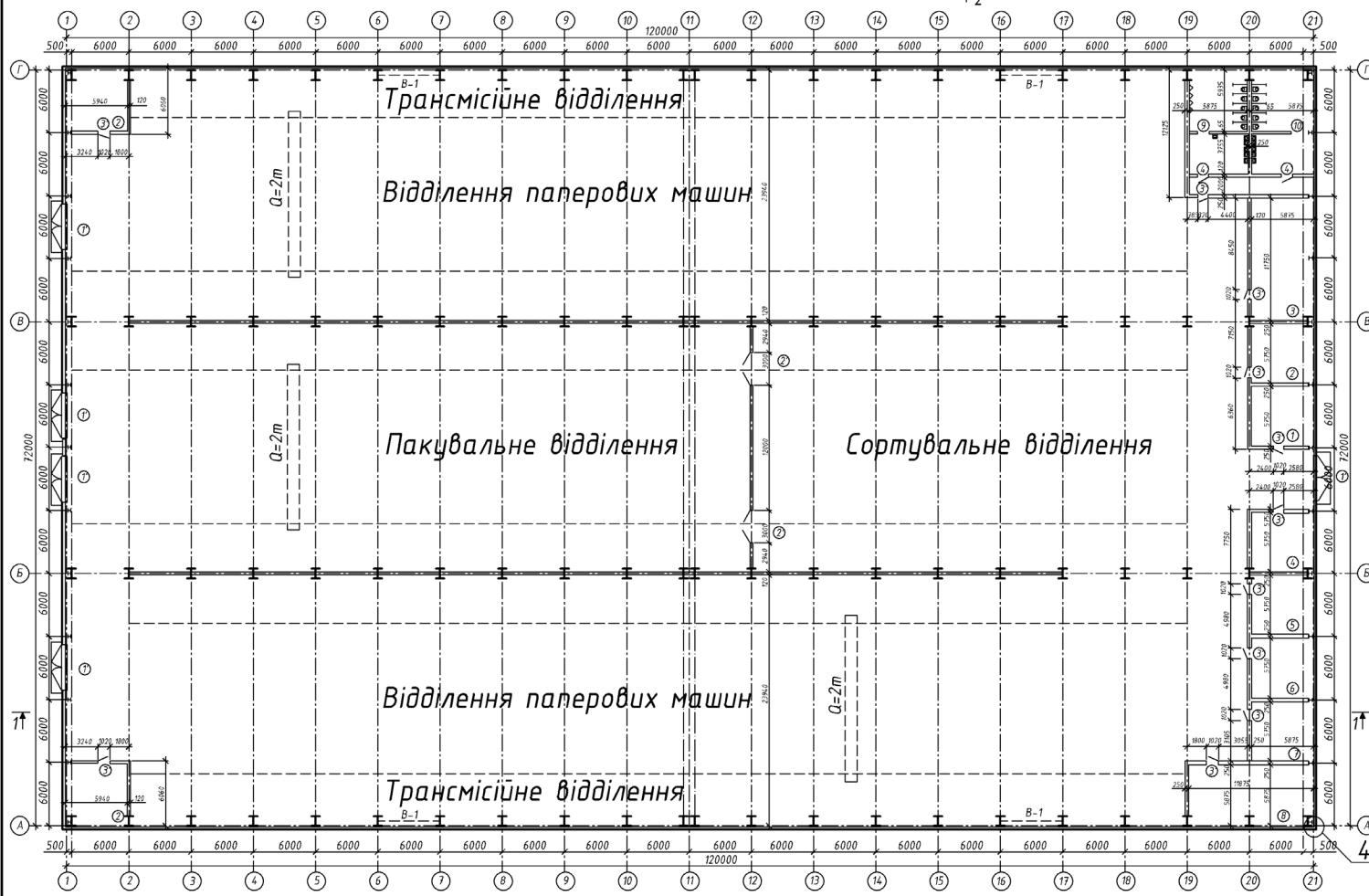
MP 07.24.БК ДР

Дослідження напружено-деформованого стану будівельних елементів складового перерізу із АСТ профілів

Лист Маса Масштаб

СНАУ № 612 2301-24

# ПЛАН 1-ГО ПОВЕРХУ



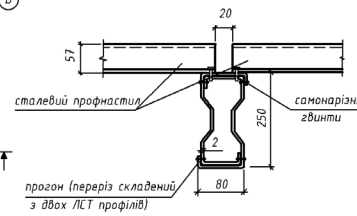
## ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ

Поз.	Найменування приміщення	Площа, м <sup>2</sup>
1	Приміщення начальника цеху	33.78
2	Операторська	33.78
3	Ремонтна база	69.03
4	Приміщення ІТП	33.78
5	Приміщення налагодників автом.	33.78
6	Приміщення чергових слюсарів	33.78
7	Щитова	33.78
8	Кладова допоміжних матеріалів	69.77
9	Санвузол чоловічий	15.57
10	Санвузол жіночий	15.57

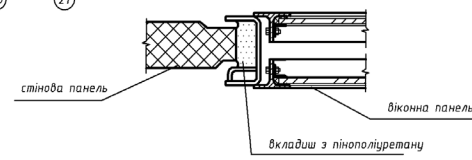
## Відомість воріт і дверей

Поз.	Позначення	Найменування	К-ть
1'	1.435-3	Ворота стулчасті	5
2'	ПР-05.36.4	Ворота стулчасті	2
3'	ГОСТ 14624-69	Двері одинарні	11
4'	ГОСТ 6629-74	Двері одинарні	2

