

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Дослідження металевих прогінних балок зі змінним поперечним  
перерізом

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмн-61

спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Чернецький А.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Крамар Г.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Бобик М.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри буд. механіки

Ковальчук Я.О.

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2020 р.

## **ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня магістр  
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Чернецькому Андрію Віталійовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи “Дослідження металевих прогінних балок зі змінним поперечним перерізом”

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н., доцент.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2020 року №\_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи Існуючі результати досліджень металевих прогінних балок зі змінним поперечним перерізом.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Літературний огляд за темою роботи; 2. Методика дослідження для визначення впливу конст-

руктивних особливостей на тримкість металевих балок із змінним поперечним перерізом;

3. Дослідження впливу конструктивних особливостей на тримкість металевих балок із змінним поперечним перерізом та аналіз результатів; 4. Спецчастина;

5. Обґрунтування економічної ефективності; 6. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Графічний матеріал подати у вигляді презентації з використанням комп'ютерної техніки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Спеціальна частина	Крамар Г.М., к.т.н., доцент		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	<b>Стручок В.С., ст. викладач</b>		
Нормконтроль	Данильченко С.М., ст. викладач		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1. Конструктивні особливості металевих прогінних балок		
2	Розділ 2. Сучасні методики дослідження тримкості металевих прогінних балок		
3	Розділ 3. Розподіл напружень в металевій прогінній балці змінного поперечного перерізу		
4	Розділ 4. Спецчастина		
5	Розділ 5. Обґрунтування економічної ефективності		
6	Розділ 6. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис)

Чернецький А.В. \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи \_\_\_\_\_  
(підпис)

Крамар Г.М. \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

	Стор.
ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1	9
КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ МЕТАЛЕВИХ ПРОГІННИХ БАЛОК	
1.1 Загальні відомості про металеві прогінні балки	9
1.2 Основні вузли металевих прогінних балок	14
1.3 Розрахункові схеми металевих прогінних балок	23
1.4 Основи розрахунку металевих прогінних балок	25
1.5 Вклад вчених у дослідження прогінних металевих балочних конструкцій	31
1.6 Застосування систем скінчено-елементного аналізу для оцінювання НДС металевих прогінних балок	33
1.7 Постановка задачі дослідження	35
1.8 Висновки до розділу 1	36
РОЗДІЛ 2	37
СУЧАСНІ МЕТОДИКИ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИМКОСТІ МЕТАЛЕВИХ ПРОГІННИХ БАЛОК	
2.1 Вимоги ДБН до конструкції та технологій виготовлення	37
2.2 Методика та аналітичний розрахунок металевій прогінній балки із змінним поперечним перерізом	39
2.3 Сучасні програмні комплекси для проектування й дослідження металевих конструкцій	48
2.4 Методика комп'ютерного моделюючого експерименту для дослідження прогінної металевій балки змінного поперечного перерізу	51
РОЗДІЛ 3	54
РОЗПОДІЛ НАПРУЖЕНЬ В МЕТАЛЕВІЙ ПРОГІННІЙ БАЛЦІ ЗМІННОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ	
3.1 НДС в елементах металевій прогінній балки при статичних навантаженнях	54

	3.2 Висновки до розділу 3	57
РОЗДІЛ 4	СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА	58
	4.1 Аналіз НДС в балці із зміненою конфігурацією	58
	4.2 Висновки до розділу 4	60
РОЗДІЛ 5	ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ	61
	5.1 Економічна оцінка проектних будівельних рішень	61
	5.2 Витрати на виготовлення нової повномасштабної зварної підкроквяної ферми із підсиленням та не підсиленням нижнім поясом	61
	5.3 Висновки до розділу 5	63
РОЗДІЛ 6	ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	64
	6.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві	64
	6.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу металевих конструкцій.	65
	6.1.3 Висновки до підрозділу 6.1	68
	6.2.1 Оцінка стійкості об'єкту будівництва до впливу ударної хвилі ядерного (техногенного) вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.	69
	6.2.2 Організація і проведення досліджень з оцінки стійкості об'єкту будівництва в НС. Розробка заходів щодо підвищення стійкості промислового об'єкту	71
	6.2.3 Висновки до підрозділу 6.2	73
	ВИСНОВКИ	74
	Бібліографія	75

## ВСТУП

Дедалі частіше в Україні затребуваними стають будівлі із металевими каркасами. Область застосування таких будівель та споруд досить широка. Найбільшого застосування металеві каркаси набули в громадських та промислових будівлях, а також у велико-габаритних спорудах. Одним із найбільш навантажених елементів металевого каркасу є прогінні балки. Сприймаючи навантаження від різноманітних факторів впливу (робочі, вітрові, снігові, температурні та сейсмічні впливи, аварійні ситуації тощо) балочні конструкції пошкоджуються, що може призвести до втрати несучої здатності [1].

Разом із вищенаведеними факторами не менш важливим та доцільним є комплексне питання економічної вартості та тримкості металевих прогінних балок.

Дослідження напружено-деформованого стану (НДС) прогінних балочних елементів завжди було актуальною задачею. Для конструкцій, які працюють в умовах постійних та довготривалих навантажень їхня дія може викликати поступову акумуляцію пошкоджень, виникнення тріщин та подальше руйнування. При виготовленні та проектуванні балочної конструкції важливим є достовірність НДС, оскільки це дає змогу раціонально розташувати матеріал балки забезпечивши відчутну економічність. Особливо важливо знати місця концентрації напружень для конструкцій, оскільки вони сприяють зародженню втомної тріщини .

Враховуючи вищезазначені явища та фактори, загальноприйняті методи розрахунку балочних конструкцій не враховують в достатньому обсязі цих особливостей. Так, згідно усталених підходів розрахунку, приймається доволі високий запас міцності, що призводить до удорожчання будівельних конструкцій та всієї споруди загалом. Розрахункова схема вважається ідеальною [2, 3].

Разом з тим, сучасний стан розвитку електронно-обчислювальних машин (ЕОМ) та наявність значної кількості програмного забезпечення(ПЗ), з використанням чисельних методів, дозволяє враховувати багато чинників для оцінювання тримкості балочних конструкцій за умов багатфакторного комп'ютерного експерименту [4].

Дослідження прийнятих конструктивно-економічних варіантів на загальну тримкість металевих прогінних балок дають можливість з високою вірогідністю визначити функціональну придатність конструкції, а одержані результати становитимуть теоретичний і практичний інтерес.

**Актуальність теми.** Широке застосування прогінних балочних металевих конструкції зумовлюють пошуки новітніх конструктивних рішень, які б забезпечили надійну поведінку такої конструкції при дії експлуатаційних навантажень та зумовили б відчутній економічний ефект. Зокрема, металеві балки промислових будівель передбачають розташування на них різноманітного обладнання і, відповідно, працюють в умовах підвищених навантажень. При цьому рівень напружень в них значно нижчий від розрахункових, а це в свою чергу призводить до недовантаження матеріалу прогінних металевих балок і є однією із причин підвищення вартості балок та збільшення їхньої власної ваги, що негативно впливає на кінцеву вартість промислових будівель. Тому раціональне проектування покликане дати змогу забезпечити підвищення економічності прогінних металевих балок, що є актуальним в сьогодення.

**Доцільність проведення досліджень** зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість забезпечити довговічність та економічність металевих прогінних балок і будівлі в цілому впродовж її експлуатації.

**Метою роботи** є зниження вартості металевих прогінних балок складеного перерізу.

**Завданнями дослідження** є:

- визначити особливості роботи та розрахунку металевих прогінних балок змінного поперечного перерізу;

- виявити існуючі рекомендації по проектуванні змінного поперечного перерізу металевих прогінних балок;
- провести розрахунок металевої прогінної балки із змінним поперечним перерізом аналітичним способом за існуючими рекомендаціями;
- розробити скінченно-елементну модель металевої прогінної балки зі змінним поперечним перерізом;
- провести розрахунок металевої прогінної балки із змінним поперечним перерізом чисельним методом;
- на підставі аналізу НДС дати рекомендації стосовно економічного проектування металевих прогінних балок змінного поперечного перерізу.

**Галузю застосування** результатів роботи є проектування, виготовлення, експлуатація та відновлення пошкоджених прогінних металевих балок.

**Об'єктом дослідження** є металеві прогінні балки змінного поперечного перерізу при дії статичних та циклічних навантажень.

**Предметом дослідження** є НДС металевих прогінних балок змінного поперечного перерізу.

**Метами дослідження** є аналітичний метод та метод скінченних елементів реалізований у прикладному програмному комплексі «ЛПРА».

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що:

– удосконалено конструкцію металевої балки складеного перерізу за рахунок зміни поперечного перерізу на більшій відстані від опор, що забезпечило підвищення економічності;

– отримала подальший розвиток методика комп'ютерного моделювання з визначення НДС металевих балок складеного перерізу.

**Практичне значення отриманих результатів.** Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для вдосконалення та оптимізації конструкції металевих прогінних балок при проектуванні.

**Апробація результатів магістерської роботи виконана** на III Міжнародній студентській науково-технічній конференції «Природничі та



гуманітарні науки. Актуальні питання» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 23-24 квітня 2020 р.).

**Публікація результатів магістерської роботи** здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

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

**Ключові слова:** металева балка, поперечний переріз, циклічне навантаження.

## РОЗДІЛ 1

### КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ МЕТАЛЕВИХ ПРОГІННИХ БАЛОК

#### 1.1 Загальні відомості про металеві прогінні балки

Балками називають суцільностінчасті конструктивні елементи, що сприймають поперечне навантаження, від якого в них виникають внутрішні зусилля: згинальний момент і перерізувальна сила. Переріз балкових конструкцій обирається таким, щоб за максимального моменту опору  $W$ , який безпосередньо впливає на величину нормальних напружень ( $\sigma = M / W$ ), зберігалася найменша площа перерізу  $A$ , від якої залежать витрати матеріалу. Тому мірою ефективності перерізу може служити ядрова відстань  $\rho = M / A$ , значення якої бажано мати найбільшим. Якщо порівняти за цим показником декілька форм перерізів, наприклад, круглий –  $\rho = 0,125d$ , прямокутний –  $\rho = 0,17h$  і двотавровий –  $\rho = (0,33...0,42)h$ , то зрозуміло, що останній є найвигіднішим з точки зору витрат матеріалу. Більше того, за майже нульової товщині стінки двотавра можна наблизити значення  $\rho$  до  $0,5h$ , що використовується під час проектування деяких видів полегшених балок. Ефективність двотаврів і швелерів пояснюється відповідністю їхньої форми епюрі нормальних напружень, що виникають під час згину (рис. 1.1). Саме через це, умовно вважають, що полиці перерізу сприймають, в основному, згинальні моменти, а стінка – перерізувальні сили.

Залежно від прольоту, призначення, величини навантаження і його характеру використовують балки прокатні (двотаврового чи швелерного перерізу) та складені – двотаврові зварні чи на високоміцних болтах, за невеликих навантажень, найчастіше в легких конструкціях, – ефективні балки з холодногнутих швелерів і Z-профілів.

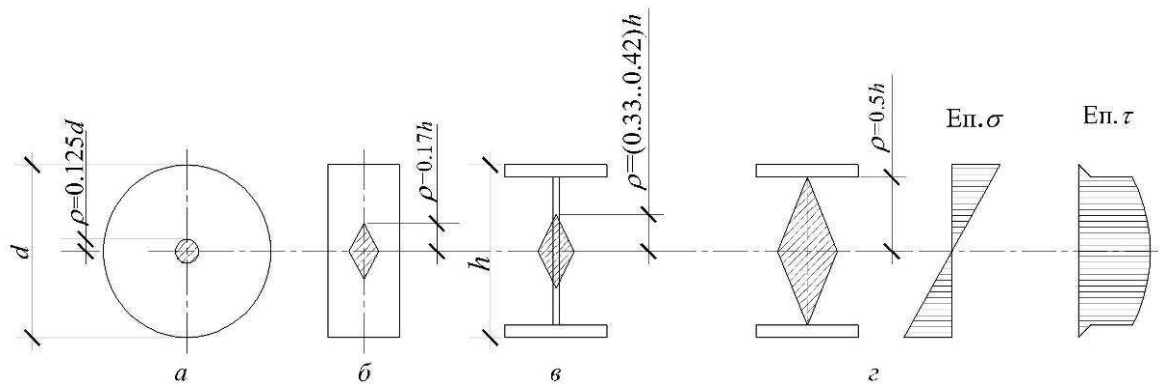


Рисунок 1.1 Форми поперечних перерізів балок та епюри розподілу напружень:  
 $a$  – круглого;  $b$  – прямокутного;  $v$  – двотаврового;  $z$  – ідеального двотаврового

Площадки промислових будівель конструктивно вирішуються у вигляді балкової клітки (системи балок декількох напрямків зі сталевим настилом) і залежно від призначення поділяються на три групи:

–перехідні, посадкові й оглядові для обслуговування монорейок і легкого устаткування з тимчасовим навантаженням 2...4 кПа;

–ремонтні і оглядові площадки для обслуговування важкого устаткування, для ремонту ходових коліс кранів з тимчасовим навантаженням до 20 кПа;

–площадки під важке стаціонарне та рухоме устаткування (робочі площадки важкої промисловості, головних корпусів ТЕЦ, ТЕС, АЕС тощо) з тимчасовим навантаженням понад 20 кПа.

Під час проектування конструкцій робочої площадки виробничих будівель, балкового міжповерхового перекриття чи естакади виникає необхідність скомпонувати систему несучих балок, яку називають балковою кліткою. Залежно від кількості типів балок у балковій клітці розрізняють три принципові компоновальні схеми: спрощену, нормальну й ускладнену (рис.1.2).

У спрощеній схемі балкової клітки є тільки один тип балок, які розташовуються з постійним кроком  $a$ , зазвичай, паралельно до меншої сторони плану, що перекривається, і обпираються на стіни, розташовані вздовж

більшого боку площадки (рис. 1.2, а). Крок балок  $a$  визначається розрахунком настилу. Незнімний настил виконують переважно зі сталевих листів завтовшки 6...14 мм і приварюють, безпосередньо до поясів балок. З урахуванням несучої здатності листів такої товщини чи умов забезпечення їхньої заданої жорсткості відстань між балками (проліт настилу) найчастіше приймають 0,6...1,6 м. За більших прольотів настилу значно збільшується його товщина, а це нерационально з точки зору витрат сталі.

При залізобетонному настилі відстань між балками приймають 1,5...3 м.

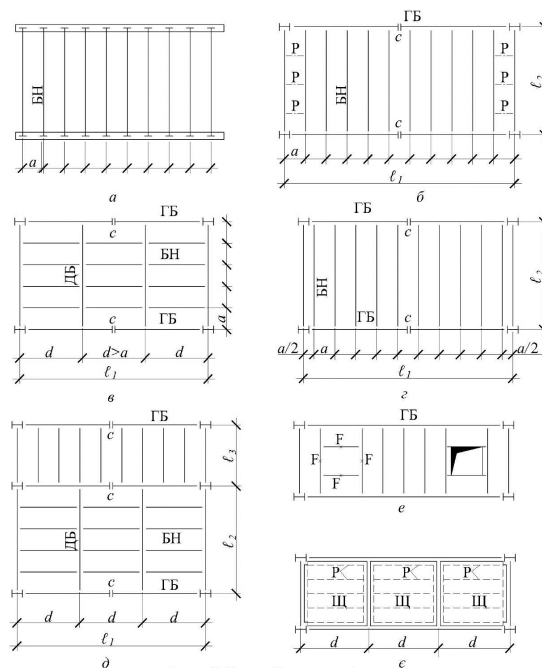


Рис. 1.2. Схеми балкових кліток:

$a$  – спрощена;  $б$  – нормальні;  $в$  – ускладнена;  $г$  – комбінована;  $е$  –  
 ускладнена під технологічне обладнання;

$е$  – з використанням щитового настилу;  $ГБ$  – головні балки;

$ДБ$  – допоміжні балки;  $БН$  – балки настилу;  $Щ$  – щитовий настил;  $Р$  – ребра;  $с$  –  
 монтажний стик  $ГБ$

У сучасних каркасних будівлях, зазвичай, використовують нормальну чи ускладнену схеми балкових кліток.

Нормальна схема включає два типи балок – головні, що мають більший проліт і опираються на колони, та допоміжні, які безпосередньо підтримують настил (рис.1.2, б, г). При цьому допоміжні балки розташовуються

перпендикулярно до головних і зветься також балками настилу. Може статися, що за частого розташування досить довгих балок настилу їхній переріз буде визначатися розрахунком на жорсткість, а не на міцність, що недоцільно з точки зору використання міцності сталі. В цьому разі економічним рішенням може бути ускладнена схема, утворена балками трьох типів – головними і допоміжними першого та другого порядку (рис. 1.2, в). При цьому балки настилу – допоміжні другого порядку – розташовуються паралельно до головних, а навантаження від них передається на допоміжні балки першого порядку. Головні балки завжди орієнтують у напрямку більшого кроку колон таким чином, щоб їхні осі збігалися з осями колон.

Осі балок настилу в балковій клітці за нормальною схемою і допоміжних першого порядку в ускладненій схемі, які розташовані біля опорних частин головних балок, суміщають з координаційними осями колон для скорочення кількості типорозмірів елементів настилу чи зміщують з координаційних осей на половину кроку. В останньому випадку спрощується рішення вузлів сполучення балок у місцях, де перетинаються координаційні осі, хоч це і викликає необхідність встановлення додаткових балок по краях перекриття (рис. 1.2, з).

Балки настилу можуть бути запроектовані розрізними чи нерозрізними. Нерозрізні рекомендується використовувати тільки при поверховому сполученні, якщо їхні прольоти різняться між собою не більше, ніж на 20 %, а загальна довжина не перевищує 18 м. Крок допоміжних балок першого порядку в ускладненій схемі має бути кратним прольоту головних і становити 2...5 м.

Якщо відстані між головними балками неоднакові і суттєво відрізняються, може бути раціональним використання двох типів балкової клітки в одному перекритті (рис. 1.2, д).

Головні балки мають, здебільшого, значні прольоти і тому виготовляються складеного перерізу з членуванням на відправні елементи (марки) згідно з умовами транспортування. На монтажі відправні елементи

об'єднують в єдину конструкцію, утворюючи стики за допомогою болтів чи зварювання.

На перекриттях робочих площадок, крім рівномірно розподіленого навантаження, технологічним завданням можуть бути визначені місця прикладення зосереджених сил від стаціонарного обладнання, вказані шляхи пересування транспорту та інші особливості. В таких випадках схема розміщення окремих, а інколи й усіх балок у перекриттях буде обумовлена технологічною схемою, тому що балки повинні розміщуватися під зосередженими силами, підтримувати проїзні колії, обрамляти отвори і т. д. (рис. 1.2, *e*).

Від схеми розташування балок залежить вибір типу сполучення балок між собою. Найпростіше для виготовлення і монтажу поверхове сполучення, коли балка настилу безпосередньо опирається на розташовану нижче (рис. 1.3, *a*). Таке сполучення доцільне для нормальної схеми балкової клітки, проте потребує збільшення будівельної висоти перекриття  $h_{\text{буд}}$ .

