

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
імені Володимира Даля

**КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА, УРБАНІСТИКИ ТА ПРОСТОРОВОГО ПЛАНУВАННЯ**

## **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

з дисципліни

«Будівельні конструкції»

Частина 2.

*(для здобувачів вищої освіти спеціальності  
G19 Будівництво та цивільна інженерія)*

*(Електронне видання)*

**ЗАТВЕРДЖЕНО**

на засіданні кафедри будівництва,  
урбаністики та просторового  
планування

Протокол №1 від 12.08.2025 р.

Київ 2025

УДК 624.014

Конспект лекцій з дисципліни «Будівельні конструкції». Частина 2. (для здобувачів вищої освіти спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія») /Уклад.: Білошицький М.В., Татарченко Г.О., Білошицька Н.І. – Київ: Вид-во СНУ ім. В. Даля, 2025. – 167с.

Методичне видання спрямоване на опанування здобувачами вищої освіти теоретичного матеріалу з дисципліни «Будівельні конструкції».

У конспекті лекцій наведено основні відомості про будівельні конструкції, основи розрахунку та принципи забезпечення їх надійності. Наведені методики розрахунку призначені для практичного застосування при проектуванні елементів сталевих конструкцій.

Набуті здобувачами вищої освіти знання та навички можуть бути використані при курсовому проектуванні та виконанні кваліфікаційної роботи бакалавра, а також у подальшій практичній діяльності у галузі будівництва та цивільної інженерії.

Наведені питання самоконтролю для перевірки засвоєння вивченого матеріалу та систематизації знань з дисципліни «Будівельні конструкції».

Конспект лекцій охоплює широкий спектр тем, вивчення яких є обов'язковим для фахівців зі спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія»: Принципи розрахунку за граничними станами та граничні деформації будівельних конструкцій, правила урахування навантажень і впливів, загальні відомості про металеві конструкції та будівельні сталі, робота та розрахунок елементів металевих конструкцій (колони, балки, ферми).

Укладачі: М.В. Білошицький – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Н.І. Білошицька – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Г.О. Татарченко – д.т.н., професор, завідувач кафедри БУПП

Рецензент: П.Є. Уваров – к.т.н., доцент кафедри БУПП

## ЗМІСТ

Вступ	5
<b>ТЕМА 8. ПРОЕКТУВАННЯ З'ЄДНАНЬ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ</b>	9
8.1. Загальні відомості та класифікація з'єднань металевих конструкцій	9
8.2. Зварні з'єднання	12
8.2.1. Види зварювання і матеріали для зварних з'єднань	12
8.2.2. Класифікація зварних швів та з'єднань	13
8.2.3. Робота та розрахунок з'єднань зі стиковими швами	14
8.2.4. Робота та розрахунок з'єднань з кутовими швами	16
8.3. З'єднання на болтах і заклепках	18
8.3.1. Загальні відомості та матеріали для болтових з'єднань	18
8.3.2. Основні конструктивні вимоги	22
8.3.3. Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг	25
8.3.4. Робота і розрахунок болтів підвищеної точності та заклепок на дію зсувних зусиль	26
8.3.5. Робота та розрахунок болтових з'єднань на високоміцних болтах	28
8.3.6. Розміщення болтів	29
Контрольні питання	30
<b>ТЕМА 9. МЕТАЛЕВІ БАЛКИ І БАЛКОВІ КОНСТРУКЦІЇ</b>	32
9.1. Балки та балкові конструкції. Загальна характеристика	32
9.2. Компонування балкових кліток	36
9.3. Настили	41
9.4. Основи розрахунку балок	44
9.5. Проектування балок складеного перерізу	67
9.6. Конструкції полегшених балок	73