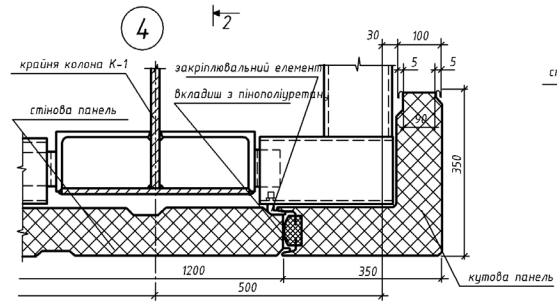
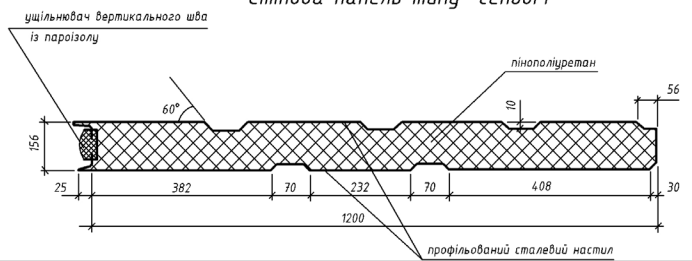
## Кріплення сталевого профнастилу до прогонів



## Вертикальний шик між віконною та стіною панелями



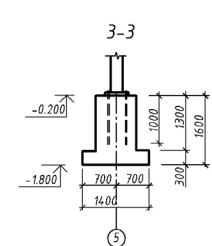
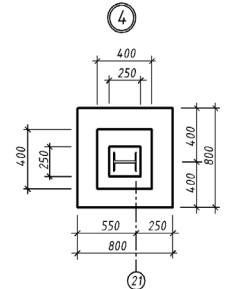
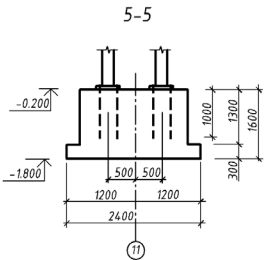
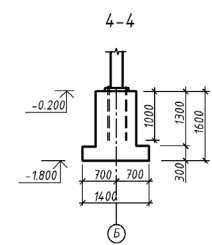
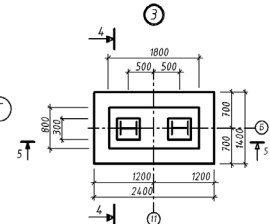
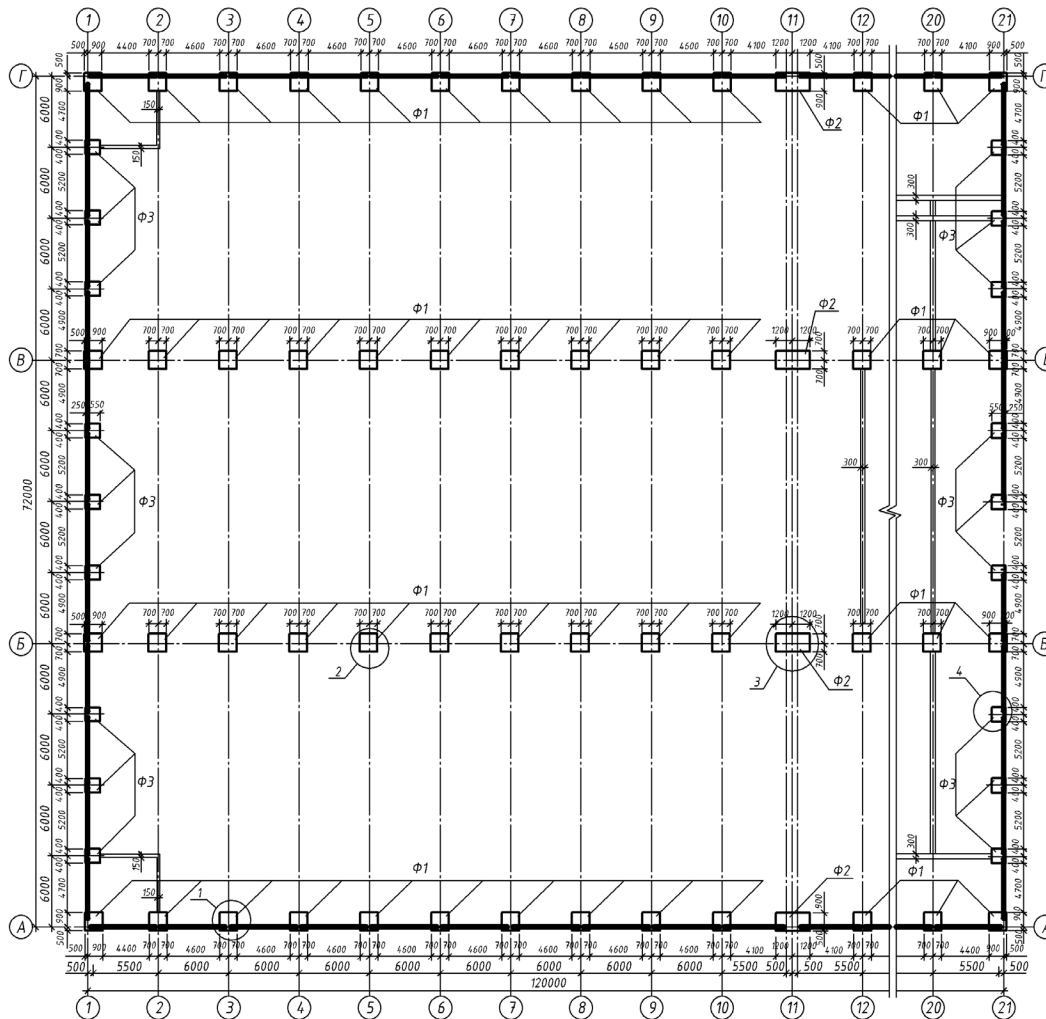
## Стінова панель типу "сандвіч"



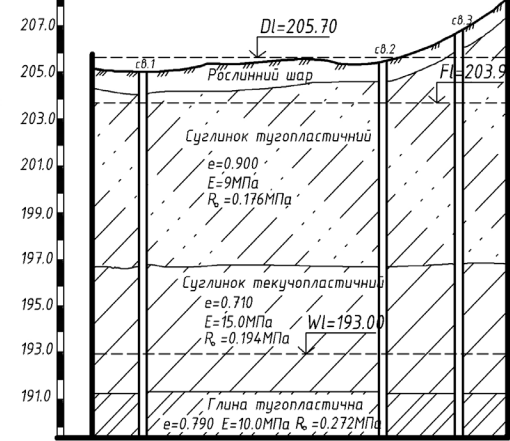
MR 07.24.БК ДР					
Збр.	Знак	Хр.	Видовий	Познач.	Позн.
Висновки	Додатки	Зміни	Відомості	Деталі	Лист
Специфікація	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості
Класифікація	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості
М. Козуб	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості
В. Козуб	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості
В. Козуб	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості	Відомості