При сполученні в одному рівні (рис. 1.3, *б*) верхні пояси головних і допоміжних балок першого порядку суміщають на одній позначці, що дозволяє в межах заданого габариту перекриття збільшити висоту головних балок. Таке рішення використовують за нормальної схеми балкової клітки.

Понижене сполучення (рис. 1.3, *в*) характерне для ускладненої схеми балкової клітки, при цьому верхні пояси балок настилу II порядку, що поверхово обпираються на допоміжні I порядку, розташовуються в одному рівні з верхнім поясом головної балки, а допоміжні балки I порядку примикають до головної в межах її висоти. Незважаючи на деяку складність і трудомісткість такої конструкції загалом, понижене сполучення дозволяє суттєво зменшити будівельну висоту перекриття.

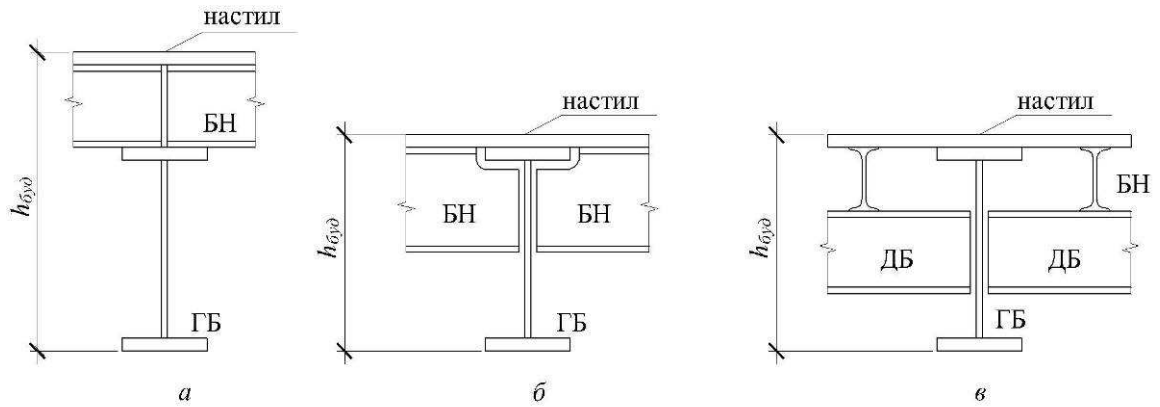


Рис. 1.3. Типи сполучення балок:

*a* – поверхове; *б* – в одному рівні; *в* – знижене; *ГБ* – головні балки;

*БН* – балки настилу; *ДБ* – допоміжні балки

## 1.2 Основні вузли металевих прогінних балок

Конструктивні рішення вузлів сполучення балок між собою повинні забезпечувати роботу кожного елемента у вузлі відповідно до прийнятої розрахункової схеми, бути технологічними на монтажі. Остання вимога пов'язана зі вказівкою норм [1] про переважне використання у вузлах болтів. Зварні з'єднання у вузлах допускаються тільки за відповідного обґрунтуванні. За конструктивною ознакою розрізняють шарнірні вузли, що сприймають тільки перерізувальну силу, і жорсткі (защемлені), які спроможні сприйняти ще й опорний момент.

Найбільш технологічним типом шарнірного сполучення балок є поверхове, коли розташована вище балка опирається на верхній пояс розташованої нижче (рис. 1.4, *a*). Болти в такому вузлі ставлять конструктивно лише для фіксації розташування балок. Якщо опорна реакція перевищує 10 кН, то для недопущення можливого відгину пояса розташованої нижче балки в ній у цьому місці ставлять ребро жорсткості.

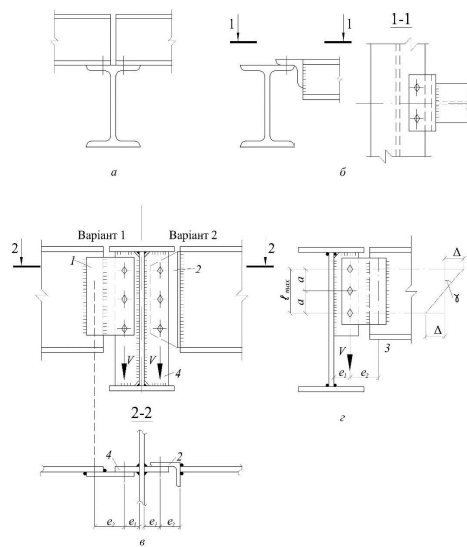


Рис. 1.4. Вузли шарнірного сполучення балок:

*a* – поверхове; *б, в, г* – в одному рівні; 1,2– з’єднувальні елементи; 3 – оцупок; 4- ребро жорсткості

Конструктивні рішення вузлів сполучення балок в одному рівні більш різноманітні. Найпростішим для виконання робіт є обпирання на верхній пояс балки через опорний кутник (рис. 1.4 *б*). Проте величина опорної реакції прилеглої балки обмежена спроможністю полиці розташованої нижче балки чинити опір відгинув. За передачі опорних реакцій через ребра жорсткості величину зовнішнього зусилля практично не обмежують. Болтове з’єднання розраховують на зріз болтів і зминання з’єднаних елементів від дії опорної реакції, збільшеної на 20 % для врахування того, що опорна реакція передається на розташовану нижче балку з деяким ексцентриситетом щодо вертикальної осі її перерізу.

Опорна реакція прилеглої балки передається або через листову накладку, або через кутник, як правило, нерівнобічний (рис. 1.4, *в*). Останній варіант більш привабливий, бо в цьому разі реакція передається на кутник майже по його осі і кутові шви працюють за симетричного навантаження, що зменшує концентрацію напружень у швах і кручення елементів. За відсутності ребер жорсткості в місці сполучення балок опорну реакцію можна передати через



короткий оцупок з листової сталі або кутика (рис. 1.4, з). Його довжина відповідає висоті перерізу балки, що примикає до вузла.

Як правило, розрахункову кількість болтів розміщують в один ряд. Переріз елемента, через який передається опорна реакція (лист або кутик), перевіряють на зріз з урахуванням послаблення його отворами для болтів:

$$\tau = \frac{1,5V}{t(h - n_b d_o)} \leq R_s \gamma_c, \quad (2.20)$$

де  $t$  і  $h$  – відповідно товщина і висота елемента;  $V$  – опорна реакція, збільшена в 1,5 рази для урахування нерівномірного розподілу зусиль між болтами;  $n_b$  і  $d_o$  – відповідно кількість болтів і діаметр отворів.

Мінімальна висота сполучного елемента з умови розміщення болтів дорівнює  $h_{\min} = 4d_o + 2,5d_o(n_b - 1)$ . Якщо фактична його висота не дозволяє розмістити необхідну кількість болтів, то треба збільшити діаметр болтів і товщину з'єднаних елементів.

Зварні кутові шви, що прикріплюють ребра жорсткості до стінки та з'єднувальні елементи до стінки прилеглої балки розраховують на сприйняття опорної реакції та згинального моменту  $M = Ve_i$ , де  $e_i$  ( $e_1$  або  $e_2$ ) – відстань від осей болтів до кутових швів.

У тих випадках, коли висота двотаврової балки складає 400 мм та більше, шарнірні вузли сполучення балок доцільно проектувати з опорними столиками, що сприймають опорні реакції (рис. 1.4). Зварні шви, що прикріплюють опорні столики до стінок балок (рис. 1.4, а) або ребер жорсткості (рис. 1.4, в), розраховують на зріз від збільшеної опорної реакції  $1,5V$ . Болти в таких вузлах ставлять конструктивно для фіксації положення елементів, однак опорні ребра балок необхідно перевірити на відгин. Вільність повороту опорного перерізу в таких вузлах завжди забезпечена завдяки піддатливості опорних ребер прилеглих балок.

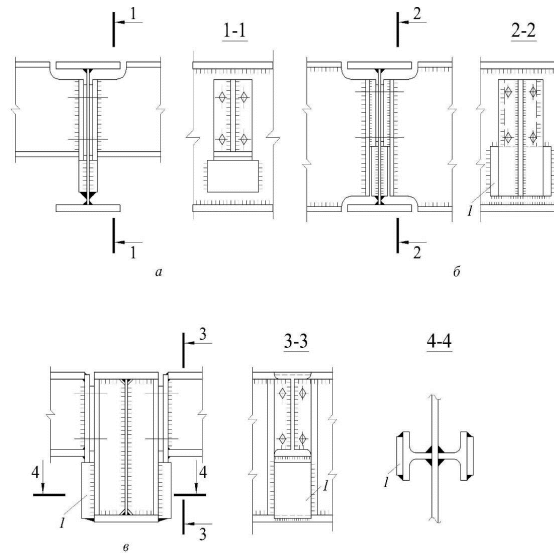


Рис. 1.5. Вузли шарнірного сполучення балок на опорних столиках:  
*а, в* – різновисоких; *б*, – рівновисоких; 1-опорний столик;

У вузлах жорсткого сполучення нерозрізних другорядних балок з головними (рис. 1.5) вертикальна опорна реакція передається на головну балку через опорний столик, якщо балки різної висоти, або через ребро жорсткості (оцупок), якщо балки мають однакові висоти, а опорний згинальний момент  $M$  сприймається накладками на поясах.

Розрахункове зусилля в накладці дорівнює  $N_1 = M / h$ , а необхідна площа її перерізу –  $A_1 = N_1 / R_y \cdot \gamma_c$ . Довжина накладки залежить від довжини зварних швів або необхідної кількості болтів, які розраховують на сприйняття зусилля  $N_1$ . Верхня полиця столика повинна мати для цього відповідну довжину вздовж прилеглої балки та бути привареною до стінки головної балки з умови сприйняття сили  $N_1$  (рис. 1.6, *а*).

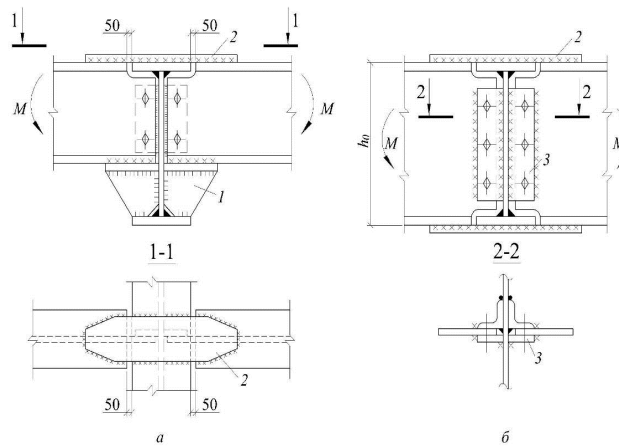


Рис. 1.6. Вузли жорсткого сполучення балок:

*a* – різновисоких; *б*, – рівновисоких; 1-опорний столик; 2- накладки; 3- накладки на стінці.

У жорстких вузлах опорна реакція може передаватися також на ребро жорсткості через болти чи зварні шви (рис. 1.6, *б*)

Розрізняють два види стиків у балках: заводські та монтажні. Заводські стики виконуються на заводі через відсутність прокатних елементів потрібної довжини, а монтажні (чи укрупнювальні) виконуються на будівельному майданчику під час з'єднання відправних елементів.

Стики прокатних профілів і балок складеного перерізу розрізняються за конструктивними рішеннями.

У зварних балках складеного перерізу заводські стики поясних листів і стінки рекомендується здійснювати встик з повним проваром, розміщуючи їх у різних перерізах по довжині балки.

Заводські стики прокатних балок при статичних навантаженнях виконуються, як правило, з листовими накладками (рис.1.7, *a*). Згинальний момент у таких стиках повністю передається через поясні накладки, площа перерізу яких визначається за формулою

$$A_{cal} = \frac{M}{h_0 R_y \gamma_c},$$

де  $h_0$  – відстань між осями накладок.

Прикріплення накладок до поясів розраховують на зусилля в них  $N_i = M / h_0$ . З метою зменшення впливу напружень від зварювання зварні шви не доводять до осі стику на 25 мм з кожного боку. Поперечну силу, що діє в стику, сприймають накладки на стінці. Їхня сумарна товщина повинна бути не меншою за товщину стінки, а ширину призначають конструктивно 150...200 мм. Вертикальні кутові шви, що прикріплюють накладку до стінки, розраховують на дію поперечної сили.

Стики на накладках прості у виготовленні та не потребують оброблення крайок, проте зумовлюють концентрацію напружень. Тому при рухомих навантаженнях більш доцільне з'єднання прокатних балок встик (рис. 1.7, б) з повним проваром. Момент, який сприймає такий стик, дорівнює:

$$M_{ст} = WR_{wy} \gamma_c.$$

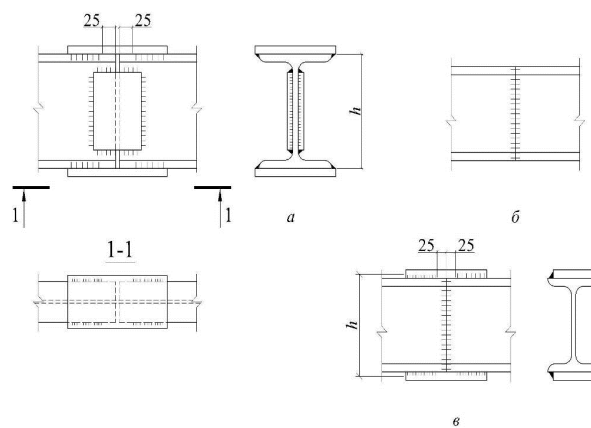


Рис. 1.7. Заводські стики балок:

*а* – на накладках; *б* – зварний встик; *в*-комбінований.

При використанні фізичних методів контролю якості швів розрахунковий опір зварних швів при розтягу  $R_{wy}$  дорівнює розрахунковому опору матеріалу балки  $R_y$ . За відсутності такого контролю  $R_{wy} = 0,85R_y$ , і тоді може статися, що згинальний момент  $M$ , що діє в перерізі, виявиться більшим, ніж несуча здатність стику  $M_{ст}$ . У цьому разі стик можна підсилити накладками по поясах, які повинні бути розраховані на сприйняття частини моменту  $\Delta M = M - M_{ст}$  (рис. 1.7, в).

Монтажні стики балок, як правило, розміщують в середині або симетрично відносно середини прольоту, що обумовлено прагненням отримати однотипні відправні елементи. Найдоцільніше виконувати їх на болтах звичайних або високоміцних (рис.1.8, *a*) за допомогою накладок, які розміщують по три на кожному поясі та по дві на стінці. Сумарна площа перерізу накладок не повинна бути меншою від площі елемента, який вони перекривають.

Згинальний момент у балці  $M$  розподіляється між стінкою та поясами пропорційно їхнім моментам інерції:

$$M_w = M \frac{I_w}{I}; \quad M_f = M \frac{I_f}{I},$$

де  $M_w$  – частка згинального моменту, що сприймається стінкою;  $I_f$  – те саме, поясами;  $I_w$ ,  $I_f$ ,  $I$  – моменти інерції відповідно стінки, поясів і всього перерізу балки.

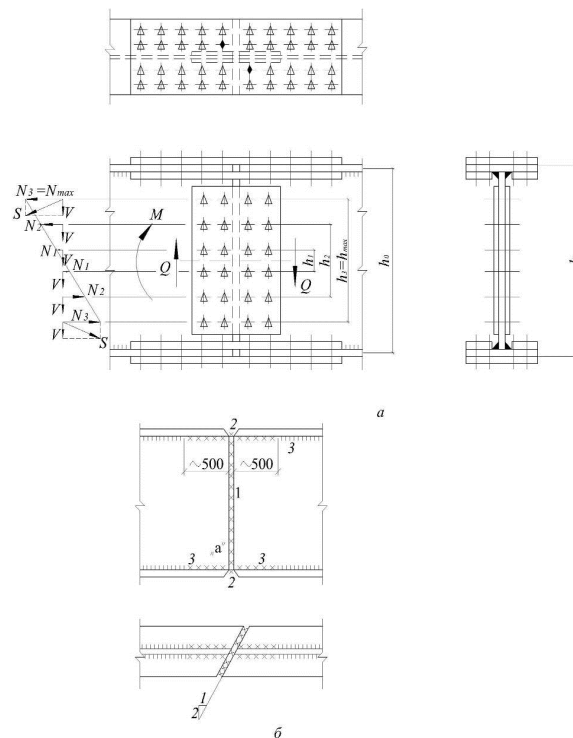


Рис. 1.8. Монтажні стики балок:

*a* – на болтах; *б* – зварний.

Болти, якими прикріплюють поясні накладки, розраховують або на нормальне зусилля  $N_f = M_f / h_0$ , що виникає в накладках від моменту  $M_f$ , або за несучою здатністю накладок  $N_f = A_{fn} R_y$ , де  $A_{fn}$  – площа поясних накладок. Необхідну кількість болтів, розміщують з кожної сторони стику: за  $N_b$  приймають найменше значення несучої здатності одного болта, знайдене за умови зрізу  $N_{bs}$  або зминання  $N_{bp}$ , а в разі використання високоміцних болтів –  $Q_{bh}$ . Послаблені отворами накладки необхідно перевірити на міцність.

Кріплення накладок до стінки розраховують на сумісну дію згинального моменту  $M_w$ , що припадає на стінку, та перерізуювальної сили  $Q$ . Згідно з гіпотезою плоских перерізів горизонтальні зусилля  $N_i$ , що їх сприймають болти і які зумовлені згинальним моментом, зростають у міру віддалення від нейтральної осі за лінійним законом (див. рис. 1.8, а).

Момент  $M_w$ , що припадає на стінку, врівноважується сумою внутрішніх пар зусиль:

$$M_w = m \sum N_i h_i = m(N_1 h_1 + N_2 h_2 + \dots + N_{\max} h_{\max}),$$

де  $m$  – кількість вертикальних рядів болтів на накладці з одного боку від стику;  $N_i$  і  $h_i$  – відповідно зусилля та відстань між болтами, що однаково віддалені від нейтральної осі.

Якщо виразити усі зусилля в болтах через максимальне  $N_{\max}$ , використовуючи залежність  $N_i / N_{\max} = h_i / h_{\max}$ , то можна записати:

$$M_w = m(N_{\max} h_{\max} + N_{\max} \frac{h_1^2}{h_{\max}} + N_{\max} \frac{h_2^2}{h_{\max}} + \dots) = \frac{m N_{\max}}{h_{\max}} (h_{\max}^2 + h_1^2 + h_2^2 + \dots).$$

З цього виразу можна визначити найбільше зусилля в крайньому болті і записати умову його працездатності:

$$N_{\max} = \frac{M_w h_{\max}}{m \sum h_i^2} \leq N_b \gamma_c.$$

Від перерізувальної сили  $Q$  в болтах виникають вертикальні зусилля. При цьому вважають, що сила  $Q$  рівномірно розподіляється між усіма болтами, які розташовані на половині накладки:

$$V = \frac{Q}{n}.$$

При одночасній дії  $M$  і  $Q$ , що припадають на крайній болт, рівнодійна зусиль, не повинна перевищувати несучої здатності болта:

$$S_b = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} \leq N_b \gamma_c.$$

При розрахунках стику стінки кількість вертикальних і горизонтальних рядів болтів необхідно задавати попередньо, а потім, за необхідності, скоригувати.