Контрольні питання	81
<b>ТЕМА 10. МЕТАЛЕВІ КОЛОНИ</b>	<b>83</b>
10.1. Загальна характеристика	83
10.2. Колони та стрижні, що працюють на центральний стиск	86
10.2.1. Колони суцільного перерізу	87
10.2.2. Колони наскрізного перерізу	90
10.3. Колони та стрижні, що працюють на стиск із згином	93
Контрольні питання	97
<b>ТЕМА 11. ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ</b>	<b>98</b>
11.1. Загальна характеристика та класифікація ферм	98
11.2. Стійкість ферм	115
11.3. Розрахунок ферм	116
Контрольні питання	121
<b>ТЕМА 12. КОНСТРУКЦІЇ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ</b>	<b>123</b>
12.1. Загальна характеристика і класифікація виробничих будівель	123
12.2. Основи проектування виробничих будівель	126
12.3. Конструктивні схеми каркасів виробничих будівель	129
12.4. Основні несучі елементи каркасів	134
12.5. Конструкції покриття	143
12.6. Огороджувальні конструкції	150
12.7. Системи в'язей	154
12.8. Компонування каркасів виробничих будівель	160
Контрольні питання	164
<b>ЛІТЕРАТУРА</b>	<b>165</b>

## ВСТУП

Будівельні конструкції – це несучі конструкції промислових, цивільних будівель та інженерних споруд промислових підприємств. Розміри перерізів будівельних конструкцій визначаються розрахунками відповідно до діючих зусиль, даною обставиною будівельні конструкції відрізняються від архітектурних конструкцій. Розміри архітектурних конструкцій визначаються відповідно до архітектурних, теплотехнічних або спеціальних вимог. Будівельні конструкції повинні бути зручні в експлуатації будівель та мати високу надійність (міцність, стійкість, жорсткість, витривалість, вогнестійкість та довговічність). Також до основних вимог, що висуваються до будівельних конструкцій, належить і економічність. Економічність будівельних конструкцій залежить від витрати, вартості та типів: матеріалів, виготовлення, транспортування, монтажу та величини витрат при експлуатації. При вирішенні конструктивної схеми будівель та споруд необхідно враховувати застосування індустріальних уніфікованих виробів та конструкцій, що веде до максимальної економії вартості будівництва.

Під час проектування будівель та споруд будівельні конструкції підбираються на основі техніко-економічного порівняння ефективних типів конструкцій.

Метою вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» є: формування у здобувачів вищої освіти теоретичних знань і практичних навичок, необхідних для проектування, розрахунку, аналізу та оцінки надійності, міцності, стійкості та довговічності основних типів будівельних конструкцій з урахуванням діючих навантажень, нормативних вимог та особливостей сучасних будівельних матеріалів.

Конспект лекцій охоплює широкий спектр тем, вивчення яких є обов'язковим для фахівців зі спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія» та сприяє:

– засвоєнню методів розрахунку залізобетонних, металевих, дерев'яних та кам'яних конструкцій;

– розумінню принципів роботи конструктивних елементів у межах споруд;

– здатності приймати конструктивні рішення згідно з чинними будівельними нормами (ДБН, Єврокоди тощо);

– підготовці до подальшого курсового та дипломного проектування.

Знання і навички, отримані при вивченні дисципліни, спрямовані на використання їх майбутніми фахівцями у своїй професійній діяльності при проектуванні об'єктів цивільного та промислового будівництва.

Внаслідок вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» здобувач вищої освіти набуде наступних програмних компетентностей:

**ІК.** Здатність розв'язувати спеціалізовані та практичні завдання у сфері будівництва та цивільної інженерії.

**ЗК02.** Знання та розуміння предметної області та професійної діяльності.

**ЗК06.** Здатність до пошуку, оброблення та аналізу інформації з різних джерел.

**СК01.** Здатність використовувати концептуальні наукові та практичні знання з математики, хімії та фізики для розв'язання складних практичних проблем в галузі будівництва та цивільної інженерії.

**СК03.** Здатність проектувати будівельні конструкції, будівлі, споруди та інженерні мережі (відповідно до спеціалізації), з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних вимог нормативної документації у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці.