# СХЕМА РОЗТАШУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ФУНДАМЕНТІВ



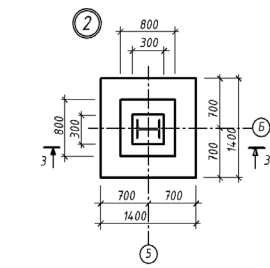
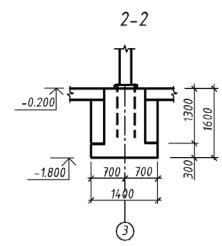
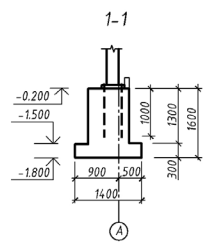
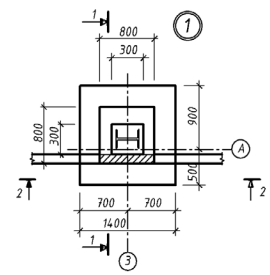
## Інженерно-геологічний розріз



## Специфікація залізобетонних конструкцій

Марка	Позначення	Найменування	Кількість	Маса од.кз	Прим.
		Стовпчасті фундаменти під колону			
Ф1		Монолітний фонд.	80		
Ф2		Монолітний фонд.	4		
Ф3		Монолітний фонд.	18		
Фундаментні балки					
ФД1	Серія 1.415-1	ФД-Б-41	64	700	
Матеріали					
		Бетон С12/15			

- За умовну відмітку 0.000 прийнято рівень чистої підлоги, що відповідає абсолютній відмітці 205.70.
- Основою для фундаментів слугуватиме суглинок тугопластичний з наступними характеристиками:  $e=0.850$ ,  $E=11.0$  МПа,  $R_c=0.176$  МПа.
- Під фундаменти виконати бетонну підготовку товщиною 100 мм із бетону класу С8/10.
- Фундаментні балки вкладають на шарі цементного розчину марки М100 товщиною  $t=20$  мм.
- Щілини між фундаментами і торцями фундаментних балок заповнити тим же розчином.
- Зворотню засылку проводити з пошаровим ущільненням ґрунту до 165 г/см.
- Горизонтальну гідроізоляцію виконати з цементно-піщаним розчином 1:2.



МР 07.24.БК ДР

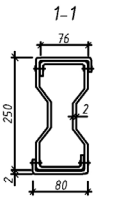
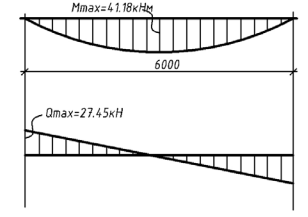
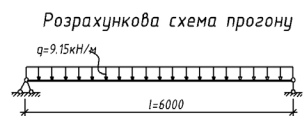
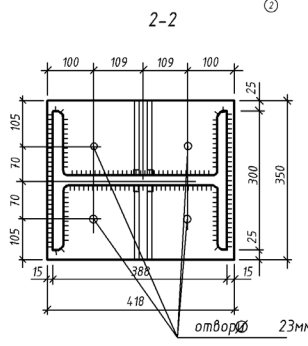
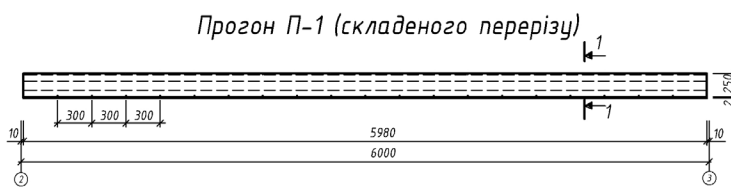
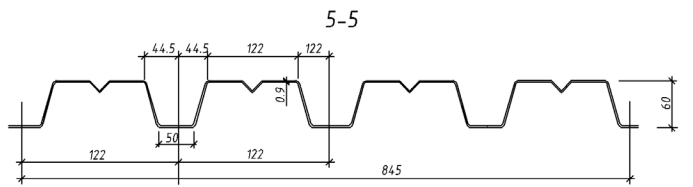
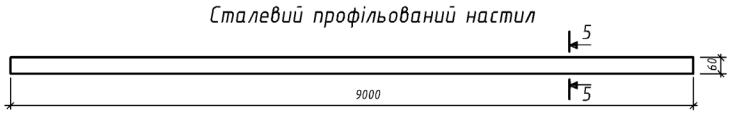
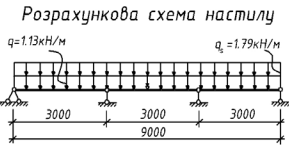
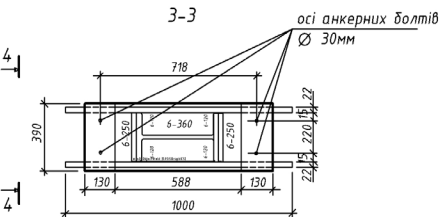
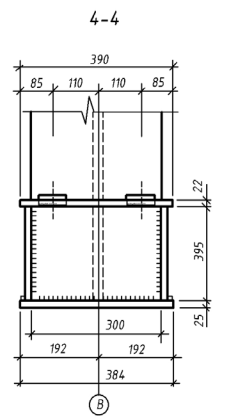
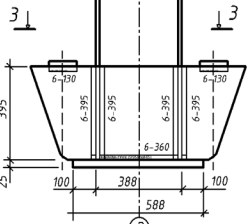
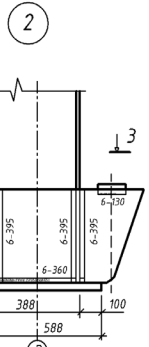
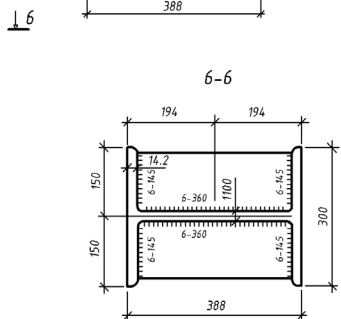
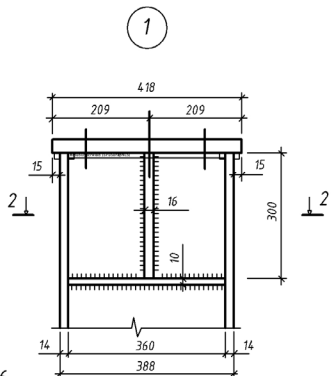
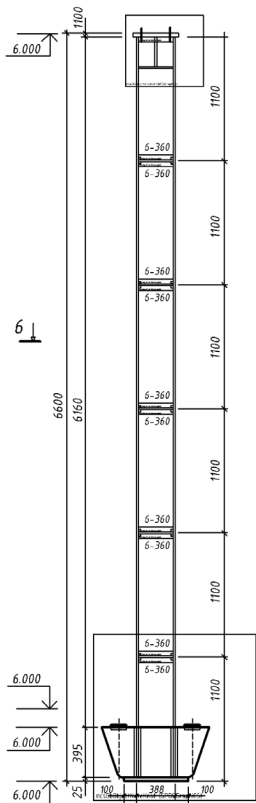
Дослідження					Лист	Маса	Масштаб
Виконав	Робота	Дата	Підпис	Висновок	№	г	1:100
Перевірив	Результат	Місце	Підпис	Висновок	№	г	1:100
Підпис	Результат	Місце	Підпис	Висновок	№	г	1:100