Розрахунок кількості болтів у стику на стінці доцільно виконувати в такій послідовності.

1. З конструктивних міркувань встановлюється діаметр болта та його несуча здатність  $N_b$ , а також відстань між болтами  $h_{\max}$ , які найбільше віддалені від нейтральної осі.

2. Визначається необхідне значення коефіцієнта стику:

$$\alpha_{cal} \leq \frac{N_b m h_{\max} \gamma_c}{M_w}.$$

3. За табл.1.1 визначають необхідну кількість болтів у стику по вертикалі в одному ряду, яка приймається за найближчим до  $\alpha_{cal}$  меншим табличним значенням  $\alpha$ .

Таблиця 1.1 Коефіцієнт  $\alpha$

$k$	$\alpha$	$k$	$\alpha$	$k$	$\alpha$
–	–	9	0,533	15	0,350
4	0,9	10	0,491	16	0,331
5	0,8	11	0,455	17	0,314
6	0,714	12	0,423	18	0,298
7	0,643	13	0,396	19	0,284
8	0,583	14	0,371	20	0,271

Зварні монтажні стики складених балок без використання накладок (рис. 1.7, б) виконуються за спеціальною технологією для зменшення напружень від зварювання. Оскільки поперечні шви дають найбільшу усадку, спочатку зварюють стикові шви стінки (1), а за ними шви поясів (2). Останніми виконують кутові шви (3), які на заводі були не доведені до осі стиків приблизно на 500 мм. У разі неможливості виконання на монтажі фізичного контролю якості швів стик нижнього (розтягнутого) пояса виконують косим з відношенням сторін скосу 1:2. При цьому стик вважається рівномічним з основним металом і розрахунком не перевіряється. Однак якщо в стик діє поперечна сила  $Q$ , то необхідно перевірити напруження, що виникають в розтягнутій зоні вертикального шва (у точці „а” на рис. 1.7, б) з урахуванням сумісної дії  $M$  та  $Q$ .

### 1.3 Розрахункові схеми металевих прогінних балок

Розрахункова схема балки повинна відповідати особливостям її роботи в конструкції. Залежно від умов обпирання, балки можуть бути класифіковані як розрізні, нерозрізні та консольні (рис. 1.5).

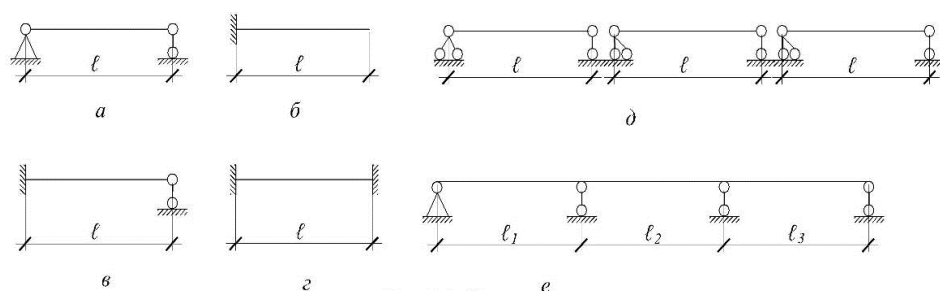


Рис. 1.5. Схеми балок:

$a, d$  – розрізних;  $b$  – консольних;  $в, з$  – із защемленням;  $e$  – нерозрізних

У сталевих конструкціях найбільшого поширення набули розрізні балки. Завдяки статичній визначуваності, вони нечутливі до просідання опор, прості у виготовленні та монтажі (рис.1.5,  $a, d$ ). Нерозрізні балки (рис. 1.5,  $e$ ) легші від розрізних на 10...12 %, менш деформативні, що суттєво за малих навантажень і



великих прольотів. Проте вони мають і недоліки – це чутливість до нерівномірного просідання опор, деяке підвищення опорного тиску на середні колони та необхідність зменшення крайніх прольотів (до 20 %) для вирівнювання пролітних та опорних моментів.

Консольні балки та ті, в яких хоча б один кінець защемлений (рис. 1.5, б, в, г), мають обмежене застосування, головним чином, у перехідних і посадкових площадках. Це пояснюється складністю конструктивно забезпечити закріплення опори балки від повороту.

Навантаження на балки робочих площадок повинно встановлюватись відповідно до дійсного характеру його прикладення на основі технологічних рішень. З достатньою для практики точністю навантаження від настилу на розташовані нижче балки збирається з площі, що прилягає до балки, як це показано на рис.1.6, а. При цьому навантаження на балку розподіляється у вигляді трапеції чи трикутника, а його максимальне значення становить (рис. 1.6, б, в):

$$q = sa + g_i,$$

де  $a$  – крок балок настилу;  $s$  – сумарне навантаження на  $1 \text{ м}^2$  настилу (власна вага та корисні навантаження);  $g_i$  – погонна власна вага балки, що розглядається.

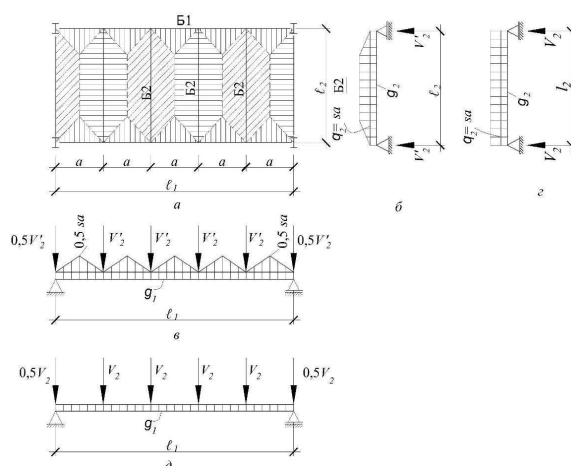


Рис. 1.6. До визначення навантаження на балки:

$a$  – вантажні прощі; б, в, г – схеми навантаження

Для спрощення часто приймають, що все поверхнєве навантаження передається настилом вздовж короткої сторони на балку настилу, а головні балки навантажені тільки опорними реакціями балок, що на неї обпираються (рис. 1.6, *з, д*). Навантаження від розташованих вище балок на розташовані нижче передається у вигляді опорних реакцій перших (рис. 1.6, *в*).

У результаті статичного розрахунку балок визначають внутрішні розрахункові зусилля – згинальні та крутильні моменти, перерізувальні сили, а в деяких випадках і осьові зусилля (наприклад, від гальмування підлогового транспорту). Розрахункові зусилля слід визначити в усіх перерізах, де вони досягають максимальних значень ( $M_{\max}$ ,  $Q_{\max}$ ), а також у перерізах, де їхнє сполучення (комбінація) несприятливе, тобто  $M$  і  $Q$  хоч і не максимальні, але діють одночасно і їх величини досить значні.

Переміщення в конструкції (прогини, кути повороту) [3] визначають в усіх випадках в припущенні пружної роботи сталі, бо розрахунок за II групою граничних станів ведеться від експлуатаційних навантажень, які за своїм значенням менші від граничних [2].

#### **1.4 Основи розрахунку металевих прогінних балок**

Розрахунок балок виконується за вимогами двох груп граничних станів (за несучою здатністю та за вимогами забезпечення нормальної експлуатації), при цьому повинні забезпечуватися умови:

- міцності за нормальними напруженнями при пружній або пружно-пластичній роботі сталі;
- міцності за дотичними напруженнями;
- міцності за локальними напруженнями;
- міцності за зведеними напруженнями;
- загальної стійкості балки;
- місцевої стійкості елементів перерізу (стінки та полиць);

– жорсткості.

Перші шість умов перевіряються за зусиллями від розрахункових граничних навантажень, а перевірка жорсткості виконується за зусиллями від розрахункових експлуатаційних навантажень. У багатьох випадках для прокатних балок, які мають відносно товсту стінку, перевірки за дотичними і зведеними напруженнями, а також перевірки місцевої стійкості полиць і стінки не є вирішальними.

#### Міцність балок

Розрахунок на міцність при статичному навантаженні має за мету не допустити в'язкого руйнування конструкції. Балки розраховують з урахуванням характеру роботи сталі в межах пружних деформацій або при розвитку пластичних деформацій з обмеженням. Робота в пружно-пластичній стадії допускається для розрізних балок, якщо вони виконані зі сталі з границею текучості  $R_{yn}$  до 530 МПа і сприймають статичні навантаження, за умови виконання вимог щодо забезпечення загальної та місцевої стійкості. В решті випадків балки розраховують у межах пружності.

Під час роботи сталі в межах пружних деформацій граничний стан визначається досягненням максимальними нормальними та дотичними (зсувними) напруженнями границі текучості. Епіюра нормальних напружень у перерізах в цьому випадку має трикутний вигляд (рис. 1.7, а), а їхні значення обчислюють за узагальненою формулою

$$\sigma = \frac{M}{I_{xn}} y ,$$

де  $M$  – згинальний момент у розглядуваному перерізі;  $I_{xn}$  – момент інерції нетто перерізу відносно нейтральної осі  $x-x$ ;  $y$  – відстань від осі  $x-x$  до відповідного волокна.

При розрахунку балок, зазвичай, перевіряють максимальні нормальні напруження на ділянках сталої жорсткості, де діє максимальний згинальний момент  $M_{\max}$  :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{n,\min}} \leq R_y \gamma_c$$

та дотичні напруження за формулою Д.І.Журавського на ділянках з максимальною перерізувальною силою  $Q_{\max}$  :

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c,$$

де  $W_{n,\min}$  та  $I_x$  – відповідно мінімальний момент опору нетто і момент інерції бруто перерізу відносно осі  $x-x$ ;  $S$  – статичний момент половини перерізу (частини перерізу, що зсувається) відносно осі  $x-x$ ;  $t_w$  – товщина стінки двотавра.

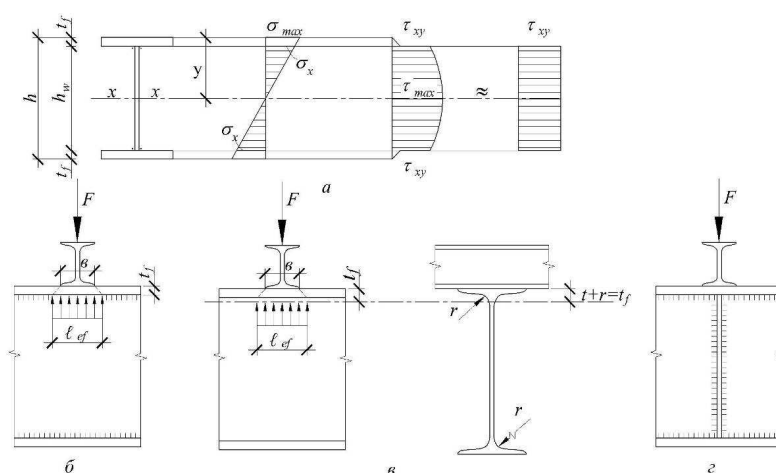


Рис. 1.7. Напруження в балках:

*a* – нормальні та дотичні; *б* – місцеві в складених балках; *в* – те саме в прокатних; *г* – підкріплення стінки ребром жорсткості

При ослабленні стінки регулярно розташованими отворами для болтів значення  $\tau$  за (1.7) слід помножити на коефіцієнт

$$\alpha = \frac{a}{a - d},$$

де  $a$  – крок отворів;  $d$  – діаметр отвору.

Від навантаження, що прикладене до верхнього пояса балки, в її стінці виникають нормальні напруження  $\sigma_y$  в площині стінки, які за напрямком перпендикулярні до поздовжньої осі балки. Якщо навантаження рівномірно розподілене, то ці напруження невеликі, і в розрахунках ними зазвичай

нехтують. Але в місцях прикладення зосереджених сил до верхнього пояса (наприклад, при поперховому сполученні балок на рис. 1.7, б, в), а також в опорних перерізах балки міцність непідкріпленої стінки повинна бути перевірена на дію місцевих нормальних напружень  $\sigma_{loc} = \sigma_y$ :

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

де  $F$  – зосереджена сила (опорна реакція розташованої вище балки);  $l_{ef}$  – умовна довжина розподілення місцевого напруження. При поперховому обпиранні балок (рис. 1.7, б, в)

$$l_{ef} = b + 2t_f,$$

де  $b$  – ширина опорної частини (пояса) вищерозташованої балки;  $t_f$  – товщина пояса зварної балки, що розраховується. Для прокатних балок величина  $t_f$  визначається як сума середньої товщини полиці та радіуса заокруглення  $r$ , вказаного у сортаменті. Якщо умова (1.9) не виконується, стінку балки під зосередженою силою слід укріпити поперечним ребром жорсткості (рис. 1.7, з). У цьому випадку місцеві напруження в стінці балки вважаються відсутніми ( $\sigma_{loc} = 0$ ), а ділянка стінки з ребром жорсткості перевіряється, як стиснутий стояк.

У багатьох перерізах балки сумісно діють згинальні моменти  $M$  і перерізувальні сили  $Q$ , а тому в стінці має місце складний напружений стан, тобто водночас діє декілька видів напружень ( $\sigma$ ,  $\tau$  та  $\sigma_{loc}$ ). В таких перерізах міцність стінки необхідно перевірити шляхом визначення зведеного напруження за енергетичною теорією міцності. У двотаврових балках зведені напруження слід визначати, в першу чергу, для перевірки міцності стінок в рівні з'єднання їх з поясом:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c,$$

де  $\sigma_x = \frac{Mh_w}{2I_x}$  – нормальні напруження в стінці в рівні поясних швів (або в

рівні початку внутрішнього заокруглення стінки в прокатних балках);

$\sigma_{loc}$  – місцеві напруження, що визначаються за ;  $\tau_{xy}$  – дотичні напруження, з підстановкою в неї статичного моменту пояса відносно нейтральної осі:  $S_f = A_f(h_w + t_w)/2$ .

Зведені напруження порівнюються з розрахунковим опором  $R_y$ , помноженим на коефіцієнт 1,15, що припускає обмежений розвиток локальних непружних деформацій у стінці балки.

Зведені напруження повинні перевірятися в усіх перерізах з несприятливим сполученням згинальних моментів і перерізувальних сил (в місцях прикладення великих зосереджених сил при  $\sigma_{loc} = 0$  і  $\sigma_{loc} \neq 0$ ) та в місцях зміни поперечного перерізу балки. При цьому напруження  $\sigma_x$ ,  $\sigma_{loc}$  та  $\tau_{xy}$  визначають в одній і тій же точці стінки балки і підставляють у (1.10) кожне зі своїм знаком. Якщо в стінках розрізних балок напруження  $\sigma_x$  та  $\sigma_{loc}$  зазвичай мають однакові знаки (стиск), то в перерізах біля опор нерозрізних балок ці напруження можуть мати різні знаки.

Якщо умова при  $\sigma_{loc} \neq 0$  не виконується, то стінку балки під зосередженою силою слід підкріпити поперечним ребром жорсткості. Тоді  $\sigma_{loc} = 0$ , а

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c .$$

При згині у двох головних площинах нормальні напруження обчислюються за формулою

$$\sigma = \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \leq R_y \gamma_c ,$$

де  $I_{xn}$ ,  $I_{yn}$  – моменти інерції перерізу нетто відносно осей  $x-x$  і  $y-y$  відповідно;  $x$  і  $y$  – координати точки перерізу.

При цьому дотичні та зведені напруження необхідно перевірити у двох головних площинах вигину як у стінці, так і в полицях.

При розрахунку елементів з урахуванням пружнопластичної роботи сталі виникають теоретичні труднощі з урахуванням обмеження пластичних деформацій у разі одночасної дії нормальних і дотичних напружень. Тому в розрахункових перерізах, де одночасно діють згинальні моменти  $M$  і перерізувальні сили  $Q$ , норми проектування [1] вимагають обмежувати значення дотичних напружень.

При згині в одній з головних площин середнє дотичне напруження повинно відповідати умові

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} \leq 0,9 R_s .$$

Тоді нормальні напруження в балках перевіряються так:

$$\sigma = \frac{M}{c_1 W_{n,\min}} \leq R_y \gamma_c .$$

Коефіцієнт  $c_1$  враховує підвищення несучої здатності балки внаслідок розвитку пластичних деформацій, а його значення приймається в межах  $1 \leq c_1 \leq c$  залежно від величини дотичних напружень. Якщо  $\tau \leq 0,5R_s$ , то  $c_1 = c$ , а при  $0,5R_s < \tau \leq 0,9R_s$  маємо  $c_1 = 1,05\beta c$ . Значення коефіцієнтів  $c$  див. у табл. 66 [1]. Коефіцієнт  $\beta$ , що обмежує розвиток пластичних деформацій у перерізі за високого рівня дотичних напружень, дорівнює:

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau / R_s)^2}{1 - \alpha (\tau / R_s)^2}} ,$$

де  $\alpha = 0,7$  для двотаврів і  $\alpha = 0$  для інших типів перерізів.

Дотичні напруження в опорних перерізах балок, де  $M = 0$ , перевіряються за формулою

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} \leq R_s \gamma_c .$$

Для розрізних балок змінного по довжині перерізу розрахунок з урахуванням пластичних деформацій слід виконувати тільки для одного

перерізу з найбільш несприятливим поєднанням  $M$  і  $Q$ . В інших перерізах розвиток пластичних деформацій не допускається і тут повинні виконуватися перевірки, як при розрахунку в межах пружної роботи сталі.

#### Загальна стійкість балок

Втрата загальної стійкості балок виявляється в порушенні плоскої форми згину зі зміщенням перерізу балки в горизонтальному напрямку під час одночасного повороту її вертикальної осі. Наявність горизонтальних в'язей, наприклад, настилу чи перпендикулярно розміщених балок, перешкоджає таким горизонтальним переміщенням і виникненню крутильних деформацій, тобто забезпечує загальну стійкість конструкції.

### **1.5 Вклад вчених у дослідження прогінних металевих балочних конструкцій**

Серед вітчизняних вчених фундаментальними дослідженнями металевих балочних конструкцій займалися Патон Є.О., Горбунов Б.Н., Уманський А.А., Пічугін С.Ф., Горпинченко В.М., Цетлін Б.С., Морачевський Т.М., Шапіро Г.А., Естрін Г.Я., Троїцький П.М., Левітанський І.В., Нікольський О.С., Кузьмичов Г.П., Бернштейн Я.М., Маркович Б.А., Вегнер А.Р., Соколов Ю.В., Мухортов М.Н., Міщенко А.П., Шафеев Р.А. [5...8].

Праці А.М.Югова, І.В. Левітанського, Ф.Ф. Кукліна, І.В. Зінкевича, А.В. Мухіна, Ю.В. Соколова, Е.Ф. Гарфа, Є.В. Горохова, С.В. Колесніченка, І.А.Височин присвячені зварним вузлам балок та НДС цих елементів[2].