Програмні результати навчання:

**РН01.** Застосовувати основні теорії, методи та принципи математичних, природничих, соціально-гуманітарних та економічних наук, сучасні моделі,

методи та програмні засоби підтримки прийняття рішень для розв'язання складних задач будівництва та цивільної інженерії.

**PH02.** Брати участь у дослідженнях та розробках у сфері архітектури та будівництва.

**PH07.** Виконувати збір, інтерпретацію та застосування даних, в тому числі за рахунок пошуку, обробки та аналізу інформації з різних джерел.

**PH08.** Раціонально застосовувати сучасні будівельні матеріали, вироби та конструкції на основі знань про їх технічні характеристики та технологію виготовлення.

**PH09.** Проектувати будівельні конструкції, будівлі, споруди, інженерні мережі та технологічні процеси будівельного виробництва, з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, безбар'єрного простору, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних вимог нормативної документації, часових та інших обмежень, у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці.

В результаті вивчення дисципліни студент має:

**знати**

– ключові поняття, визначення та принципи, що приймаються у курсі «Будівельні конструкції»;

– класифікацію навантажень та впливів;

– основні фізико-механічні властивості будівельних матеріалів, які використовуються у конструкціях, та їх характеристики; види конструкцій та їх призначення;

– основні принципи конструювання будівель та споруд;

– особливості конструювання окремих елементів будівель та споруд;

– передумов щодо розрахунку будівельних конструкцій;

– існуючі методи розрахунку окремих елементів будівель та споруд;

– чинні нормативні документи (ДБН, ДСТУ, Європейські стандарти), що регламентують розрахунок і проектування будівельних конструкцій.

### ***вміти***

– класифікувати будівлі та споруди по конструктивним ознакам, та виконувати розрахунки їх конструкцій;

– виконувати розрахунок згинальних та стиснутих (розтягнутих) елементів та конструкцій за граничними станами;

– самостійно приймати рішення з вибору матеріалів та конструкцій при проектуванні;

– проектувати окремі елементи і конструкції згідно діючих норм;

– користуватись науковою, довідковою та нормативною літературою;

– знаходити раціональні розв'язки практичних задач з розрахунку та конструювання найбільш розповсюджених елементів будівельних конструкцій;

– виконувати комплексне проектування типових будівельних конструкцій будівель та споруд цивільного та промислового призначення, в тому числі з використанням сучасних програмно-обчислювальних комплексів креслення та розрахунку будівельних конструкцій (AutoCAD, ArchiCAD, Revit, тощо).

### ***володіти***

– основами методів розрахунку елементів будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та стійкість;

– практичними методами розрахунку на стиск, позацентровий стиск, зминання, зсув, кручення, згин, стійкість;

– інформацією про останні досягнення будівельної науки стосовно будівельних конструкцій різного призначення;

– навичками проектування споруд, об'єктів та будівельних виробів з кам'яних, армокам'яних, бетонних, залізобетонних, металевих та дерев'яних будівельних матеріалів;

– умінням аналізувати причини аварій та руйнувань будівель та споруд.

## **ТЕМА 8. ПРОЕКТУВАННЯ З'ЄДНАНЬ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ**

### **План:**

- 8.1. Загальні відомості та класифікація з'єднань металевих конструкцій
- 8.2. Зварні з'єднання
  - 8.2.1. Види зварювання і матеріали для зварних з'єднань
  - 8.2.2. Класифікація зварних швів та з'єднань
  - 8.2.3. Робота та розрахунок з'єднань зі стиковими швами
  - 8.2.4. Робота та розрахунок з'єднань з кутовими швами
- 8.3. З'єднання на болтах і заклепках
  - 8.3.1. Загальні відомості та матеріали для болтових з'єднань
  - 8.3.2. Основні конструктивні вимоги
  - 8.3.3. Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг
  - 8.3.4. Робота і розрахунок болтів підвищеної точності та заклепок на дію зсувних зусиль
  - 8.3.5. Робота та розрахунок болтових з'єднань на високоміцних болтах
  - 8.3.6. Розміщення болтів

### **8.1. Загальні відомості та класифікація з'єднань металевих конструкцій**

У металевих конструкціях для забезпечення спільної роботи окремих елементів застосовують три основні типи з'єднань:

- зварні,
- болтові,
- заклепкові.