Схема розташування елементів фундаментів, інженерно-геологічний розріз, таблиця, специфікація, примітки

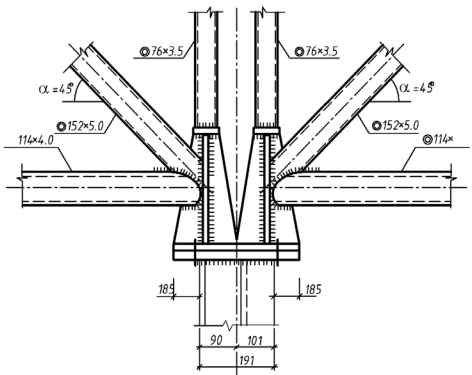
СНАУ кр. БУД 1991-н



Колона К-1



Вузол з'єднання двох відправних елементів ферми



Всі незначені катети швів прийняті 5мм.

Специфікація металевих виробів С255							
Марка	№ деп.	К-ть тн	Переріз	Довжина	Маса, кг		Прим.
					1 дет.	всіх марку	
К-1	1	1	□ 20	5920	108.93	108.93	253.94
	2	1	□ 11.5БТ1	5920	76.37	76.37	
	3	1	□ 210x10	265	4.37	4.37	
	4	1	□ 180x10	210	2.97	2.97	
	5	1	□ 150x10	200	2.36	4.72	
	6	1	□ 108x10	150	1.27	2.54	
	7	1	□ 250x25	560	27.48	27.48	
	8	1	□ 300x25	300	17.66	17.66	
9	1	□ 75x7	1080	4.45	8.90		
Маса наплавляемого металу - 1%							
Маса однієї колони Г кол = 256.48 кг							

MR 07.24.БК ДР						Лит	Маса	Маста в
Знак	Букв	МФ	Знак	Лінійн	Маса			
Виконав	Робочий	Робочий	Робочий	Робочий	Робочий			
Контроль	Контроль	Контроль	Контроль	Контроль	Контроль			
Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.			
Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.	Н. зам.			

Дослідження напружено-деформованого стану балочних елементів складеного перерізу із С255 сталі

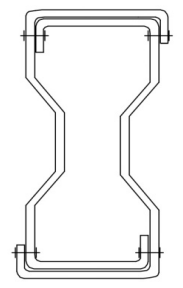
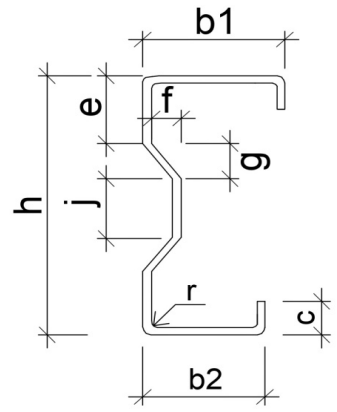
Колонна К-2, сталевий профільований настил, розрахункові схеми настилу, прогону, вузла, перерізу, стійкості

СНАУ № 658 295-2ч

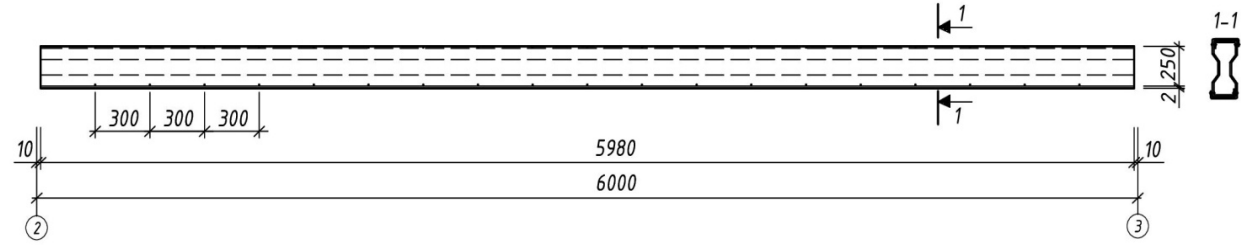
# РОЗРАХУНОК ПРОГОНУ ІЗ РІЗНОПОЛИЧНИХ $\Sigma$ -ПРОФІЛІВ