Закордоном добре відомі такі вчені: W.F. Chen, Patel K.V., Johnes S.V., Kirbyt P.A., Nethercott D.A., Walles M.V., Rossow E.K., Morris G.A., J. Wardenier, D. Dutta), A. Hobbacher, A.M. Wingerde, Y. Kurobane, B. Wang [17].

Швидкий розвиток комп'ютерної обчислювальної техніки сприяв поступовому розвитку методів чисельного аналізу НДС будівельних балочних конструкцій. Дослідження проблеми міцності й довговічності з використанням



методів чисельного комп'ютерного моделювання займалися Cruse T.A., Lachat J.C., Rizzo F.J., Henry A.S., Jaswon M.A., Banerjee P.K., Butterfield R., Massonet C.E., Беляєв Н.М., Штаєрман І.Я., Мусхелішвілі Н.І., Савін Г.Н., Жемочкін Б.Н., Синіцин А.П., Каландія А.М., Ковнерістов Г.Б. та інші [24...29].

Зональний науково-дослідний інститут експериментального проектування є фундаментальною організацією стандартизації конструкцій і виробів з важкого та легкого залізобетону, легких сталевих конструкцій і алюмінієвих сплавів для цивільного будівництва (М. І. Коляков, В. П. Шевельов). Одним з основних напрямів дослідження інституту є впровадження в проектування математичних методів розрахунку на електронно-обчислювальних машинах (ЕОМ), розроблення і застосування систем та методик автоматизованого проектування.

Значні вкладення у розвиток досліджень і впровадженню ефективних будівельних матеріалів і конструкцій сприяла діяльність низки закладів, таких як інститут електрозварювання ім. Патона АН України, УкрНДІпроектстальконструкція, Дніпропроектстальконструкція, НДІБК, КЗНДІЕП.

Заслуговують на увагу і досягнення відомих вчених УкрНДІпроектстальконструкція О. В. Шимановського та А. В. Перельмунтера [6].

Прогресивні напрями дослідження металевих конструкцій розробляються на кафедрах будівельних конструкцій у Національному університеті „Львівська політехніка”, Криворізькому гірничому, Рівненському і Вінницькому технічних, Алчевському гірничо-металургійному.

## 1.6 Застосування систем скінчено-елементного аналізу для оцінювання НДС металевих прогінних балок

Застосування систем скінченно-елементного аналізу, реалізованих в різних комп'ютерних програмах, дозволяє на стадії проектування підібрати найбільш оптимальні розміри і підвищити їх надійність і довговічність.

Найбільш потужним чисельним методом дослідження напружено-деформованого стану балочних конструкцій є метод скінчених елементів. У такому разі поставлене в роботі завдання виконується по трьох основних етапах:

- 1) побудова геометричної моделі;
- 2) встановлення навантажень, механічних характеристик, граничних умов, а також отримання рішення;
- 3) аналіз результатів.

Скінченно-елементна модель балки та загальний вигляд робочого вікна програми для розрахунку НДС наведено на рис. 1.12.

На рис. 1.13 подано металеву балку, як розбита на скінченні елементи, таким чином утворивши скінченно-елементну сітку.

Балка з змінним перерізом.D3D

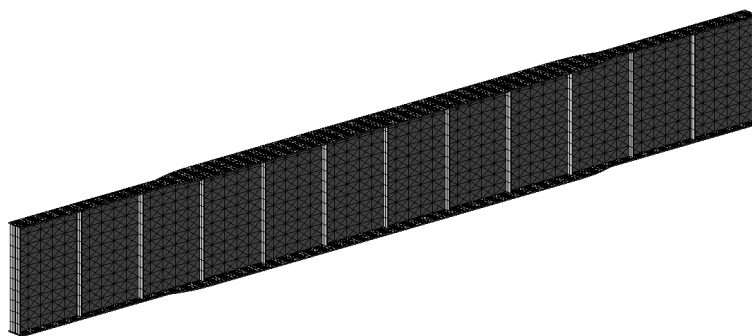


Рисунок 1.12 – Скінченно-елементна модель балки

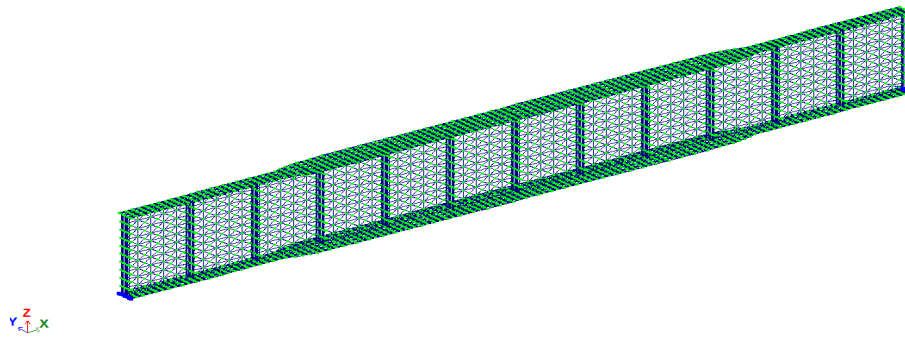


Рисунок 1.13 – Стержень балки розбитий на скінченні елементи

Приклад результату розрахунку наведено на рис. 1.14 .

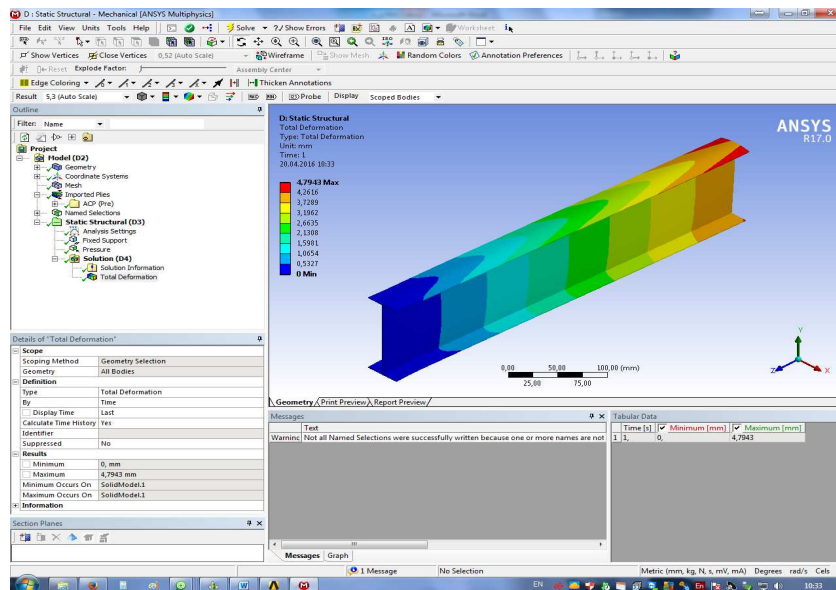


Рисунок 1.14. Приклад візуалізації розрахунку металевої балки

Таким, чином на підставі розрахунку, провівши аналіз НДС можна чітко зробити висновок про характер та розподіл напружень в тій чи іншій ділянці перерізу балки.

На відміну від аналітичного розрахунку, МСЕ дозволяє яскраво візуалізувати найбільш навантажені зони перерізу, що дає змогу чітко перерозподілити та ефективніше використати матеріал балки. Також, МСЕ дозволяє провести аналіз НДС більш локалізовано та звернути увагу на місця концентрації напружень або зони де матеріал недовантажений.

## 1.7 Постановка задачі дослідження

За результатами аналізу конструктивних особливостей металевих прогінних балок зі змінним поперечним перерізом, результатів досліджень, виконаних іншими авторами виявлено:

1. Багатофакторний вплив на показники НДС металевих прогінних балок зі змінним поперечним ускладнюють процес аналітичного розрахунку несучої здатності таких конструкцій, що спричиняє значну похибку обчислень та призводить до перевитрати матеріалу балок.

2. Значний розвиток сучасних прикладних програмних пакетів та техніки створюють можливості для глибшого дослідження НДС металевих прогінних балок зі змінним поперечним за умов комплексного впливу на них різноманітних чинників, що дає змогу проводити точніші розрахунки та раціональніше komponувати поперечний профіль балки.

Аналіз конструктивних форм та способів розрахунку, що впливають та визначають НДС, показує, що результатами раніше проведених експериментальних і теоретичних досліджень є:

1. Існуючі емпіричні залежності недостатньою мірою використовують несучу здатність металевих прогінних балок зі змінним поперечним перерізом.

2. Використання точних чисельних методів розрахунку для корегування поперечного перерізу металевих прогінних балок в недовантаженій зоні сприятиме відчутному економічному ефекту без зниження надійності конструкції.

## **1.8 Висновки до розділу 1**

1. З'ясовано особливості роботи та розрахунку металевих прогінних балок із змінним поперечним перерізом.

2. Виявлено, що в балках розрахованих за допомогою аналітичних методів, при багатофакторному впливі експлуатаційних чинників спостерігається недовантаженість поперечних перерізів, що негативно відображається на економічності металевих прогінних балок із змінним поперечним перерізом.

3. Використання МСЕ в розрахунках металевих прогінних балок дозволить ефективно перерозподіляти та компонувати економічно вигідніші поперечні перерізи.

## РОЗДІЛ 2

### СУЧАСНІ МЕТОДИКИ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИМКОСТІ МЕТАЛЕВИХ ПРОГІННИХ БАЛОК

#### 2.1 Вимоги ДБН до конструкції та технологій виготовлення

ДБН В-2.6-163:2010 «Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу» передбачають, що при проектуванні балок повинні бути забезпечені експлуатаційна придатність і безпека протягом строку експлуатації, визначеного у завданні на проектування. Окрім цього, проектування балок виконують з урахуванням вимог охорони навколишнього середовища, а також інших особливих умов, наведених у завданні на проектування.

Для цього необхідно:

- забезпечувати надійність балок за рахунок виконання вимог до вибору матеріалів, конструювання та розрахунків;
- приймати конструктивні рішення, що забезпечують міцність, жорсткість, стійкість і просторову незмінюваність будівель і споруд у цілому та їх окремих елементів під час транспортування, монтажу та експлуатації, при цьому передбачаючи в'язі залежно від основних параметрів будівлі та режиму її експлуатації (конструктивної схеми, прольотів, типів кранів та режимів їх роботи, температурних впливів тощо);
- передбачувати заходи щодо забезпечення довговічності конструкцій та захисту їх від корозії, впливу вогню і тепла, зносу та стирання;
- враховувати вимоги ДБН В. 1.1 -7, ДБН В. 1.2-7 та інших відповідних нормативних документів стосовно забезпечення міцності та стійкості несучих конструкцій в умовах пожежі;
- передбачувати технологічність виготовлення та монтажу конструкцій;

- забезпечувати складальність конструкцій розрахунком точності геометричних параметрів згідно з ДСТУ-Н Б.В. 1.3 зі встановленням необхідності контрольного чи загального складання або використанням регульовальних пристроїв;

- враховувати відхилення від проектних розмірів і геометричної форми елементів конструкцій, які допускаються під час виготовлення та зведення;

- встановлювати методи та обсяги контролю під час виготовлення та зведення конструкцій, а також у процесі їх експлуатації, включаючи, за необхідності, виконання випробувань окремих елементів, вузлів, з'єднань і конструкцій у цілому, а також, за необхідності, встановлення контрольних-сигнальних систем чи інших засобів моніторингу;

- передбачати можливість огляду, обстеження і діагностики, а також проведення профілактичних і ремонтних робіт. За необхідності передбачати для цього ходові сходи та площадки, спеціальні пристосування (столики, провущини, фіксатори тощо) для забезпечення можливості кріплення постійних і тимчасових пристосувань.

У робочих кресленнях конструкцій і в документації на замовлення матеріалів слід наводити відомості про [60...62]:

- категорію конструкції та її елементів за призначенням та напруженим станом;

- сталі та додаткові вимоги до них, передбачені нормативними документами;

- спосіб виконання зварних з'єднань, вид і режим зварювання, типи, марки, діаметри електродів для механізованого зварювання, положення шва при зварюванні, тип підкладки для стикових швів;

У проекті слід вказувати послідовність монтажу елементів і виконання вузлів, а також допустимі монтажні навантаження, якщо зазначені чинники враховувались під час визначення розрахункових зусиль.

## 2.2 Методика та аналітичний розрахунок металевої прогінної балки із змінним поперечним перерізом

Розрахункова схема балки наведена на рис. 2.10, а з зведенням зосереджених сил до еквівалентного рівномірного розподіленого навантаження, розрахункове граничне значення якого становить 185,96 кН/м. Маса 1 м балки дорівнює 286 кг, що з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_{fm} = 1,05$  створює навантаження  $g = 1,05 \cdot 2,86 = 3,04$  кН/м. Уточнене навантаження на 1 м балки становить  $q_{екв} = 185,96 + 3,04 = 189$  кН/м. Тоді

$$M_{\max} = \frac{189 \cdot 12^2}{8} = 3402 \text{ кНм}; \quad Q_{\max} = \frac{189 \cdot 12}{2} = 1134 \text{ кН}.$$

Момент у середині прольоту від розрахункового експлуатаційного навантаження обчислимо з використанням середнього коефіцієнта за навантаженням  $\gamma_{f,сеп} = 1,198$ :  $M_e = \frac{M_{\max}}{\gamma_{f,сеп}} = \frac{3402}{1,198} = 2840$  кНм.

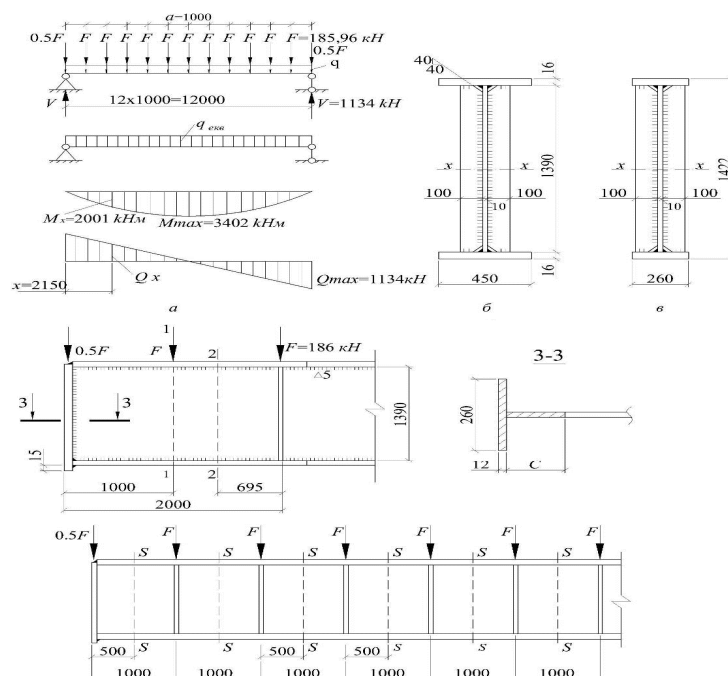


Рисунок 2.1 Металева прогінна балка:

а-розрахункова схема; б- переріз балки; в- змінений переріз; в- опорна частина балки; д- схема розміщення ребер жорсткості.



Головну балку розраховуємо в межах пружної роботи сталі. Необхідний момент опору  $c = 1$  :

$$W_{cal} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{3402 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,1} = 12\,886 \text{ см}^3.$$

Тут  $R_y = 240$  МПа – розрахунковий опір сталі, встановлений за границею текучості для листового прокату при товщинах 4...20 мм зі сталі С255.

Оптимальна висота балки за формулою :

$$h_{opt} = k_\lambda \sqrt[3]{W_{cal} \lambda_w} = 1,1 \sqrt[3]{12\,886 \cdot 161} = 140,3 \text{ см.}$$

Тут при  $\bar{\lambda}_w = 5,5 < 6$  гнучкість стінки попередньо приймається

$$\lambda_w = \bar{\lambda}_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 5,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 161.$$

Мінімальна висота балки за формулою при  $\gamma_c = 1,0$

$$h_{min} = \frac{5 R_y \gamma_c l}{24 E} \left( \frac{l}{f} \right)_u \cdot \frac{M_e}{M} = \frac{5 \cdot 240 \cdot 1200}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^5} 250 \cdot \frac{2840}{3402} = 60,79 \text{ см.}$$

Найбільша можлива висота балки визначається за заданою максимальною будівельною висотою перекриття  $h_{б\text{уд}}$ , що встановлюється на підставі технологічних міркувань (різниця між відмітками чистої підлоги робочої площадки та габариту під перекриттям) та конструктивного рішення перекриття. Обидві відмітки – підлоги (+8,0 м) і нижнього габариту перекриття (+6,0 м) – вказують у технологічному завданні на проектування. У цьому разі  $h_{б\text{уд}} = 8000 - 6000 = 2000$  мм. Товщину підлоги визначають як суму товщин усіх її складових:  $\sum t = 30 + 100 + 8 = 138$  мм. За умови поверхового обпирання балки Б1, висота якої дорівнює 350 мм, максимальна висота балки Б2 може бути:

$$h_{max} = h_{б\text{уд}} - h_{Б2} - \sum t = 2000 - 350 - 138 = 1512 \text{ мм.}$$

Враховуючи, що  $h_{min} < h_{opt} < h_{max}$ , можна прийняти висоту балки близькою до оптимальної. Тому приймемо стінку висотою 139 см з листа шириною 1400

мм, ГОСТ 19903-74\* (мінус 1 см на обробку поздовжніх крайок). Необхідна товщина стінки за формулою

$$t_w > 1,12 \frac{Q_{\max}}{h_w R_y \gamma_c} = 1,12 \frac{1134}{139 \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 1,1 \cdot 10^{-1}} = 0,6 \text{ см.}$$

Щоб не встановлювати поздовжні ребра жорсткості для забезпечення місцевої стійкості стінки при умовній гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w = 5,5 < 6$  товщина стінки повинна бути:

$$t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{139}{5,5} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,86 \text{ см.}$$

Остаточно приймаємо товщину стінки  $t_w = 10$  мм.

Знаходимо необхідну площу пояса:

$$A_{f,cal} = \frac{W_{cal}}{h_w} - \frac{t_w h_w}{6} = \frac{12\,886}{139} - \frac{1,0 \cdot 139}{6} = 69,54 \text{ см}^2.$$

Для забезпечення місцевої стійкості пояса його товщина :

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_{f,cal}}{\sqrt{E/R_y}}} = \sqrt{\frac{69,54}{\sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240}}} = 1,54 \text{ см.}$$

Приймаємо пояси з універсальної широкоштабової сталі (ГОСТ 82–70\*) з розмірами  $b_f t_f = 450 \cdot 16$  мм ( $A_f = 72$  см<sup>2</sup>). Відношення ширини звису пояса до товщини відповідає :

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{45 - 1,0}{2 \cdot 1,6} = 13,75 < 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,65.$$

Повна висота балки  $h = h_w + 2t_f = 139 + 2 \cdot 1,6 = 142,2$  см. Відношення  $b_f / h = 45 / 142,2 = 1 / 3,16$ , що відповідає рекомендованим значенням.

Визначимо геометричні характеристики підбраного перерізу (рис. 2.10 б).