Кожен тип має свої конструктивні особливості, технологію виготовлення, галузь застосування, переваги та недоліки.

З розвитком машинобудування та прокату сталі почали активно застосовувати болтові з'єднання. Вони мали перевагу над заклепками завдяки можливості рознімання і простоті монтажу.

У ХХ столітті набули широкого розповсюдження завдяки стандартизації розмірів і сортаменту болтів. Використовувалися звичайні болти (клас міцності 4.6-5.8).

З середини ХХ ст. з'явилися високоміцні болти (клас 8.8, 10.9), що дозволяють створювати з'єднання з попереднім натягом, які працюють за рахунок сил тертя. На сьогодні болтові з'єднання – універсальний спосіб монтажу сталевих конструкцій (мости, вежі, каркаси промислових і цивільних будівель), особливо там, де потрібна швидка збірка та можливість демонтажу.

Іншим широко застосовуваним способом з'єднання металоконструкцій було заклепування. Його почали масово застосовувати з 20-х років минулого століття. Заклепки встановлювали гарячим способом, після охолодження вони щільно заповнювали отвори, забезпечуючи міцність і герметичність. Найвідоміші споруди, де застосовувалися заклепкові з'єднання – це Ейфелева вежа в Парижі (1889 р.), міст Форт-Брідж у Шотландії (1890 р.).

З середини ХХ ст. заклепки поступово витісняються зварними та болтовими з'єднаннями. Сьогодні застосовуються переважно у спеціальних випадках (суднобудування, авіація, реставрація історичних споруд).

З появою електричного дугового зварювання (М. Бенардос, 1882 р.; Н. Слав'янов, 1888 р.) відкрилися нові можливості для металевих конструкцій.

Так, у першій половині ХХ ст. у будівництві переважно домінували заклепки, проте зварювання почало застосовуватися для другорядних деталей.

З 1930-х рр. зварювання почали широко використовувати у суднобудуванні, мостобудуванні, промислових спорудах. Зварні з'єднання дозволили зменшити масу конструкцій на 15-20% порівняно з заклепковими.

У середині ХХ ст. завдяки розвитку автоматичного зварювання під флюсом (Є.О. Патон, 1930-ті рр.) зварні конструкції витісняють заклепкові.

На теперішній час зварювання є основним способом виготовлення сталевих конструкцій. Існують дугове, газове, електрошлакове, лазерне, контактне, напівавтоматичне й автоматичне зварювання.

У табл. 8.1 наведена порівняльна характеристика найбільш поширених з'єднань металевих конструкцій.

Таблиця 8.1

Порівняльна характеристика з'єднань металевих конструкцій

Тип з'єднання	Переваги	Недоліки	Сучасне застосування
Заклепкове	Висока надійність, герметичність, робота при вібраціях	Велика трудомісткість, маса, потреба у нагріванні	Реставрація, авіація, спеціальні конструкції
Болтове	Рознімність, простий монтаж, можливість заміни	Ослаблення отворів, потреба у контролі затяжки	Мости, башти, каркаси, збірні конструкції
Зварне	Мала маса, відсутність отворів, висока жорсткість	Вимоги до кваліфікації зварників, залишкові напруження, контроль якості	Основний метод у сучасному будівництві

Для з'єднання елементів у металевих конструкціях застосовують зварні, болтові та заклепувальні з'єднання (рис. 8.1).