Одинарний  $\Sigma$ -профіль

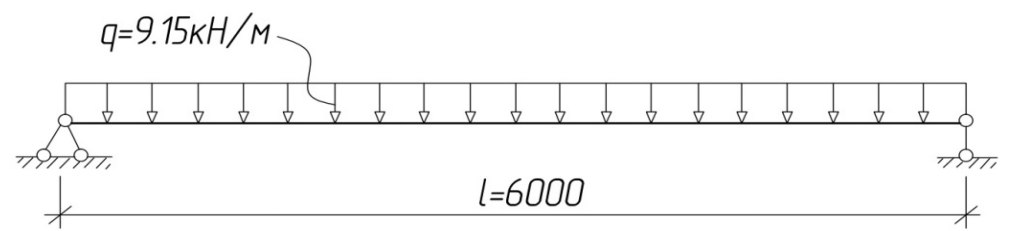
Складений переріз з двох  $\Sigma$ -профілів



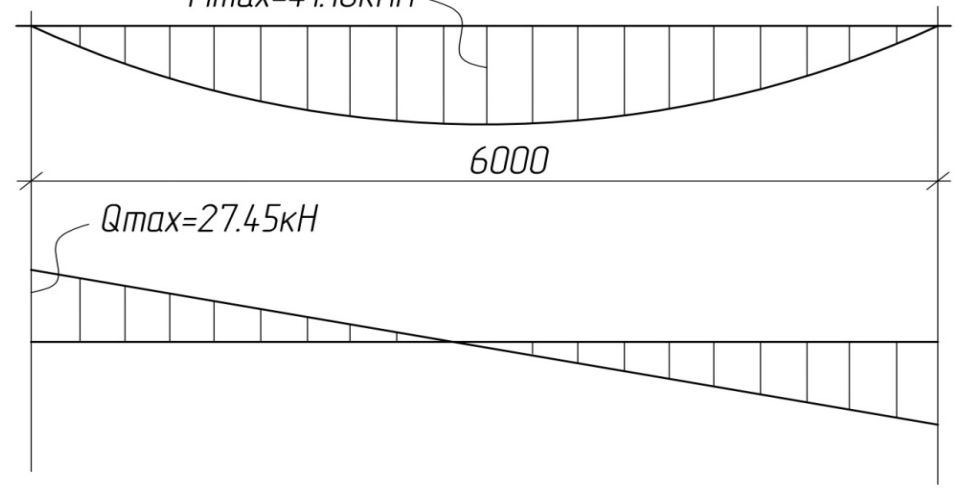
Прогон П-1 складеного (замкнутого) перерізу



Досліджуваний комбінований прогон складеного перерізу

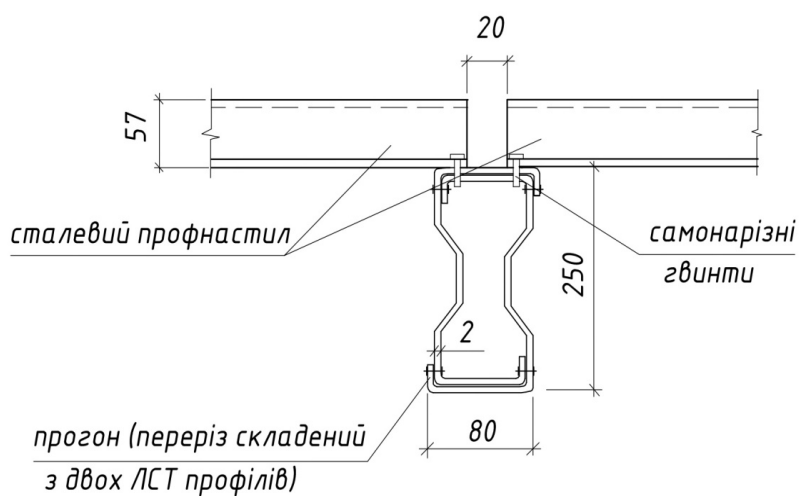


$M_{max} = 4.1.18 \text{ кНм}$



Розрахункова схема, закріплення та завантаження прогону

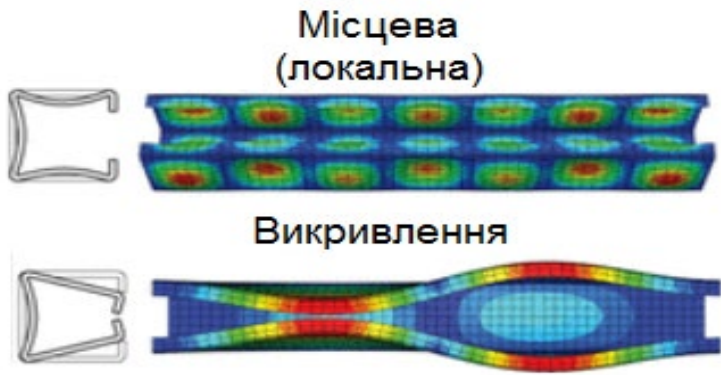
Утворення замкнутого перерізу з двох ЛСТ  $\Sigma$ -профілів



Вузол кріплення профнастилу зі сталевим прогоном

# ВИЗНАЧЕННЯ КРИТИЧНОГО НАПРУЖЕННЯ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ

Пружні форми втрати міцності  
легких тонкостінних профілів



Основні форми втрати стійкості  $\Sigma$ -профілів

Місцева (локальна)		Викривлення	
Загальна втрата стійкості			
Вертикальне переміщення	Горизонтальне переміщення	Обертальне переміщення	

Для забезпечення місцевої стійкості ділянок профілю, що працюють в пружній області, при дії нормальних напружень по краях у загальному вигляді має виконуватися умова:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{cr}$$

де  $\sigma_{max}$  – найбільше стискаюче напруження;  
 $\sigma_{cr}$  – критичне напруження.