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2t_f b_f \left( \frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,0 \cdot 139^3}{12} + 2 \cdot 1,6 \cdot 45 \left( \frac{139}{2} + \frac{1,6}{2} \right)^2 = 935463 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{I_x \cdot 2}{h} = \frac{935463 \cdot 2}{142,2} = 13157 \text{ см}^3.$$

Перевіряємо прийнятий переріз:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{3402 \cdot 10^2}{13157} = 25,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24,0 \cdot 1,1 = 26,4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5M_e l}{48EI_x} = \frac{5 \cdot 2840 \cdot 12 \cdot 10^5}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 935463} = \frac{1}{543} < \left(\frac{f}{l}\right)_u = \frac{1}{250}.$$

Таким чином, міцність і жорсткість балки забезпечені.

Зміна перерізів поясів. Зміну перерізу виконаємо на відстані  $x = 2,15(0,2L)$  м від опори, де до головної балки не примикає балка настилу.

Згинальний момент і перерізувальна сила в цьому місці:

$$M_x = \frac{q_{\text{екв}} x(l-x)}{2} = \frac{189 \cdot 2,15(12-2,15)}{2} = 2001 \text{ кНм};$$

$$Q_x = q_{\text{екв}}(l/2 - x) = 189(12/2 - 2,15) = 727,6 \text{ кН}.$$

За відсутності відомостей про фізичний контроль якості стикового шва при розтязі  $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204$  МПа. Необхідний момент опору зміненого перерізу:

$$W_{1,cal} = \frac{M_x}{R_{wy} \gamma_c} = \frac{2001 \cdot 10^3}{204 \cdot 1,1} = 8917 \text{ см}^3,$$

а необхідна площа зміненого пояса

$$A_{f1,cal} = \frac{8917}{139} - \frac{1,0 \cdot 139}{6} = 40,98 \text{ см}^2.$$

Приймаємо пояс з універсальної широкоштабової сталі (ГОСТ 82–70\*) перерізом  $b_f t_f = 260 \cdot 16$  мм ( $A_{f1} t_f = 41,6$  см<sup>2</sup>).

Момент інерції та момент опору зміненого перерізу балки (рис. 2.10, в):

$$I_{x1} = \frac{1,0 \cdot 139^3}{12} + 2,26 \cdot 1,6 \left(\frac{139 + 1,6}{2}\right)^2 = 634 \, 983 \text{ см}^4$$

$$W_1 = \frac{2 \cdot 634983}{142,2} = 8931 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження у зварному шві:

$$\sigma_1 = \frac{M_x}{W_1} = \frac{2001 \cdot 10^2}{8931} = 22,4 < R_{wy} \gamma_c = 0,85 \cdot 24,0 \cdot 1,1 = 22,44 \text{ кН/см}^2.$$

Дотичні напруження в стінці балки на опорі:

$$\tau = \frac{QS_x}{I_{x1}t_w} = \frac{1134 \cdot 5340}{634983 \cdot 1,0} = 9,5 < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 24,0 \cdot 1,1 = 15,3 \text{ кН/см}^2,$$

де  $S_1$  – статичний момент половини перерізу відносно нейтральної осі  $x - x$ :

$$S_1 = A_{f1} \frac{(h_w + h_f)}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 41,6 \cdot \frac{(139 + 1,6)}{2} + \frac{1,0 \cdot 139^2}{8} = 5340 \text{ см}^3.$$

Перевіряємо зведені напруження в рівні сполучення стінки з поясом у місці зміни його ширини при  $\sigma_{loc} = 0$ :

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{21,9^2 + 3 \cdot 3,35^2} = 22,6 \text{ МПа} < 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24,0 \cdot 1,1 = 30,4 \text{ кН/см}^2,$$

де  $S_{f1}$  – статичний момент пояса відносно нейтральної осі  $x - x$ :

$$S_{f1} = A_{f1} \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right) = 41,6 \left( \frac{139 + 1,6}{2} \right) = 2924 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_x = \frac{M_x h_w}{I_{x1} \cdot 2} = \frac{2001 \cdot 139 \cdot 10^2}{634983 \cdot 2} = 21,9 \text{ кН/см}^2; \tau_{xy} = \frac{QS_{f1}}{I_{x1} t_w} = \frac{727,6 \cdot 2924}{634983 \cdot 1,0} = 3,35 \text{ кН/см}^2.$$

У разі поверхового обпирання балок настилу на головну балку місцеві напруження обчислимо:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} = \frac{185,96}{1,0 \cdot 18,7} = 9,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c,$$

де  $F = 185,96 \text{ кН}$  – сумарне значення двох опорних реакцій балок Б1;

$l_{ef} = b + 2t_f = 15,5 + 2 \cdot 1,6 = 18,7 \text{ см}$ ;  $b = 155 \text{ мм}$  – ширина полиці Б1.

Забезпечення місцевої стійкості стінки. За умовної гнучкості стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{139}{1,0} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,74 > 3,2$$

стінку балки необхідно підкріпити основними поперечними ребрами жорсткості з максимальним кроком  $a_{max} = 2h_w = 2 \cdot 139 = 278 \text{ см}$ . Місцеві напруження в стінці  $\sigma_{loc} < R_y \gamma_c$ , тому з умови міцності поперечні ребра жорсткості в місцях обпирання балок можна не ставити. Це дозволяє прийняти крок ребер жорсткості  $a = 200 \text{ см}$  (рис. 2.1, з). Перевіримо перший відсік. Якщо відсік довгий ( $a > h_w$ ), то перевірку місцевої стійкості слід виконувати за

середніх значень  $M$  і  $Q$ , обчислених для більш напруженої ділянки довжиною  $h_w$ . У випадку, що розглядається, перевірку місцевої стійкості виконаємо у двох перерізах: 1–1, на відстані  $a = 100$  см від опори, де прикладена зосереджена сила та  $\sigma_{loc} \neq 0$ , та 2–2, розташованому на відстані  $h_w / 2 = 69,5 = 69,5$  см від першого поперечного ребра, де  $\sigma_{loc} = 0$ .

В перерізі 1–1 розрахункові зусилля:

$$M_1 = \frac{q_{\text{екв}} x_1 (l - x_1)}{2} = \frac{189 \cdot 1,0 \cdot (12 - 1,0)}{2} = 1039,5 \text{ кНм};$$

$$Q = q_{\text{екв}} \left( \frac{l}{2} - x_1 \right) = 189 \cdot (12 / 2 - 1) = 945 \text{ кН}.$$

Нормальні напруження стиску у стінці в рівні її з'єднання з поясом:

$$\sigma = \frac{M_1 h_w}{I_{x1} 2} = \frac{1039,5 \cdot 10^2 \cdot 139}{634983 \cdot 2} = 11,38 \text{ кН/см}^2$$

Середні дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{945}{1,0 \cdot 139} = 6,65 \text{ кН/см}^2.$$

Знаходимо  $\mu = a / h_w = 200 / 139 = 1,44 > 0,8$  і коефіцієнт  $\delta$ :

$$\delta = \beta \frac{b_{f1}}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,80 \frac{26}{139} \left( \frac{1,6}{1,0} \right)^3 = 0,61.$$

За таких даних граничне значення  $\sigma_{loc} / \sigma$  менше за фактичне  $\sigma_{loc} / \sigma = 9,9 / 11,38 = 0,87$ . У цьому випадку критичне нормальне напруження слід

визначати за (1.23):  $\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{54,24 \cdot 24,0}{4,74^2} = 57,9 \text{ кН/см}^2$ , де  $c_2 = 54,24$ .

Критичні місцеві напруження:

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{28,2 \cdot 24,0}{6,83^2} = 14,5 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } \bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{200}{1} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 6,83.$$

Дотичні критичні напруження :

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,44^2} \right) \frac{13,92}{4,74^2} = 8,72 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } \bar{\lambda}_{ef} = \frac{139}{1,0} = \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,74.$$

Перевіримо стійкість стінки першого відсіку:

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left( \frac{11,38}{57,9} + \frac{9,9}{14,5} \right)^2 + \left( \frac{6,65}{8,72} \right)^2} = 1,35 > \gamma_c = 1,0.$$

Таким чином, стійкість першого відсіку у перерізі 1–1 не забезпечена і робити перевірку за перерізом 2–2 немає рації. Зменшуємо крок ребер жорсткості  $a = 100 \text{ см} < 2h_w$  (рис. 2.10,  $\delta$ ). Тепер  $a < h$  (короткі відсіки) і у всіх відсіках  $\sigma_{loc} = 0$ . Перевірку місцевої стійкості слід виконувати за  $M$  та  $Q$ , обчислених в середині відсіків.

У першому відсіку на відстані  $x = 0,5$  м від опори діють:

$$M_1 = \frac{189 \cdot 0,5(12 - 0,5)}{2} = 543,4 \text{ кНм}; \quad Q_1 = 189(12 / 2 - 0,5) = 1039,5 \text{ кН}.$$

Напруження стиску у стінці:

$$\sigma = \frac{543,4 \cdot 10^2 \cdot 139}{634983 \cdot 2} = 5,65 \text{ кН/см}^2$$

і середні дотичні напруження:

$$\tau = \frac{1039,5}{1,0 \cdot 139} = 7,31 \text{ кН/см}^2.$$

Нормальні критичні напруження при  $\sigma_{loc} = 0$ , приймаючи  $c_{cr} = 30$ :

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{30 \cdot 24,0}{4,74^2} = 32,05 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Критичні дотичні напруження при } \bar{\lambda}_{ef} = \frac{100}{1,0} = \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,41;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{(h_w / a)^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{(139 / 100)^2} \right) \frac{13,92}{3,41^2} = 17,18 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість першого відсіку забезпечена тому, що:

$$\sqrt{\left(\frac{5,65}{32,05}\right)^2 + \left(\frac{7,31}{17,18}\right)^2} = 0,212 < \gamma_c = 1.$$

Перевірка стійкості стінки в інших відсіках проводиться аналогічно і також забезпечена.

Поперечні ребра жорсткості проектуємо двобічними з листів, ширина яких повинна бути не меншою, ніж  $b_h = h_w / 30 + 40 \text{ мм} = 139 / 30 + 40 = 76,3 \text{ мм}$ . Товщина ребра:

$$t_h \geq 2b_h \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 80 \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 5,5 \text{ мм}.$$

Приймаємо ребра жорсткості з розмірами  $b_h \cdot t_h = 80 \times 6 \text{ мм}$ .

Розрахунок поясних швів складеної балки. Зсувне зусилля між поясом і стінкою

$$T = \frac{Q_{\max} S_{f1}}{I_{x1}} = \frac{1134 \cdot 2924}{634983} = 5,22 \text{ кН/см}.$$

З'єднання поясів зі стінкою здійснено двобічними кутовими швами в заводських умовах, що дозволяє використовувати напівавтоматичне зварювання із застосуванням сталевого дроту Св-08А ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ ,  $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$ ,  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1,0$  – див. дод. 1., табл. Д1.5).

Враховуючи, що  $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 1,0 \cdot 162 = 162 \text{ МПа}$ , розрахунок виконуємо тільки по металу шва. Тоді необхідний катет швів:

$$k_f = \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{5,22}{2 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 1,1} = 0,19 \text{ см}.$$

З конструктивних міркувань приймаємо мінімальний катет шва  $k_f = 5 \text{ мм}$ .

Розрахунок торцевого опорного ребра балки. Опорне ребро сприймає опорну реакцію  $V = 1134 \text{ кН}$ . Необхідна площа опорного ребра з умови зминання  $R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2$  для сталі С255 при товщині від 10 до 20 мм:

$$A_{s,cal} = b_s t_s = \frac{V}{R_p \gamma_c} = \frac{1134}{36 \cdot 1,1} = 28,6 \text{ см}^2.$$

Призначаємо ширину торцевого опорного ребра  $b_s = b_{f1} = 260$  мм. Тоді його товщина  $t_{s,cal} = A_{s,cal} / b_s = 28,6 / 26 = 1,1$  см. Приймаємо опорне ребро розмірами  $b_s \cdot t_s = 260 \cdot 1,2$  мм, при цьому  $A_s = 26 \cdot 1,2 = 31,2$  см<sup>2</sup>.

Перевіряємо опорну частину балки (див. рис. 2.1, з) як умовний центрально-стиснутий стрижень:

$$\sigma = \frac{V}{\varphi A_{ef}} = \frac{1134}{0,952 \cdot 50,25} = 23,7 < R_y \gamma_c = 24,0 \cdot 1,0 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

де  $A_{ef}$  – розрахункова площа умовного стрижня:

$$A_{ef} = 1,2 \cdot 26 + 0,65 \cdot 1,0 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 50,25 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi$ , обчислений за гнучкістю умовного стрижня  $\lambda_s = \frac{h_w}{i_x} = \frac{139}{5,91} = 23,5$ ,  $\varphi = 0,952$ ;

де  $I_x = t_2 b_s^3 / 12 = 1,2 \cdot 26^3 / 12 = 1757,6$  см<sup>4</sup>,  $i_x = \sqrt{1757,6 / 50,52} = 5,91$  см.

Перевіримо відповідність ширини звису опорного ребра умові місцевої стійкості:

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_s} &= \frac{b_s - t_w}{2t_s} = \frac{26 - 1,0}{2 \cdot 1,2} = 10,4 < \left(0,36 + 0,1\bar{\lambda}_s\right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= \left(0,36 + 0,1 \cdot 23,5 \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5}\right) \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240} = 12,9. \end{aligned}$$

Таким чином, місцева стійкість забезпечена.



## 2.3 Сучасні програмні комплекси для проектування й дослідження металевих конструкцій

У сучасній науці та інженерній практиці широко використовується велика кількість розрахункових програмних комплексів, кожний з яких має свої ключові переваги і недоліки.

Розрахунок металевих конструкцій та їх вузлів за допомогою програмних комплексів виклали у своїх роботах Дрокін А.В. [53], Алпатов В.Ю. (ПК ПОФСК-Мираж-ПСМК, «Ли́ра», SCAD, Cosmos Works, Design Space) [54], Алдушкін Р.В. (ПК SCAD і Mathcad) [55], Дубенець В.Г., Савченко О.В. (ПК АРМ WinTruss ) [56], Шингера Н.Я. (ПК ANSYS) [57] та ін.

Для розрахунку і проектування вузлів сталевих конструкцій будов і споруд в промисловому і цивільному будівництві широке застосування знаходить програмний комплекс «Комета» [54] (рис. 2.17), яка входить до складу SCAD Office.

Розрахунки виконуються згідно ДБН В-2.6-163:2010 «Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу». Основна задача, яку вирішують за допомогою комплексу «Комета» – отримання проекту вузла (рис.2.3).

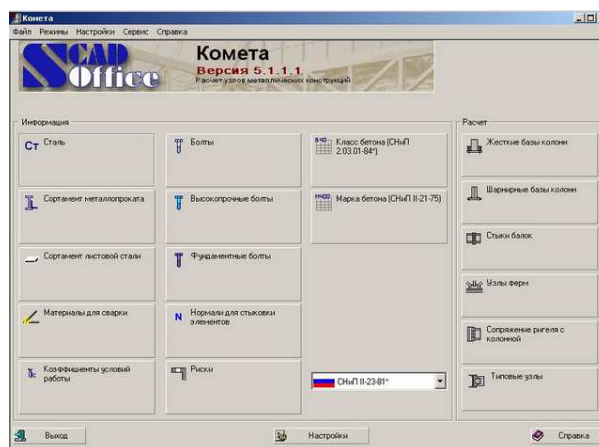


Рисунок 2.3 – Головне меню програми «Комета»

ПК «Комета» дає можливість проектувати зварні вузли ферм та балок для заводського виготовлення і монтажних вузлів. Вихідними даними для проектування є інформація про геометрію вузла, переріз елементів, діючі навантаження та матеріал конструкції. Проектуються вузли зі спарених кутників і труб різного перерізу.

Результатом роботи є креслення вузла й інформація про міцність його окремих елементів (деталей конструкції та зварних швів). Передбачена можливість експорту отриманих вузлів в формат DXF-файлів системи AutoCAD

У дипломній роботі проектний розрахунок поведінки фізичної моделі металевої прогінної балки та визначення НДС в під дію статичних та циклічних навантажень виконано з використанням вітчизняного прикладного програмного пакету «ЛПРА», тому що цей програмний комплекс має ряд переваг:

- побудова моделі конструкції або імпорт їх з CAD систем ( а саме із AutoCAD, Inventor та ін.);
- вивчення реакції конструкції на різні фізичні впливи, такі, як вплив різних навантажень;
- оптимізація геометрії конструкції;
- інтуїтивно зрозумілий інтерфейс;
- відмінна візуалізація результатів розрахунку, що пришвидшує аналіз конструктивних рішень;
- висока продуктивність.

Програмне забезпечення «ЛПРА» включає десятки можливостей, які мінімізують час. ПК «ЛПРА» відноситься до одних із лідерів в Україні у сфері САЕ-продуктів скінченно-елементного аналізу та проектування і має достатній досвід у розв'язанні прикладних задач числовими методами. Прототип ПК «ЛПРА» був розроблений у далекому 1960 р під керівництвом д. т. н. професора А. С. Городецького. На відміну від існуючих тоді програм, в яких реалізовувався тільки метод сил, у програмі був використаний метод

переміщень і автоматизована процедура статичного розрахунку: завдання та діагностика вихідних даних, складання рівнянь, розв'язання рівнянь, обчислення зусиль і напружень в стрижневих і пластинчастих елементах. У 1975 році для ЄС ЕОМ був розроблений програмний комплекс ПК Ліра-ЄС на мовах ПЛ-1 і Асемблер в операційному середовищі ОС.

У 1991 році був розроблений програмний комплекс Міраж, який являв собою реалізацію алгоритмів Ліра-ЄС на персональних комп'ютерах в операційному середовищі DOS.

Починаючи з 2003 року, сімейства розробка програм Ліра виконується фірмою «Ліра-софт». Розроблено програмні комплекси Ліра 9,0, 9,2, 9,4 і 9,6. Крім загального розрахунку моделі об'єкта на всі можливі види статичних навантажень (силових, температурних, деформаційних) і динамічних дій (вітер з урахуванням пульсації, сейсмічні впливи, гармонійні коливання і т.п.) ПК ЛІРА автоматизує ряд процесів проектування: визначення розрахункових сполучень навантажень і зусиль, призначення конструктивних елементів, підбір і перевірка перерізів сталевих та залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон і балок.

ПК ЛІРА дозволяє досліджувати загальну стійкість моделі, перевірити міцність перерізів елементів з різних теорій руйнування. ПК ЛІРА-САПР® надає можливість проводити розрахунки об'єктів з урахуванням фізичної, геометричної, фізико-геометричної і конструктивної нелінійностей, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу-демонтажу елементів з відстеженням змін фізичних властивостей матеріалів.