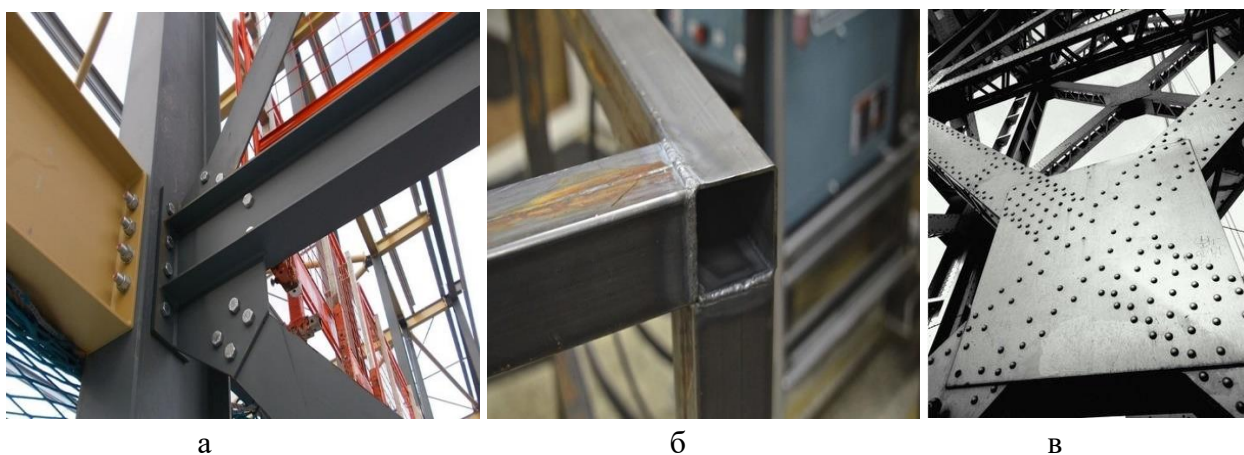


Рис. 8.1. Види з'єднань металевих конструкцій: а – болтове; б – зварне; в – заклепувальне

Основні критерії для вибору того чи іншого виду – призначення конструкції, особливості навантаження, форма елементів, їх роль та умови експлуатації загалом.

Найпростіші та найпоширеніші на теперішній час з'єднання – зварні. Це швидко та недорого, а правильне виконання шва забезпечує високий рівень міцності.

## 8.2. Зварні з'єднання

### 8.2.1. Види зварювання і матеріали для зварних з'єднань

У будівництві, головним чином, застосовується електродугове зварювання: **ручне, автоматичне, напівавтоматичне**, а також **електрошлакове**. Рідше застосовується контактне та газове зварювання. Інші види зварювання в будівництві поки не набули поширення.

**Ручне** електродугове зварювання універсальне та широко розповсюджене. Може виконуватись у будь-якому просторовому положенні. Недоліками ручного зварювання є: мала продуктивність, відносно мала глибина проплавлення металу, мала стабільність процесу зварювання.

**Автоматичне** та **напівавтоматичне** зварювання під флюсом здійснюється автоматом з подачею зварювального дроту діаметром  $d$  2-5 мм без покриття. Дуга збуджується під шаром флюсу. Флюс розплавляється і легує розплавлений метал домішками, що містяться в ньому, а також надійно захищає його від зіткнення з киснем, азотом та ін. Розплавлений метал під шаром флюсу остигає повільніше, що дозволяє йому очиститися від бульбашок газів і шлаку. Зварний шов відрізняється значною щільністю та чистотою. Сила струму при зварюванні становить 600-1200 А і більше. При цьому здійснюється глибоке проплавлення металу та досягається велика швидкість зварювання.

Недоліками автоматичного та напівавтоматичного зварювання є труднощі виконання її у стельовому та вертикальному положенні (флюс обсипається).

Процес **електрошлакового** зварювання ведеться голим електродним дротом під шаром розплавленого шлаку. Зварювальна ванна захищена з боків мідними шов повзунками, що охолоджуються проточною водою. Електрошлакове зварювання зручне для вертикальних стикових швів при товщині сталі  $t \geq 20$  мм.