Рівняння Ейлера для визначення критичного напруження в пластині має наступний вигляд:

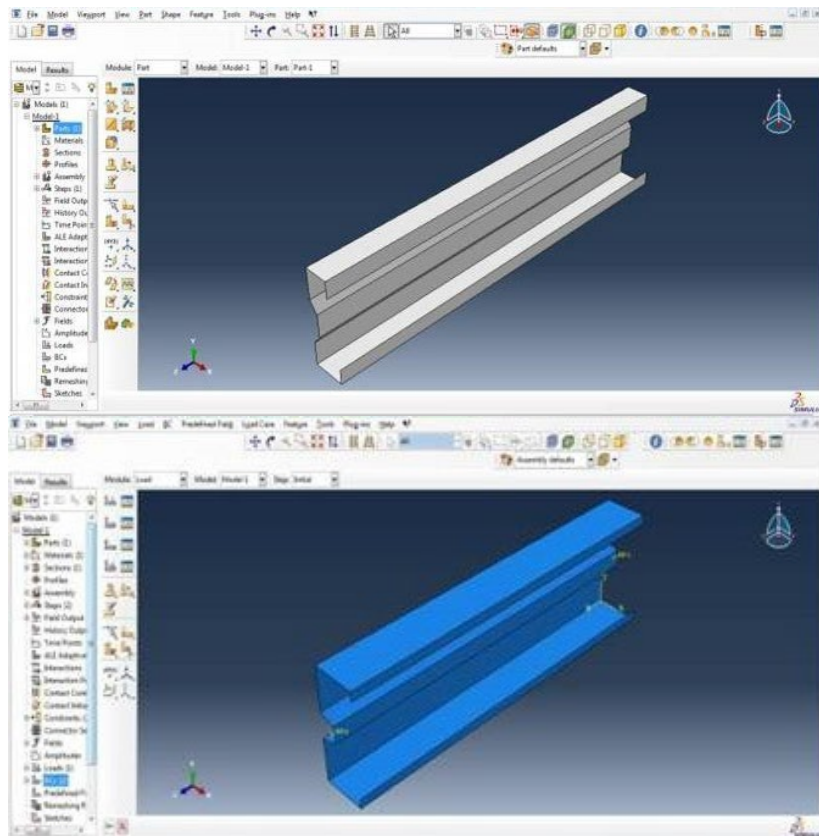
$$\sigma_{cr} = \frac{k(\pi^2 \times E)}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t}{h}\right)^2$$

де  $k$  – коефіцієнт місцевої стійкості пластин, який залежить від умов закріплення пластини;  
 $E$  – модуль пружності;  
 $\nu$  – коефіцієнт Пуассона;  
 $t$  – товщина металу стінки;  
 $h$  – висота (ширина) профілю.

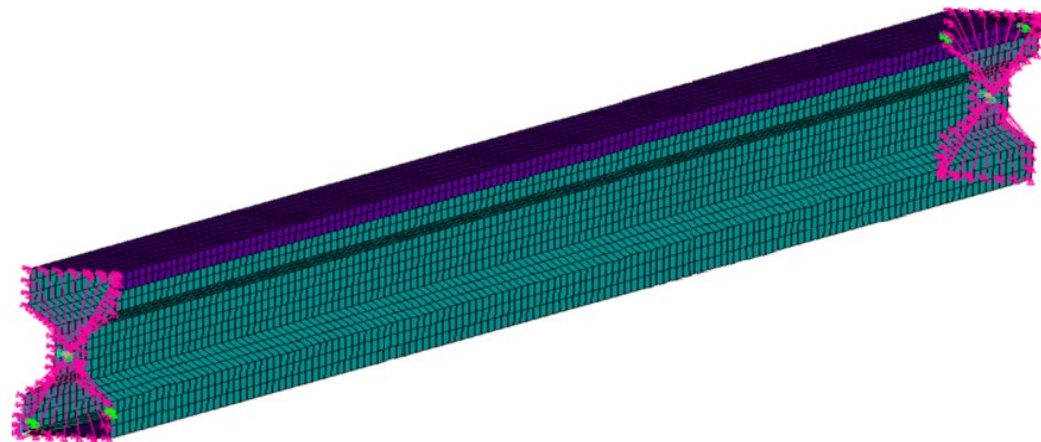
$$\sigma_{cr} = \frac{4 \times (3,14^2 \times 2,06 \times 10^5)}{12 \times (1 - 0,3^2)} \times \left(\frac{2}{250}\right)^2 = 47,61 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{cr} \gamma_\tau = 47,61 \times 0,9 = 42,85 \text{ МПа.}$$

де  $\gamma_\tau$  - коефіцієнт, що враховує наявність дотичних напружень по краях розрахункової пластини.



Модель одинарного  $\Sigma$ -профілю перед компоновкою комбінованого перерізу



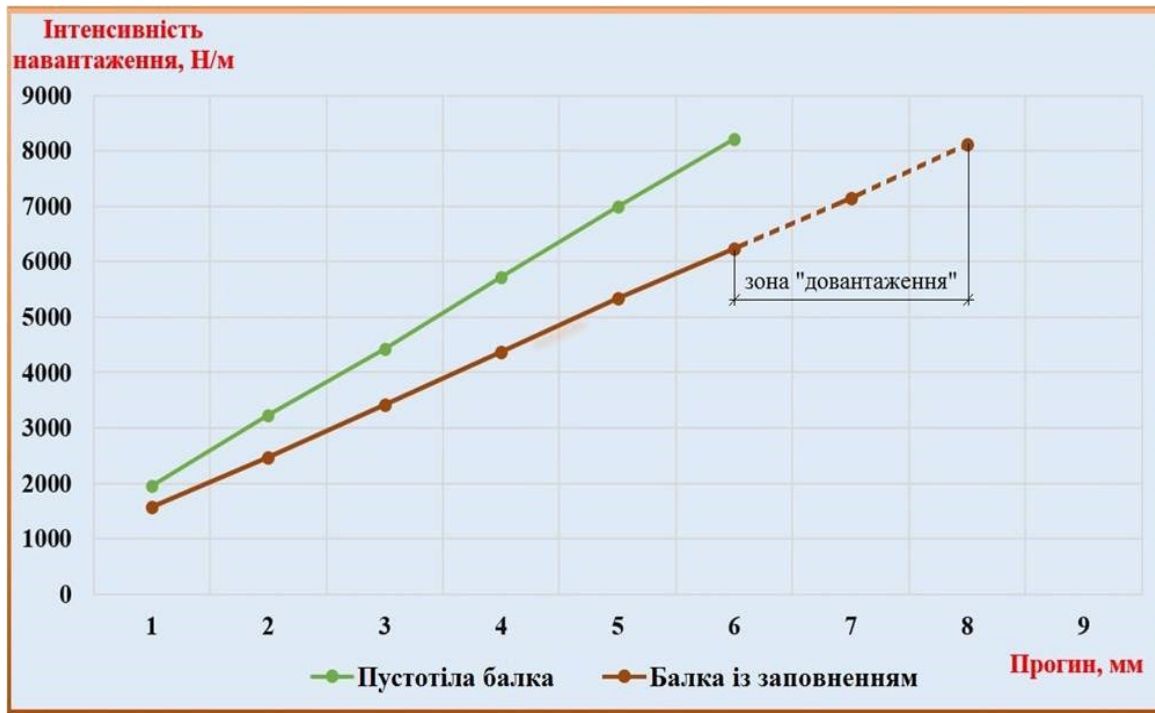
Чисельна модель балки замкнутого перерізу