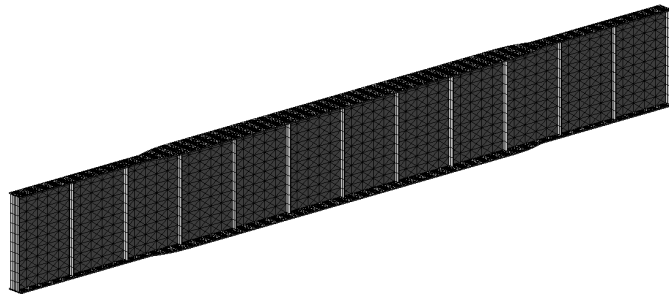
ПК ЛІРА-САПР складається з декількох взаємопов'язаних інформаційних систем. Організація взаємозв'язків між цими системами забезпечує технологічність роботи з комплексом так, що комплекс сам веде користувача - від створення розрахункової моделі до конструювання елементів. [64]

## **2.4 Методика комп'ютерного моделюючого експерименту для дослідження прогінної металевої балки змінного поперечного перерізу**

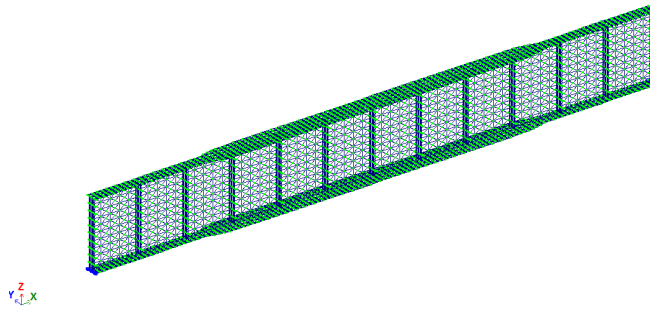
Розрахунок НДС металевої прогінної балки змінного перерізу під дією статичних навантажень виконано з використанням прикладного ПК «ЛПРА», який базується на методі скінчених елементів.

Для вирішення використовується математична модель:

- геометрична модель CAD разом із заданим навантаженням являє собою формалізовану фізичну модель (рис. 2.4, а);
- скінченно-елементна сітка є математичним поданням геометричної моделі CAD; це розрахункова модель (рис. 2.4, б);
- точність розрахунків визначається припущеннями фізичної моделі і щільністю сітки.



*a*



*б*

Рисунок 2.4 – Балка прольотом 12 м:

*a* – CAD – геометрична модель; *б* – CAE – скінченно-елементна модель.

Розв'язок задачі проходить через декілька етапів.

1. Основні допущення:

- вибір кількості степенів свободи в системі( шість степенів);
- вибір контактної моделі;
- вибір типу елементів.

2. Препроцесінг:

– побудова геометричної моделі. Також вона може бути експортована з будь-якої CAD-системи;

– вибір матеріалу об'єкта і зазначення всіх його необхідних властивостей;

– генерація сітки;

– навантаження і закріплення конструкції;

– вибір розрахункових параметрів;

3. Розрахунок.
4. Аналіз:
  - перегляд результатів. В результаті розв'язку формується файл результатів;
  - перевірка достовірності рішення. Всі фізичні величини представлені в графічному вікні у вигляді картинок, таблиць, графіків, анімацій.

Розв'язання задачі при напружено-деформованих станах включає наступні основні кроки конструкційного аналізу:

- 1) транслювати геометричну модель з CAD системи;
- 2) задати властивості матеріалів;
- 3) згенерувати сітку;
- 4) закріпити модель;
- 5) прикласти навантаження;
- 6) задати список розрахункових результатів і провести розрахунок;
- 7) візуалізація результатів розрахунків;

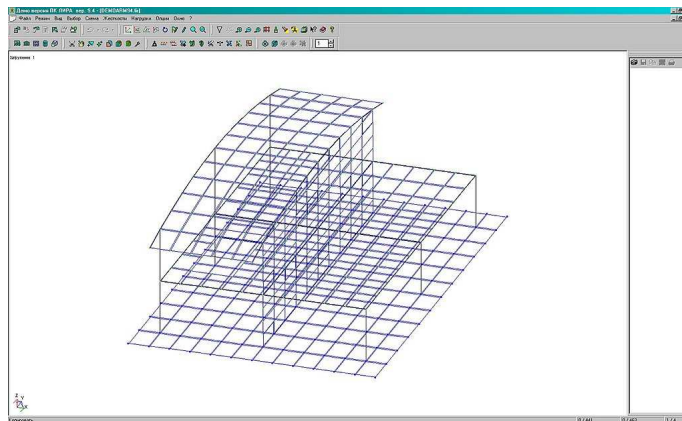


Рисунок 2.5 – Робоче вікно ПК ЛІРА

У ПК «ЛІРА» на самому початку розв'язку задачі вибирається ступінь вільності системи, після чого програма вставляє в схему проекту відповідний блок, який містить всі необхідні етапи виконання аналізу. На (рис. 2.5) показаний робочий стіл програми, який використовується для процесу моделювання та аналізу. Геометричні параметри та фізико-механічні властивості матеріалу балки приймемо аналогічними до розділу 2.2 цієї роботи.

## **2.5 Висновки до розділу 2**

1. Проаналізовано методичні аспекти дослідження НДС в елементах металевих прогінних балках з використанням сучасних обчислювальних засобів і програмних комплексів.

2. Вибрано конструкцію металевої прогінної балки для дослідження і розроблено для неї фізичну модель з дотриманням вимог класичних положень теорії подібності.

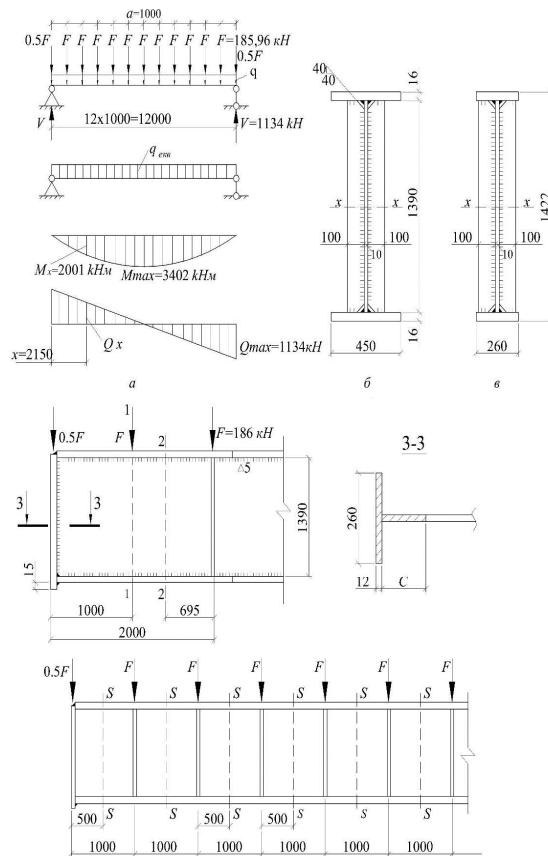
3. Запропоновано методику комп'ютерного моделюючого експерименту на основі методу скінчених елементів для дослідження НДС металевої прогінної балки змінного поперечного перерізу.

# РОЗДІЛ 3

## РОЗПОДІЛ НАПРУЖЕНЬ В МЕТАЛЕВІЙ ПРОГІННІЙ БАЛЦІ ЗМІННОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ

### 3.1 НДС в елементах металевої прогінної балки при статичних навантаженнях

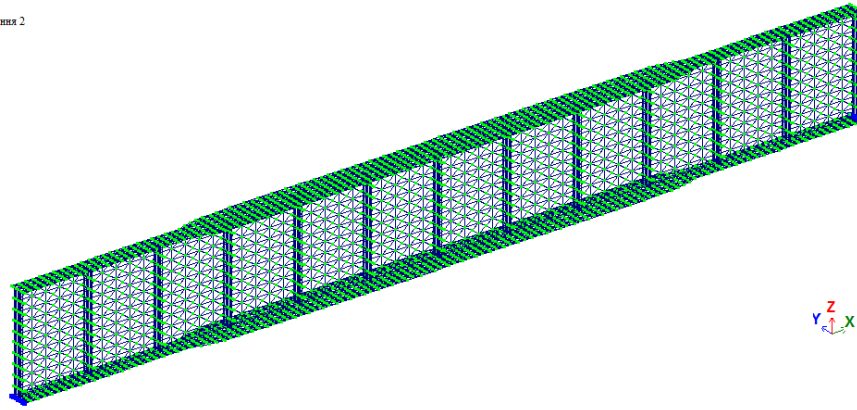
В програмному пакеті «ЛІРА» виконано комп'ютерний моделюючий експеримент, який передбачає виявлення показників напружено-деформівного стану моделі металевої прогінної балки із змінним поперечним перерізом. Геометричні параметри балки наведено на рис. 3.1,а. Визначальною особливістю є виконання зміни поперечного перерізу шляхом зменшення ширини полиць двутавра на відстані 2.4 м (0,2L) від кожної опори (рис. 3.1, а).



a)



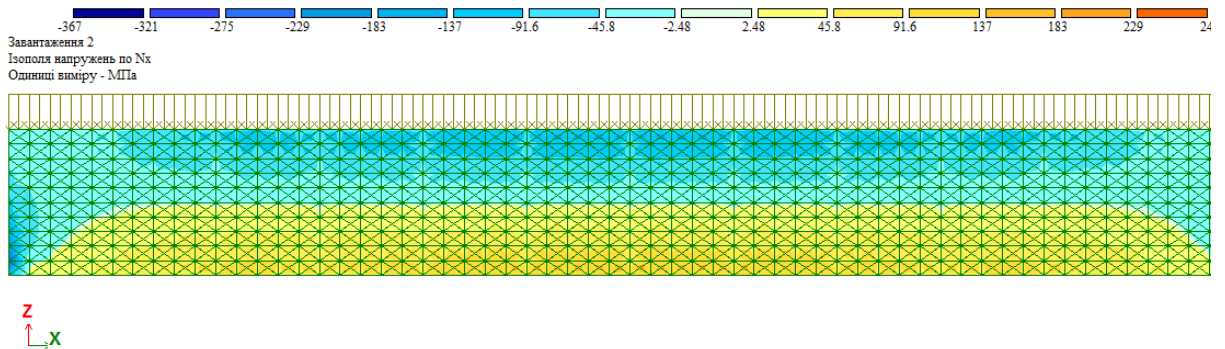
Завантаження 2



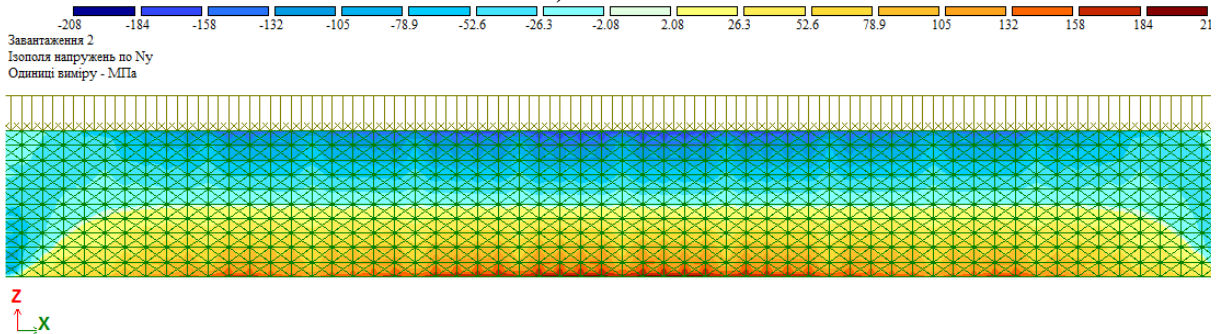
б)

Рисунок 3.1 – Металева прогінна балка: а) геометрична модель; б) СAE – скінчено-елементна сіткова модель.

За результатами виконання комп'ютерного моделюючого експерименту отримано величини та розподіл нормальних (рис. 3.2) і дотичних напружень (рис.3.3) в металевій прогінній балці при дії статичних навантажень.



а)



б)

Рисунок 3.2 – Розподіл нормальних напружень по осі x(а) та y(б)

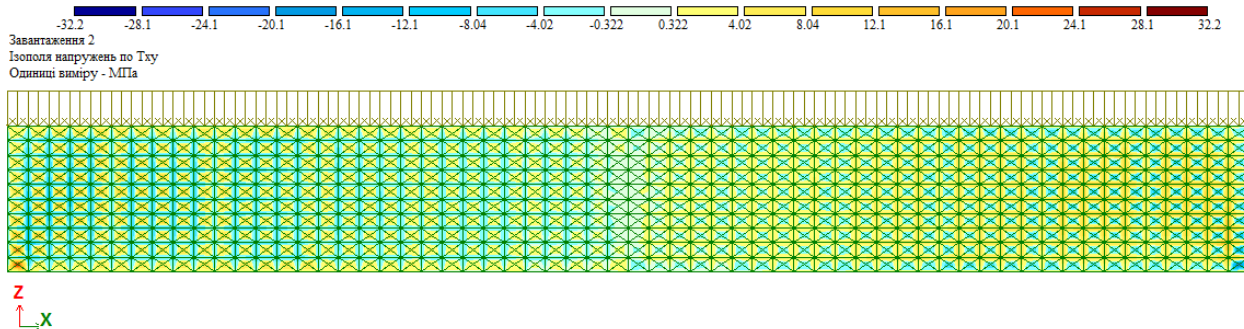


Рисунок 3.3 – Розподіл дотичних напружень

За вищенаведеними розподілами очевидним є те, що конструкція металевої прогінної балки є недовантаженою.

Фактичні значення нормальних напружень в середині прольоту металевої прогінної балки наведено на (рис. 3.4).

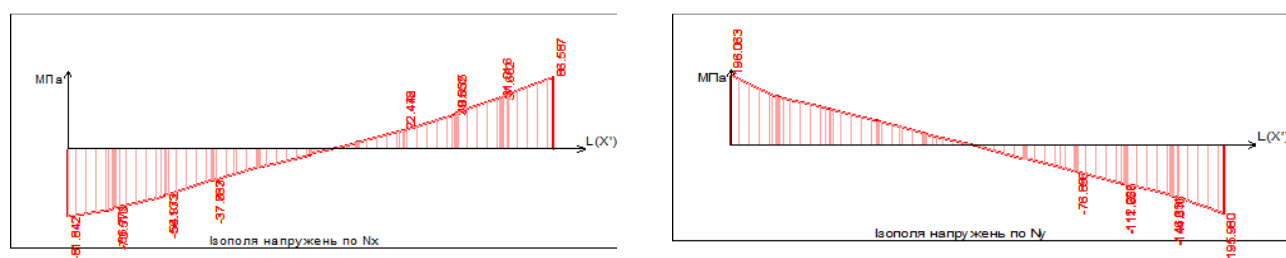
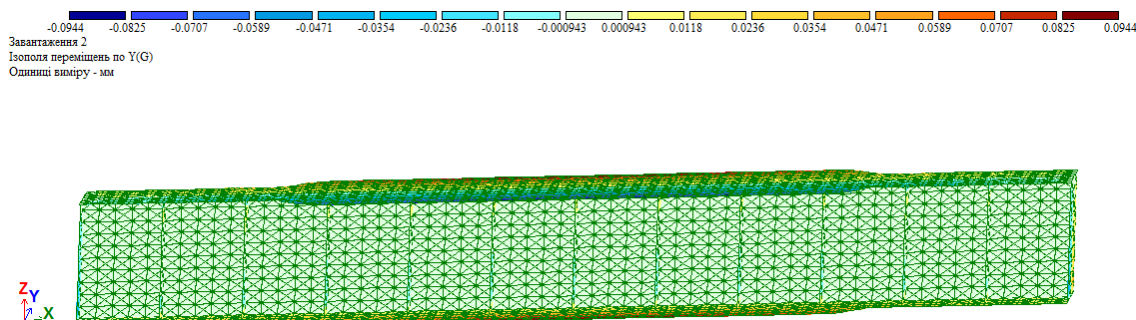


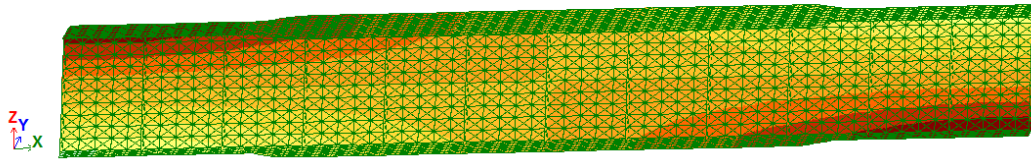
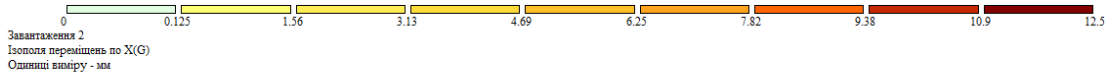
Рисунок 3.4 – Розподіл напружень в середині прольоту металевої балки

Отримані чисельні значення нормальних напружень в елементах металевої прогінної балки вказують на значний рівень недовантаження матеріалу балки. Так, при межі міцності в 260 МПа, фактичний максимальний рівень напружень 196,1 МПа.

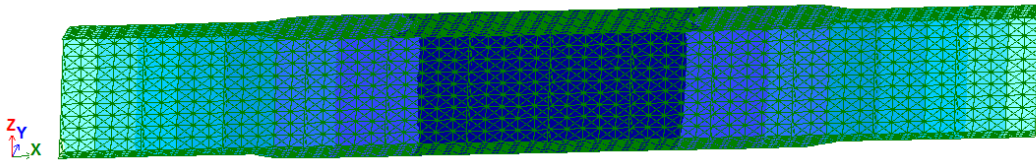
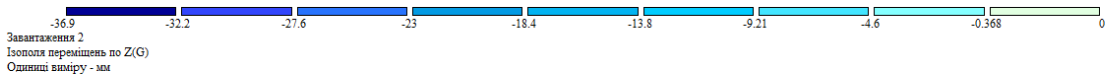
Визначено прогини металевої балки при дії статичних навантажень (рис. 3.5). За результатами візуалізації виявлено, що найбільші значення прогинів виникають в середині прольоту балки.



a)



б)



в)

Рисунок 3.5 – Ізополя деформування металевої прогінної балки:

- а) ізополя переміщень по осі y;
- б) ізополя переміщень по осі x;
- в) ізополя переміщень по осі z;

Прогини металевої прогінної балки є характерними для даного типу конструкцій та не перевищують  $1/200L$ .