## 8.2.2. Класифікація зварних швів та з'єднань

Розрізняють такі види зварних з'єднань: **стикові**, **внахлестку**, **кутові** та **таврові** (впритул).

**Стиковими** називають з'єднання, в яких елементи з'єднуються торцями або кромками і один елемент є продовженням іншого (рис. 8.2). Стикові з'єднання мають найменшу концентрацію напружень та відрізняються економічністю.

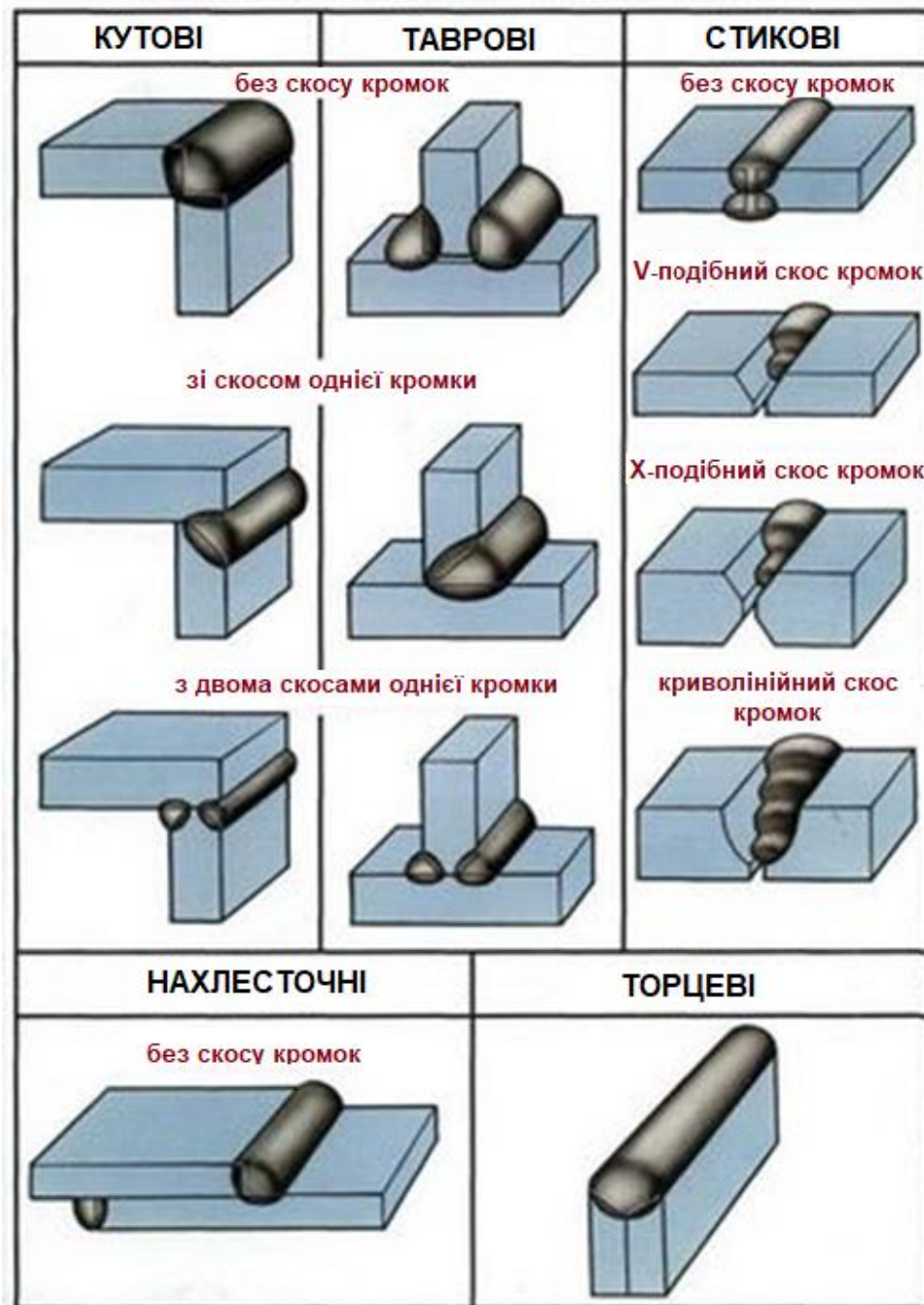


Рис. 8.2. Види зварних з'єднань

**Внахлестку** називають з'єднання, в яких поверхні елементів, що зварюються, частково знаходять один на одного (рис. 8.2). Ці з'єднання широко застосовуються для зварювання листових конструкцій при товщині сталі  $t=2-5$  мм.

З'єднання внахлестку відрізняються простотою обробки елементів під зварювання, але за витратою металу вони менш економічні, ніж стикові. З'єднання внахлестку викликають значну концентрацію напружень.

**Кутовими** називають з'єднання, в яких елементи, що зварюються, розташовані під кутом один до одного (рис. 8.2).

Кутові (валикові) шви наварюють у кут, утворений елементами, розташованими у різних площинах.

Кутові шви, розташовані паралельно діючому осьовому зусиллю, називають фланговими, а перпендикулярно до зусилля – лобовими.

Зварні шви можуть бути робочими (силовими), з'єднальними (конструктивними), суцільними або уривчастими.

Міцність зварного з'єднання залежить від міцності основного металу (металу зварюваних елементів) та міцності наплавленого металу (шва), форми та виду з'єднання, характеру силового впливу на з'єднання, технології зварювання.

Міцність таких швів залежить від міцності основного металу, при цьому зварювальний матеріал слід приймати відповідно до [5].

### **8.2.3. Робота та розрахунок з'єднань зі стиковими швами**

Елементи, що з'єднуються зварними стиковими швами, зазвичай, зварюються з пристроєм вивідних планок. Вивідні планки мають ту ж товщину і таку ж обробку кромки, як і з'єднувальні елементи. Вони приварюються попередньо до країв елементів, що з'єднуються в зоні виконання стикового зварного шва. Потім виконується стиковий шов із заходом на вивідні планки. Після цього планки зрізаються.