Властивості пінополіуретану вводяться в розрахунковий комплекс відповідно до технічних даних від виробника. В дослідженні використовується пінополіуретанова піна марки Penosil Insulation Foam. Несуча здатність кожної балки відповідає навантаженню, при якому максимальне напруження в стінці не перевищує розрахункове критичне напруження:  $\sigma_{max} \leq 42,85$  МПа.

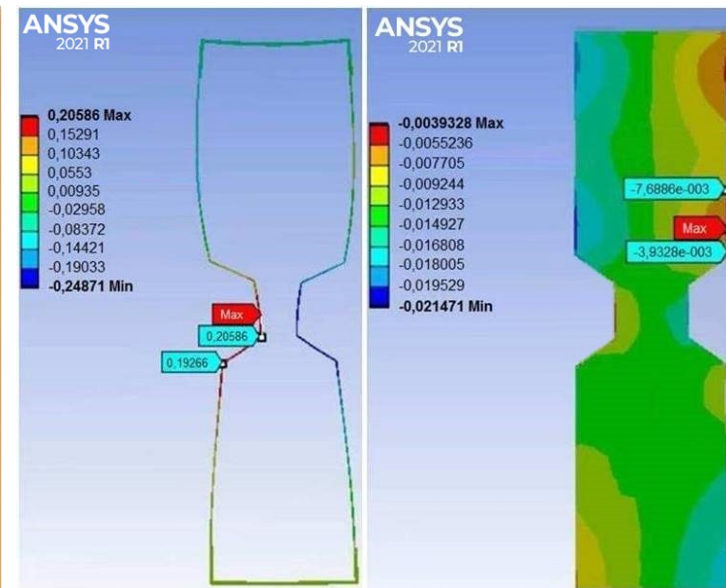
Характеристики матеріалів для створення чисельної моделі

Матеріал	Щільність, кг/м <sup>3</sup>	Межа плинності, МПа	Модуль пружності, МПа	Коефіцієнт Пуассона
Сталь	7850	255	$2,06 \times 10^5$	0,3
Пінополіуретан	45	12	60	0,25

# 13 РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ БАЛКИ СКЛАДЕНОГО ПЕРЕРІЗУ



Графік результатів чисельного розрахунку



Епюри деформацій порожньої балки та балки із заповненням по осі x, мм

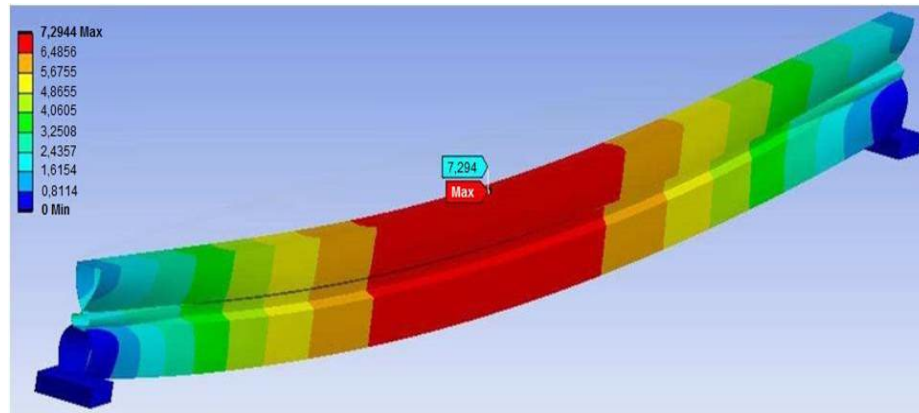
Результати розрахунку порожньої балки

№ кроку	Інтенсивність навант., $q$ , Н/м	Прогин балки, мм	Напруження, МПа
1	1000	1,74	10,42
2	2000	2,87	16,37
3	3000	3,93	22,58
4	4000	5,08	28,83
5	5000	6,21	36,19
6	6000	7,29	44,41

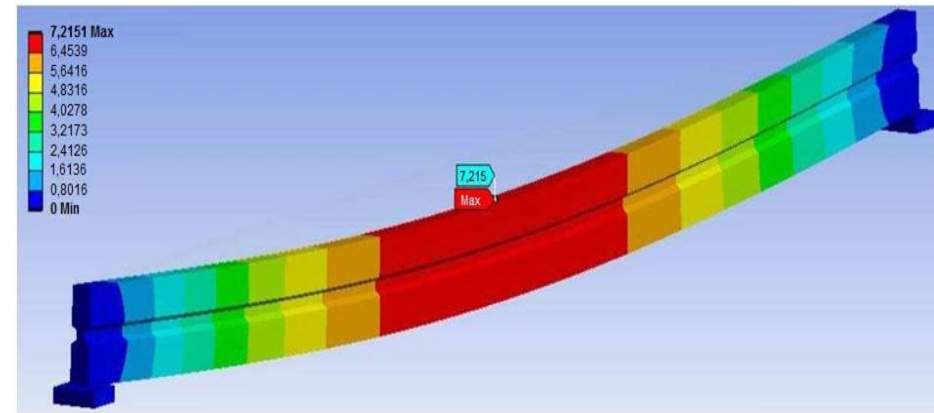
Результати розрахунку балки із заповненням