### 3.2 Висновок до розділу 3

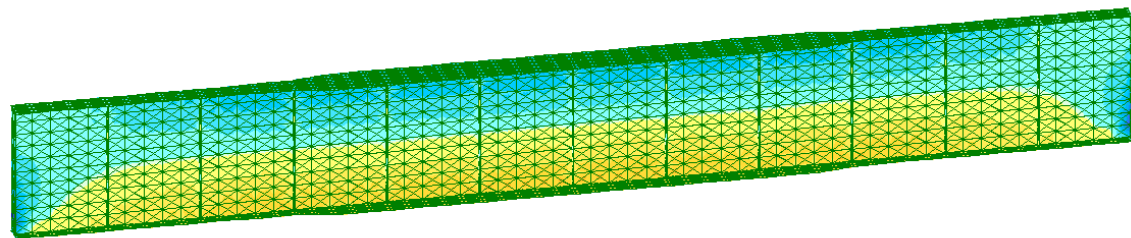
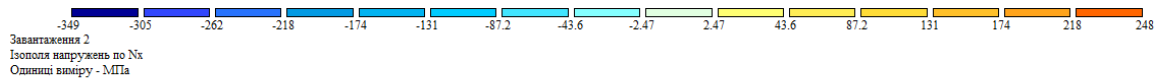
За скінченно-елементного розрахунку отримано величини та розподіл напружень у металевій прогінній балці за умов статичних навантажень. Виявлено, що локалізація та величини напружень в елементах металевої балки зумовлені статичним навантаженням, вказують на недонапруження. Запропоновано збільшити відстань зміни поперечного перерізу, що дає можливість збільшити напруження і за рахунок цього підвищити економічність металевої балки за умов статичних навантажень.

## РОЗДІЛ 4 СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

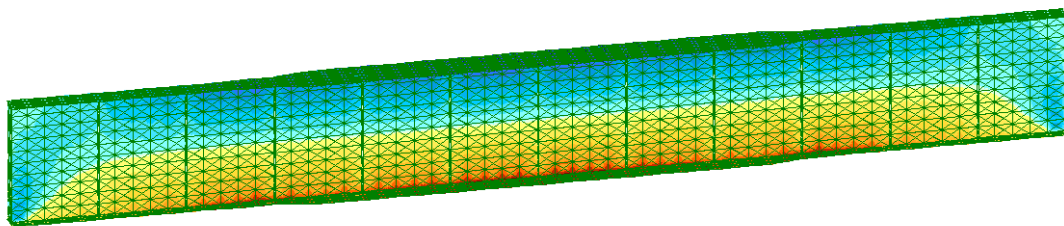
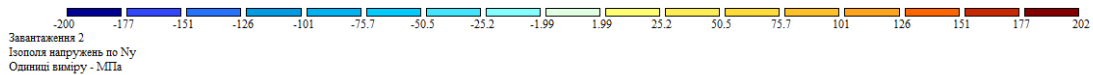
### 4.1 Аналіз НДС в балці із зміненою конфігурацією

Враховуючи прийняту для досліджень конфігурацію металевої прогінної балки доцільним є зміна геометрії балки для ефективнішого використання матеріалу.

За вищенаведеною методикою визначимо НДС металевої балки при зменшенні ширини полиць двутавра на відстані  $3.0 \text{ м}(0,25L)$  від кожної опори



а)



б)

Рисунок 4.1 – Розподіл нормальних напружень по осі x(а) та y(б)

Очевидним є незмінний характер розподілу напружень, у порівнянні з попередньою конфігурацією балки. Так, локалізація нормальних напружень особливо спостерігається в середині прольоту балки.

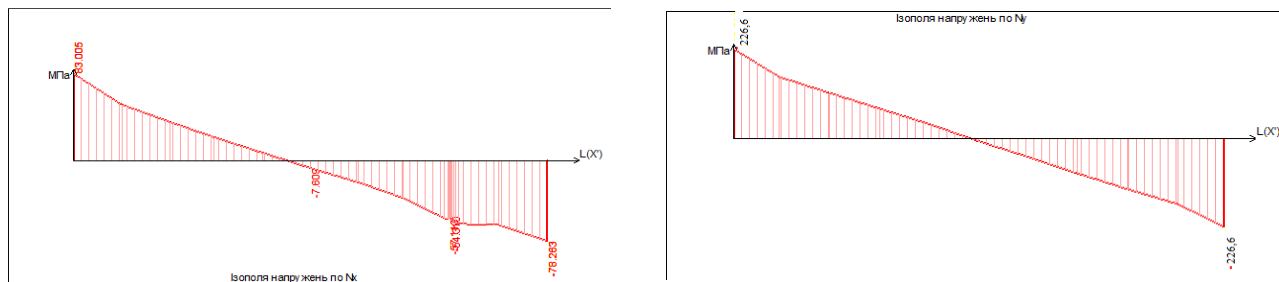
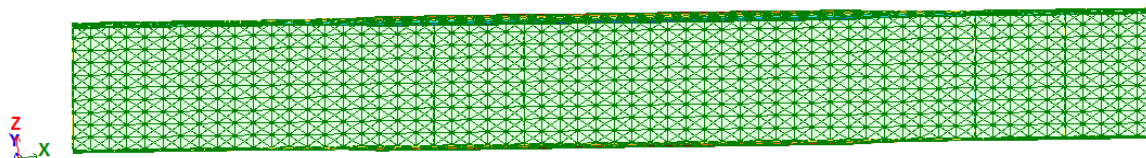
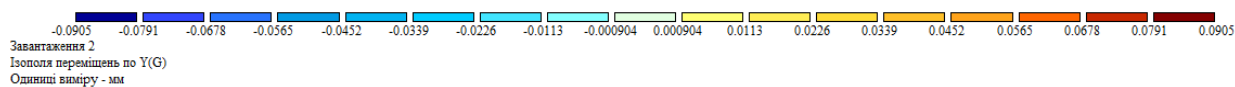
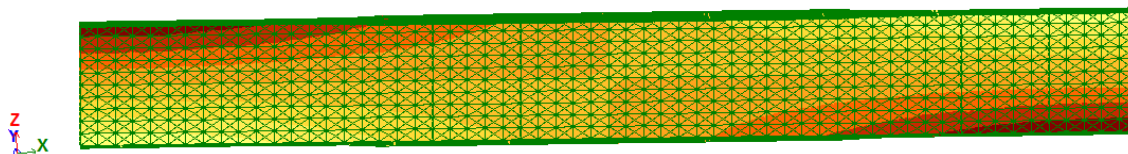
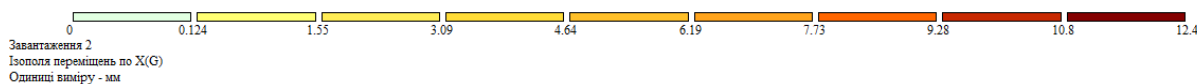


Рисунок 4.2 – Розподіл напружень в середині прольоту металевої балки

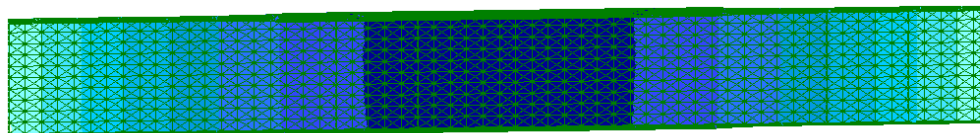
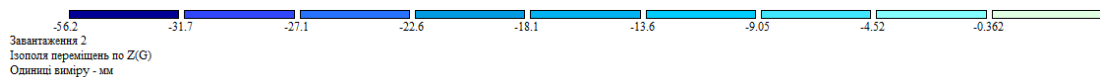
Збільшення відстані зменшення перерізу до  $0,25L$  вплинуло на величину нормальних напружень. Так, значення максимальних нормальних напружень становить 226,6 МПа при межі міцності 260 МПа.



а)



б)



в)

Рисунок 4.3 – Ізополя деформування металевої прогінної балки:

- а) ізополя переміщень по осі y;
- б) ізополя переміщень по осі x;
- в) ізополя переміщень по осі z;

Така ж ситуація склалась і з прогинами. Величина прогинів становить 56,2 мм. Тому збільшення відстані зміни поперечного перерізу недоцільне через подальше порушення умов II граничного стану.

#### **4.2 Висновки до розділу 4**

Порівнявши конструкції двох металевих прогінних балок із різними відстанями зміни поперечного перерізу, можна зробити висновок, що кращу роботу матеріалу за незмінної несучої здатності та довговічності при статичних навантаженнях має варіант, де зміну поперечного перерізу виконують на відстані  $0,25L$ .

## РОЗДІЛ 5

### ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ

#### 5.1 Економічна оцінка проектних будівельних рішень

Одним із завдань техніко-економічного обґрунтування дипломної роботи є визначення величини економічного ефекту від використання основних і додаткових результатів, отриманих при вирішенні поставленого технічного завдання.

Одним із принципів проектування будівельних конструкцій є економічне пояснення прийнятих рішень. В цей же час металеві конструкції повинні бути міцними і довговічними. Вирішення таких питань можна здійснити порівнянням варіантів і вибором найбільш оптимального за заданим економічним критерієм [75]. Для металевих конструкцій розглядаються наступні критерії:

- критерії металомісткості;
- критерії собівартості.

По відношенню до будівель та споруд зручним для обґрунтування є критерій витрат металу на одиницю площі чи об'єму ( $кг/м^2$ ,  $кг/м^3$ ).

Критерій вартості при оцінюванні конструкцій можна використовувати у вигляді окремих частин, наприклад вартість проектування, або у вигляді комплексного показника – вартість «у виконанні», який враховує всі складові частини вартості [76].

#### 5.2 Витрати на виготовлення балок при різній відстані зміні поперечного перерізу

Для виготовлення металевої прогінної балки прольотом 12м з прокатної сталі необхідні такі елементи:

- листовий прокат товщиною 16 мм;

- листовий прокат 10 мм;

Розрахуємо вартість матеріалів I варіанту, де виконується зміна поперечного перерізу на відстані  $0,2L$  від опор.

Вартість листового прокату товщиною 16 мм складе:

$$C_{a..1} = G_1 \cdot C_{e.1} = 4,144 \cdot 26,464 = 109.65 \text{ тис.грн.},$$

де  $C_{e.1}$  - вартість 1 т листового прокату товщиною 16мм,  $C_{e.1} = 26464.73$  грн.  
[76].

Вартість листового прокату товщиною 10 мм складе:

$$C_{a..2} = G_2 \cdot C_{e.2} = 5.630 \cdot 29,275 = 164.82 \text{ тис. грн.},$$

де  $C_{e.2}$  - вартість 1 т листового прокату товщиною 10мм,  $C_{e.2} = 29275.67$  грн.  
[77].

Розрахуємо вартість матеріалів II варіанту, де виконується зміна поперечного перерізу на відстані  $0,25L$  від опор.

Вартість листового прокату товщиною 16 мм складе:

$$C_{a..1} = G_1 \cdot C_{e.1} = 3,956 \cdot 26,464 = 104.7 \text{ тис.грн.},$$

де  $C_{e.1}$  - вартість 1 т листового прокату товщиною 16мм,  $C_{e.1} = 26464.73$  грн.  
[76].

Вартість листового прокату товщиною 10 мм складе:

$$C_{a..2} = G_2 \cdot C_{e.2} = 5.630 \cdot 29,275 = 164.82 \text{ тис. грн.},$$

де  $C_{e.2}$  - вартість 1 т листового прокату товщиною 10мм,  $C_{e.2} = 29275.67$  грн.  
[77].

Вартість порізки та зварювання металевих елементів прогінної балки в обох випадках не враховуватимемо, оскільки довжини зварних швів та кількість елементів різання буде незмінною

Порівняння вартості двох варіантів конструкції металевої прогінної балки з листового прокату наведено в табл. 5.1.



Таблиця 5.1 – Порівняння варіантів конструкції металевої прогінної балки

Складові порівняння	Варіанти	
	I	II
К-сть конструктивних частин, шт	29	29
Загальна вага, кг	9774	9586
Вартість, тис грн.	274.47	269,52

### 5.3 Висновки до розділу 5

Виконавши порівняння двох конструктивних варіантів металевих прогінних балок, можна зробити висновок що II варіант виконання зменшує вартість конструкції на 1,8% при забезпеченні несучої здатності, в порівнянні з I варіантом

## РОЗДІЛ 6

# ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

## 6.1 Охорона праці

### 6.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві

З метою забезпечення сприятливих для здоров'я умов праці, високого рівня працездатності, профілактики травматизму і професійних захворювань, отруєнь та відвернення іншої можливої шкоди для здоров'я на підприємствах, в установах і організаціях різних форм власності повинні встановлюватися єдині санітарно-гігієнічні вимоги до організації виробничих процесів, пов'язаних з діяльністю людей, а також до якості машин, обладнання, будівель та інших об'єктів, які можуть мати шкідливий вплив на здоров'я. Всі державні стандарти, технічні умови і промислові зразки обов'язково погоджуються з органами охорони здоров'я в порядку, встановленому законодавством. Власники і керівники підприємств, установ та організацій зобов'язані забезпечити в їхній діяльності виконання правил техніки безпеки, виробничої санітарії та інших вимог щодо охорони здоров'я, передбачених законодавством, не допускати шкідливого впливу на здоров'я людей (ст. 28 Основ законодавства України про охорону здоров'я).

Власник зобов'язаний створити в кожному структурному підрозділі й на робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативних актів, а також забезпечити дотримання прав працівників, гарантованих чинним законодавством.

Типове положення про службу охорони праці затверджене наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 15 листопада 2004 р. № 255. Служба охорони праці створюється на підприємствах з кількістю працюючих 50 і більше осіб. На підприємстві з кількістю працюючих менше 50 осіб функції служби охорони праці можуть виконувати у порядку сумісництва (суміщення) особи, які мають відповідну підготовку. На підприємстві з кількістю працюючих менше 20 осіб для виконання функцій служби охорони праці можуть залучатися сторонні спеціалісти на договірних

засадах, які мають виробничий стаж роботи не менше трьох років і пройшли навчання з охорони праці. Служба охорони праці підпорядковується безпосередньо роботодавцю. Ліквідація служби охорони праці допускається тільки у разі ліквідації підприємства чи припинення використання найманої праці фізичною особою.[80]

У разі відсутності впровадженої системи якості відповідно до ISO 9001, опрацювання ефективної системи управління охороною праці на підприємстві та сприяння удосконаленню діяльності у цьому напрямку кожного структурного підрозділу і кожного працівника; забезпечення фахової підтримки рішень роботодавця з цих питань; організація проведення профілактичних заходів, спрямованих на усунення шкідливих і небезпечних виробничих факторів, запобігання нещасним випадкам на виробництві, професійним захворюванням та іншим випадкам загрози життю або здоров'ю працівників; вивчення та сприяння впровадженню у виробництво досягнень науки і техніки, прогресивних і безпечних технологій, сучасних засобів колективного та індивідуального захисту працівників; контроль за дотриманням працівниками вимог законів та інших нормативно-правових актів з охорони праці, положень (у разі наявності) галузевої угоди, розділу "Охорона праці", колективного договору та актів з охорони праці, що діють у межах підприємства; інформування та надання роз'яснень працівникам підприємства з питань охорони праці.

### **6.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу металевих конструкцій.**

Під час монтажу будівельних конструкцій, крім погодженого і затвердженого у встановленому порядку ПВР, необхідно виконувати вимоги дійсного документа, ДБН "Техніка безпеки в будівництві", ДНАОП 0.00-1.03-93 "Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів, а також інших державних і відомчих нормативних актів і документів з урахуванням змін, які публікуються у журналі "Охорона праці"

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами слід вважати:

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;
- втрату стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних майданчиків;
- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;
- недостатню освітленість робочої зони;
- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;
- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;
- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;
- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;
- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;
- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;
- використання порохового монтажного інструмента.

Попередження чи зниження впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів, повинно забезпечуватися при:

- пересуванні і роботі машин, механізмів і літальних апаратів - шляхом позначення знаками безпеки небезпечних зон, інженерної підготовки шляхів їх переміщення, а також дотримання правил безпечної їх експлуатації;

- переміщенні конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також при втраті стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних конструкцій - шляхом дотримання технології виконання робіт, а також прийняття в необхідних випадках інженерно-технічних рішень, що забезпечують несучу здатність цих конструктивних елементів;
- розташуванні робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень, використання прогресивних засобів підмашування: автомобільних гідравлічних підйомників (АГП), телескопічних підйомників, колисок, навішених на гак вантажопідіймальних кранів, і т.д., а також застосуванням страхувальних пристроїв і пристосувань;
- недостатній освітленості робочої зони - забезпеченням освітленості площадок складування, будмайданчиків, монтажних площадок і робочих місць за спеціально розробленим проектом відповідно до ГОСТ 12.1.046-85 "Норми освітлення будівельних майданчиків";
- дії вітру на вантажопідіймальні механізми, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції (ферми, колони і ін.), частини будинків і споруд - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень на підставі перевірочних розрахунків на вітрові навантаження: для вантажів, що піднімаються кранами, відповідно до вимог ГОСТ "Крани вантажопідіймальні. Навантаження "вітрове" і для окремо змонтованих конструкцій, частин будинків і споруд відповідно до розділу 6 ДБН "Навантаження і впливи", з урахуванням вітрової пульсаційної складової;
- фізичних перевантаженнях - шляхом максимальної механізації ручної праці і дотримання допустимих норм навантажень при підйомі і переміщенні одиночних вантажів вручну, які не повинні перевищувати для жінок 10 кг при сумісництві з іншою роботою і 7 кг постійно на протязі робочої зміни; для чоловіків - максимум 50 кг;
- підвищеній чи зниженій температурі повітря робочої зони - використанням спецодягу, а також дотриманням тривалості робочого дня і перерв у роботі відповідно до діючих нормативних документів;

- дії електричного струму (у всіх його проявах) на організм людини - дотриманням вимог ГОСТ 12.1.013-78 "Електробезпека. Загальні вимоги", ПУЕ, ПТЕ і ПТБ;
- впливі підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань, а також газів і аерозолів, що утворюються при виконанні зварювальних роботах і роботах, що їх супроводжують, - дотриманням вимог ГОСТ 12.3.003-86 "Роботи електрозварювальні. Вимоги безпеки", а також нормативних актів і документів, що діють в країні;
- токсичному і дратівному впливі лакофарбових матеріалів і пари від них - з урахуванням ГОСТ 12.3.016-87 "Роботи антикорозійні. Вимоги безпеки" і ГОСТ 12.1.005-76 "Повітря робочої зони. Загальні санітарно-гігієнічні вимоги";. [82...83]

### **6.1.3 Висновки до підрозділу 6.1**

Дотримання вимог, перелічених у даному розділі, забезпечить безпечні умови праці, позбавить травматизму, профзахворювань та виникнення небезпечних факторів, аварій. Покращаться умови праці та виробниче середовище.

У разі порушення норм і правил охорони праці, невиконання колективного договору, наказів роботодавця або розпоряджень органів нагляду за станом охорони праці, внаслідок чого трапилися нещасні випадки, виникли професійні захворювання або інші важкі наслідки настає кримінальна відповідальність.

При виконанні будівельних робіт порушення нормативних і правових актів, а також правил експлуатації будівельних механізмів, якщо це завдало шкоди здоров'ю людей або могло спричинити людські жертви та інші тяжкі наслідки карається позбавленням волі на строк до одного року або виправними роботами на той самий термін, або грошовим стягненням до 20 мінімальних неоподаткованих розмірів заробітної плати.

## **6.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **6.2.1 Оцінка стійкості об'єкту (цеху) до впливу ударної хвилі ядерного (техногенного) вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.**

Шляхи та методи підвищення стійкості функціонування об'єкту (цеху) в умовах надзвичайної ситуації в мирний та воєнний час, доволі різноманітні і визначаються конкретними специфічними особливостями кожного окремого підприємства.