№ кроку	Інтенсивність навант., $q$ , Н/м	Прогин балки, мм	Напруження, МПа
1	1000	1,39	10,12
2	2000	2,20	15,77
3	3000	3,04	22,14
4	4000	3,88	28,21
5	5000	4,74	34,22
6	6000	5,54	40,37
7	7000	6,36	46,40
8	8000	7,22	52,48

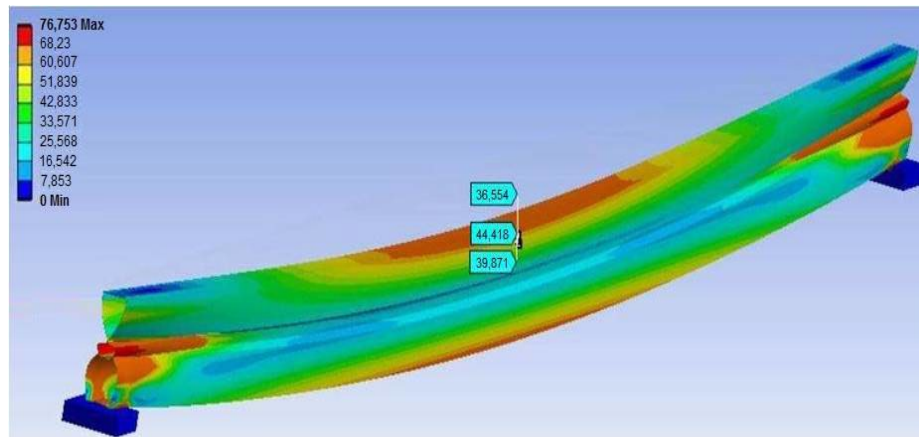
# 14 РЕЗУЛЬТАТИ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ БАЛКИ СКЛАДЕНОГО ПЕРЕРІЗУ



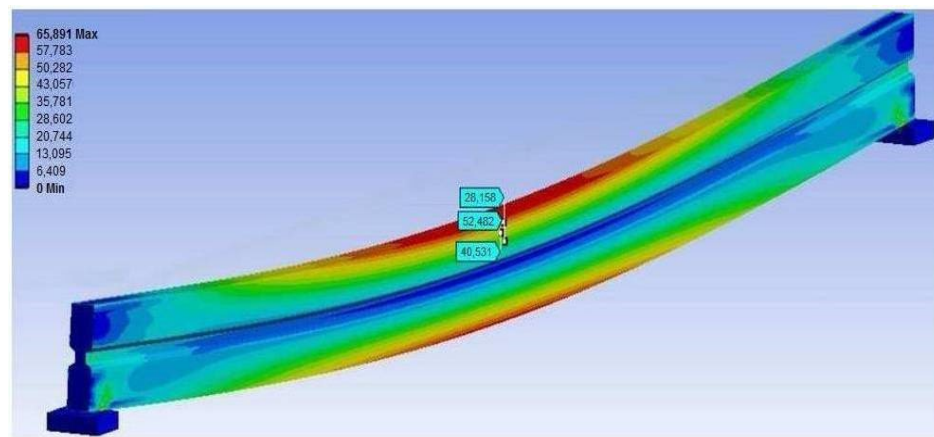
Епюра деформацій порожньої балки, мм



Епюра деформацій балки із заповненням, мм



Епюра напружень порожньої балки, МПа



Епюра напружень балки із заповненням, МПа

Межа плинності сталі 255 МПа, що у 6 разів більше, ніж розрахункове теоретичне значення втрати стійкості стінки балки. З метою зниження недовикористання матеріалу було прийнято рішення додатково довантажити балку із заповненням поліуретановою піною ще двома кроками, до значень які дорівнюють величині прогину порожньої балки. Таким чином, напруження в балці із заповненням складає 52,28 МПа, при інтенсивності рівномірно розподіленого навантаження 8000 Н/м.

1) Проведений детальний аналіз застосування комбінованих змішаних будівельних систем, в яких, наприклад, сталь та бетон вміло поєднуються в єдину цілісну конструкцію. Встановлено, що станом на теперішній час більшість наукових праць за даною тематикою відноситься до галузі досліджень сталебетону, сталезалізобетону та з'єднання сталі з полістиролбетоном. Разом з тим, питання застосування сучасних вспінених матеріалів (поліуретан, піноізол, акрилові герметики тощо), при заповненні їми різного виду складених конструкцій, досі є маловивченим.

2) На підставі розроблених архітектурно-конструктивних креслень промислової будівлі з повним маталокаркасом, побудована чисельна скінченно-елементна модель прогону покриття складеного (замкнутого) перерізу з двох різнополичних холодноформованих  $\Sigma$ -профілів. Чисельний розрахунок виконаний у геометрично нелінійній постановці із урахуванням зчеплення (адгезії) матеріалів балки.

3) Аналіз отриманих граничних навантажень показує, що заповнення внутрішньої порожнини замкнутого перерізу балок поліуретановою піною призводить до збільшення місцевої стійкості стінок й, отже, до збільшення несучої здатності (приблизно на 25%).

4) Визначено, що заповнення внутрішньої порожнини балок пінополіуретаном сприяє рівномірному перерозподілу напружень, у той час як пустотіла балка має нерівномірний характер розподілу.

5) Отримані чисельні результати обумовлюють необхідність проведення подальших практичних експериментальних досліджень, спрямованих на визначення раціональної форми перерізів ЛСТК відповідно до різного рівня діючих навантажень, встановлення ступеню зчеплення матеріалів при випробуваннях на відрив, удосконалення технології виготовлення подібних конструкцій тощо.