Вибір найбільш ефективних (в тому числі і з економічної точки зору) шляхів і способів підвищення стійкості функціонування об'єкту, можливий тільки на основі всебічної ретельної оцінки кожного підприємства, як об'єкту громадянської оборони.

За критерій стійкості об'єктів до впливу ударної хвилі ,беруть максимальне значення надлишкового тиску, при якому будинки, споруди й устаткування зберігаються, або одержують слабкі руйнування (ушкодження). При оцінці стійкості визначають наступне:

- максимальний можливий надлишковий тиск ударної хвилі  $\Delta P_{\text{Фmax}}$  очікуване на об'єкті;
- виділяють основні елементи на об'єкті, від яких залежить його працездатність;
- визначають надлишковий тиск, при яких будинки, споруди, устаткування одержують слабкі, середні, сильні і повні руйнування;
- визначають межі стійкості кожного виділеного елемента до ударної хвилі щодо надлишковому тиску  $\Delta P_{\text{Фlim}}$ , при якому елементи одержують слабкі руйнування;
- визначають межі стійкості об'єкту в цілому до ударної хвилі по мінімальній межі стійкості його складових елементів.

Все це буде залежати від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції й розмірів елементів об'єкта, орієнтації відносно вибуху, розміщення будівель і споруд, рельєфу місцевості, характеру аварії, сили землетрусу чи бурі.

Врахувати їх разом для кожного об'єкта неможливо. Тому опір конструкцій дії вибухової хвилі прийнято характеризувати надмірним тиском у фронті ударної хвилі який призводить до слабких, середніх і сильних руйнувань.

Послідовність проведення оцінювання:

- визначення максимального надмірного тиску ударної хвилі, сейсмічної хвилі чи сили бурі, яка очікується на об'єкті;
- виділення основних елементів на об'єкті (тваринницькі ферми, склади, майстерні, комбикормовий цех, цехи переробки та ін.), від яких залежатиме функціонування об'єкта і виробництво продукції;
- оцінка стійкості кожного елемента об'єкта;
- порівняння розрахованої межі стійкості об'єкта з очікуваним максимальним надмірним тиском ударної хвилі сейсмічної хвилі чи сили бурі.
- визначення ступеня можливих руйнувань за таблицею результатів оцінки для елементів об'єкта при можливому і максимальному значенні надмірного тиску, тиску сейсмічної хвилі чи сили бурі і можливі при цьому втрати (відсотки).

На основі результатів оцінки стійкості об'єкта роблять висновки і пропозиції по кожному елементу і об'єкту в цілому: межа стійкості об'єкта, найбільш вразливі його елементи, характер і ступінь руйнувань при максимальному надмірному тиску, сильному землетрусі і урагані, можливі збитки; межа доцільного підвищення стійкості найбільш вразливих елементів об'єкта і пропозиції (заходи) для підвищення межі стійкості об'єкта.

Такими заходами можуть бути:

- укріплення несучих конструкцій та перекрить будівель установкою додаткових колон, ферм, контрфорсів або підкосів;



- розміщення обладнання на нижніх поверхах будівель або в підвалах, надійне закріплення на фундаменті.

### **6.2.2 Організація і проведення досліджень з оцінки стійкості об'єкту (цеху, агрегата і т.п.) в НС. Розробка заходів щодо підвищення стійкості промислового об'єкту**

Оцінювання стійкості роботи об'єкту – це всебічне вивчення підприємства з погляду здатності його протистояти впливу вражаючих факторів ядерного вибуху, відновлення виробництва при одержанні середніх і слабких руйнувань.

Мета дослідження складається в тому, щоб виявити уразливі місця в роботі об'єкту у воєнний час і виробити найбільш ефективні пропозиції і рекомендації, спрямовані на підвищення його стійкості. Надалі ці рекомендації включаються в план заходів щодо підвищення стійкості роботи об'єкту, що і реалізується.

Дослідження стійкості підприємств проводиться силами інженерно-технічного персоналу із залученням фахівців науково-дослідних і проектних організацій, пов'язаних із даним підприємством. Організатором і керівником дослідження є керівник підприємства – начальник ЦО об'єкту.

Весь процес планування і проведення дослідження можна розділити на три етапи: перший – підготовчий, другий – оцінка стійкості роботи об'єкту в умовах воєнного часу, третій – розробка заходів, що підвищують стійкість роботи об'єкту.

На першому етапі розробляються керівні документи, визначається склад учасників дослідження й організується їхня підготовка.

Основними документами для організації дослідження стійкості роботи об'єкту є: наказ керівника підприємства; календарний план основних заходів щодо підготовки до проведення дослідження; план проведення дослідження.

Наказ директора підприємства (керівника дослідження) розробляється на підставі вказівок старшого начальника з урахуванням особливостей і конкретних умов, пов'язаних із виробничою діяльністю об'єкту. У наказі вказуються: мета і задачі майбутнього дослідження, час проведення робіт, склад учасників і задачі дослідницьких груп, терміни готовності звітної документації.

Календарний план підготовки до проведення дослідження визначає основні заходи і терміни їхнього проведення, відповідальних виконавців, сили і засоби, які беруть участь у поставлених задачах.

План проведення дослідження стійкості роботи об'єкту є основним документом, що визначає зміст роботи керівника дослідження і дослідницьких груп головних фахівців. У плані вказуються: тема, мета і тривалість дослідження, склад слідчих груп і зміст їхньої роботи, порядок дослідження. Тривалість дослідження встановлюється в залежності від обсягу робіт і підготовленості учасників, залучених до виконання задач, і може складати два – три місяці.

Залежно від складу основних виробничо-технічних служб на об'єкті можуть створюватися такі дослідницькі групи:

- начальника відділу капітального будівництва;
- головного енергетика;
- головного технолога;
- головного механіка;
- відділу матеріально-технічного постачання та ін.

Крім того, створюється група штабу ЦО об'єкту, в яку входять начальники служб оповіщення і зв'язку, протирадіаційного і протихімічного захисту сховищ і ПРУ, медична, охорони суспільного порядку, матеріально-технічного постачання.

Для узагальнення отриманих результатів і подання загальних пропозицій створюється група керівника дослідження на чолі з головним інженером чи начальником виробничого відділу. Чисельність дослідницьких груп залежить

від обсягу розв'язуваних задач, специфіки виробництва і може складати 5 – 10 чоловік.

Підвищення стійкості об'єкта досягається посиленням найбільш слабких (вражаючих) елементів і ділянок об'єкту. Для цього на кожному ОНГ завчасно на основі досліджень планують і проводять відповідні організаційні й інженерно-технічні заходи. Досягнення науки і техніки дозволяють реалізувати такі рішення, при яких підприємство буде стійке до впливу дуже значних надлишкових тисків, однак це пов'язано з великими витратами засобів і матеріалів і може бути виправдано лише при захисті унікальних, особливо важливих елементів об'єкту. Заходи будуть економічно обгрунтовані, якщо вони максимально узгоджені із завданнями, які розв'язуються в мирний час для забезпечення безаварійної роботи, поліпшення умов праці, удосконалювання виробничого процесу. Особливо велике значення має розробка інженерно-технічних заходів при новому будівництві у процесі проектування.

### **6.2.3 Висновки до підрозділу 6.2**

Будівельна галузь як структурна ланка сучасної економіки України характеризується комплексом чинників, які зумовлюють колективну і індивідуальну безпеку людей як на етапі спорудження об'єктів будівництва, так і на етапі їх експлуатації. Визначальним чинником для дотримання необхідних умов безпеки є Державні будівельні норми, які охоплюють вимоги до конструкцій, матеріалів, технології спорудження будівельної продукції. Поряд з цим в країні існує мережа контролюючих інстанцій, які призначені для вчасного попередження і виявлення відхилень, які можуть негативно вплинути на експлуатаційні параметри будівель і споруд, стати причиною аварії, зумовити матеріальні витрати і людські жертви. Дотримання встановлених вимог з безпеки життєдіяльності є одним з вузлових питань будівельної галузі.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. За результатами аналізу літератури виявлено, що існуючі аналітичні способи розрахунку збільшують матеріаломісткість балок змінного поперечного перерізу, що негативно впливає на кінцеву вартість будівельних конструкцій. Найбільше це виражається в тому, що зміна поперечного перерізу відбувається надто близько до опор балок.
2. Аналітичним способом проведено розрахунок металевої балки із змінним перерізом довжиною 12м. Встановлено, що при зміні поперечного перерізу на відстані  $0,2L$  від опор спостерігається значне недовантаження матеріалу балки.
3. Розроблено скінченно-елементну модель балки. Чисельним способом з використанням ПК «ЛІРА» проведено міцнісний розрахунок балки із змінним поперечним перерізом.
4. На основі чисельного розрахунку встановлено, що збільшення відстані зміни поперечного перерізу від опори з  $0,2L$  до  $0,25L$  знижує матеріаломісткість балки та в свою чергу зменшує вартість конструкції балки на 1,8%.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання 2-е, перероблене і доповнене / О.О. Нілов, О.В. Шимановський. – К.: Сталь, 2010. – 869 с.
2. Лобанов Л.М. Сварные строительные конструкции / Лобанов Л.М., Махненко В.И., Труфяков В.И. – К.: Наук. Думка, 2005. – 416 с.
3. Шимановский В.Н., Гарф Э.Ф., Пермяков В.А. и др. Сварные строительные конструкции: В 3-х томах. Т. 2. Типы конструкций / Л.М. Лобанов. – К.: ИЭС им Е.О. Патона, 1997. – 680 с.
4. Khdeir A. A. Thermal effects on the response of crossply laminated shallow shells. *Int. J. Solids and Struct.* –1992. – 29, No5. – P. 653-667.
5. Лобанов Л.М. Сварные строительные конструкции / Лобанов Л.М., Махненко В.И., Труфяков В.И. – К.: Наук. Думка, 2005. – 416 с.
6. Шимановский В.Н., Гарф Э.Ф., Пермяков В.А. и др. Сварные строительные конструкции: В 3-х томах. Т. 2. Типы конструкций / Л.М. Лобанов. – К.: ИЭС им Е.О. Патона, 1997. – 680 с.
7. Плотникова О.С. Определение надежности металлических конструкций в составе зданий и сооружений при ограниченной статистической информации о контролируемых параметрах: автореф. дис. на соискания науч. степени канд. тех. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / О.С. Плотникова. – Санкт-Петербург, 2008. – 21 с.
8. Муханов К.К. Металлические конструкции. Ученик для вузов. Изд 3-е, испр. и доп. / К.К. Муханов. – М.: Стройиздат, 1978. – 572 с.
9. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання 2-е,

перероблене і доповнене / О.О. Нілов, О.В. Шимановський. – К.: Сталь, 2010. – 869 с.

10. Горев В.В., Уваров Б.Ю., Филиппов В.В. и др. Металлические конструкции: В 3-х томах. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев. – М.: Высш. школа, 1997. – 527 с.

11. Горев В.В., Уваров Б.Ю., Филиппов В.В. и др. Металлические конструкции: В 3-х томах. Т. 2. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев. – М.: Высш. школа, 1997. – 528 с.

12. Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С., Кошутин Б.Н., Уваров Б.Ю. и др. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников, Б.Н. Кошутин, Б.Ю. Уваров и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.

13. Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатьева В.С. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин. – М.: центр «Академия», 2008. – 688 с.

14. Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкций / А.Я. Недосека. – К.: ИНДПРОМ, 2001. – 815 с.

15. Межгосударственный стандарт ГОСТ 23118-99 «Конструкции стальные строительные. Общие технические условия». – М.: МНТКС, 1998. – 25 с.

16. Куркин С.А., Ховов В.М., Рыбачук А.М. Технология, механизация и автоматизация производства сварных конструкций // Атлас / С.А. Куркин, В.М. Ховов, А.М. Рыбачук. – М.: Машиностроение, 1989. – 335 с.

17. F. Hart, W. Henn, H. Sontag «Stahl bau atlas»: Institut für Internationale Architektur-Dokumentation. München, 1994. — 399 p.

18. Лащенко М.Н. Аварии металлических конструкций зданий и сооружений / М.Н. Лащенко. – Л.: Стройиздат, 1969. – 184 с.

19. Беляев Б.И., Корниенко В.С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения / Б.И. Беляев, В.С. Корниенко. – М.: Стройиздат, 1968. – 209 с.

20. Корх О.О. Використання методу граничних інтегральних рівнянь для знаходження напружено-деформованого стану вузла сталеві конструкції / О.О. Корх // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр.— Рівне, 2005.— Вип.12.— С. 175–180.

21. Урахування дійсної роботи при оцінюванні надійності жорстких вузлів рамних каркасів / С.Ф. Пічугін, О.О. Корх, П.О. Хоружий, В.П. Чичулін // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво).— ПолтНТУ, 2005.— Вип.17.— С. 133–137.

22. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / Ф.Є. Клименко: Підручник. – 2-е вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.: 320 іл.

23. Пічугін С.Ф. Визначення напружено-деформованого стану вузла сталеві рамної конструкції / С.Ф. Пічугін, О.О. Корх // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр.— Одесса, 2006.— Ч.1.— С. 147–152.

24. Ребров И.С. Уселение стержневых металлических конструкций: Проектирование и расчет / И.С. Ребров. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1988. – 288 с.

25. Chen L.-W. ,Chen L.-Y. .Thermal deformation and stress analysis of composite laminated plates by finite element method. .Comput. and Struct. – 1990. – 35, No 1. – p.41.

26. Миронов А.Н. Методологические основы для проведения экспериментальных испытаний на выносливость узлов решетчатых конструкций с применением ГСП и ШПД // Вісник ДонДАБА. – Вип. 2002 – 2(33). “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”. – С. 92-96.

27. Zhang Peizhong, Burger Christian P., Miskioglu Ibrahim .A photoelastic determination of stress-intensity factors under thermal stresses. Int.J.Fract. –1990. – 44, №2. – P. 145-154.

28. Theoretical stress concentration factors for joints with H-beams and RHS-members. Modern Building Materials, Structures and Techniques. International 8th

conference, Vilnius, Lithuania, May 19-21, 2004.

29. Державні будівельні норми. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст] : ДБН 362\_92. – Введ. 1992\_07\_01. – К. : Укрархбудінформ, 1995. – 46 с.

30. Tohr I. Deformation and critical loads of steel beams under fire exposure conditions. – Stockholm –1973 – 123 p.

31. Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатъева В.С. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин. – М.: центр «Академия», 2008. – 688 с.

32. Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкций / А.Я. Недосека. – К.: ИНДПРОМ, 2001. – 815 с.

33. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.

34. Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С., Кошутин Б.Н., Уваров Б.Ю. и др. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников, Б.Н. Кошутин, Б.Ю. Уваров и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.

35. Гордеев В.Н., Лантух-Лашенко А.И., Пашинський В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н.Гордеев, А.И.Лантух-Лашенко, В.А.Пашинський, А.В.Перельмутер, С.Ф.Пичугин; Под общ. ред. А.В.Перельмутера. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2006. – 482 с.

36. Дрокин А.В. Оптимизация строительных конструкций, подверженных силовым и термическим воздействиям : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спеціальність ВАК 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.В. Дрокин, - Белгород, 2003. – 20 с.

37. Алпатов В.Ю. Оптимальное проектирование металлических структур: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спеціальність ВАК 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.В. Дрокин, -



Самара, 2002. – 23 с.

38. Алдушкин Р.В. Развитие и совершенствование рациональных методов усиления и регулирования усилий в металлических конструкциях балочного типа и фермах : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спеціальність ВАК 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Р.В. Алдушкин, - Орел, 2008. – 20 с.

39. European standard prEN 1993-1-9:2004. Eurocode 3: Design of steel structures. – Brussels: Central Secretariat, 2004.

40. Лобанов Л.М. Сварные строительные конструкции / Лобанов Л.М., Махненко В.И., Труфяков В.И. – К.: Наук. Думка, 2005. – 416 с.

41. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання 2-е, перероблене і доповнене / О.О. Нілов, О.В. Шимановський. – К.: Сталь, 2010. – 869 с.

42. Ліра (програмний комплекс) [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: [https://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%9B%D1%96%D1%80%D0%B0\\_\(%D0%BF%D1%80%D0%BE%D0%B3%D1%80%D0%B0%D0%BC%D0%BD%D0%B8%D0%B9\\_%D0%BA%D0%BE%D0%BC%D0%BF%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%81\)](https://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%9B%D1%96%D1%80%D0%B0_(%D0%BF%D1%80%D0%BE%D0%B3%D1%80%D0%B0%D0%BC%D0%BD%D0%B8%D0%B9_%D0%BA%D0%BE%D0%BC%D0%BF%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%81)).

43. Огородникова О.М. Введение в компьютерный конструкционный анализ: Учебно-методическое пособие. / О.М. Огородникова. – Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 2001. – 49 с.

44. Воробьев А.В., Фаизонов И.Н. Проектирование раскосной фермы // Вестник ПГТУ. Строительство и архитектура. – Пермь, 2012. – № 1. – С. 162-168.

45. Рейтман Г.И. Методы оптимального проектирования деформируемых тел (постановки и способы решения задач оптимизации параметров элементов конструкций) / Г.И. Рейтман, Г.С. Шапиро. – М.: Наука, 1976. – 258 с.

46. Родионов И.К. Сварочные технологии уселения стержней стальных ферм покрытий промышленных зданий: автореф. дис. на соискания науч. степени доктора. тех. наук: спец. 05.03.06 «Технологии и машины свар очного производства» 05.23.01 «Строительные конструкции» / И.К. Родионов. – Тольятти, 2007. – 36 с.

47. Бельський М.Р. Уселение металлических конструкций под нагрузкой / М.Р. Бельський. – К.: Будівельник, 1975. – 120 с.

48. Астреина Л.А., Балдесов В.В., Беклешов В.К., Зайченко Л.А. Техно-экономическое обоснование дипломних проектов / В.К. Беклишев. – М.: Высшая школа, 1991. – 177 с.

49. Прайс-лист ПМП «Рост» (станом на 31.03.2020). – Режим доступу: <http://www.rost.te.ua>.

50. СОУ МПП 03.080.10-333.1:2011. Ресурсні елементні кошторисні норми. Технічне обслуговування і ремонт устаткування та обладнання загального призначення. Частина 1. Зварювальні роботи та газове різання. – К.: Мінпромполітика України, 2011. – 67 с.

51. Закон України «Про охорону праці» // Відомості Верховної Ради України. – 1992 – № 49.

52. ВДОП 6.1.36-5.11-96. Інструкція з охорони праці під час виконання робіт з монтажу металевих і залізобетонних конструкцій. загальні вимоги безпеки. – К.: Укромонтажспецбуд, 1995. – 47 с.

53. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. – К.: Укрархбудінформ, 1995. – 46 с.

54. ДСТУ Б.В.1.1-4-98\*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. – К.: Держбуд України, 2005. – 22 с.

55. ДБН А.2.2-1-2003. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2004 – 83 с.