При дії на стиковий зварний шов сили  $N$  (рис. 8.3, а) його розрахунок провадиться за формулою:

$$\sigma_w = \frac{N \cdot \gamma_n}{t \cdot l_w} < R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

де  $t$  – товщина листів, що з'єднуються;

$l_w$  – розрахункова довжина зварного стикового шва;

$l_w = l$  – за наявності вивідних планок;

$l_w = l - 2t$  – за відсутності вивідних планок;

$l$  – довжина з'єднувальних елементів;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності по навантаженню;

$R_{wy}$  – розрахунковий опір стикового зварного шва;

$R_{wy} = R_y$  – при розтягу, за наявності фізичних методів контролю зварних швів та при зминанні (фізичні методи контролю зварних швів – це ультразвукова дефектоскопія та  $\gamma$ -дефектоскопія);

$R_{wy} = 0,85R_y$  – при розтягу, за відсутності фізичних методів контролю зварних швів;

$R_{wy} = R_s$  – при зсуві.

При дії на стиковий зварний шов згинального моменту  $M$  (рис. 8.3, б) його розрахунок провадиться за формулою:

$$\sigma_w = \frac{M \cdot \gamma_n}{W_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

де  $W_w$  – момент опору стикового зварного шва

$$W_w = t \cdot l_w^2 / 6.$$

При дії на стиковий зварний шов одночасно  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  перевірка його міцності провадиться за формулою:

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \cdot \sigma_{wy} + 3 \cdot \tau_{wxy}^2} \leq 1,15 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c.$$

При цьому коефіцієнт умов роботи слід приймати за [5] залежно від виду деформації шва (розтягу –  $\gamma_c = 0,95$ , стиск –  $\gamma_c = 1,0$ , згин –  $\gamma_c = 0,9$  для розтягнутих зон, зріз –  $\gamma_c = 1,0$ ).

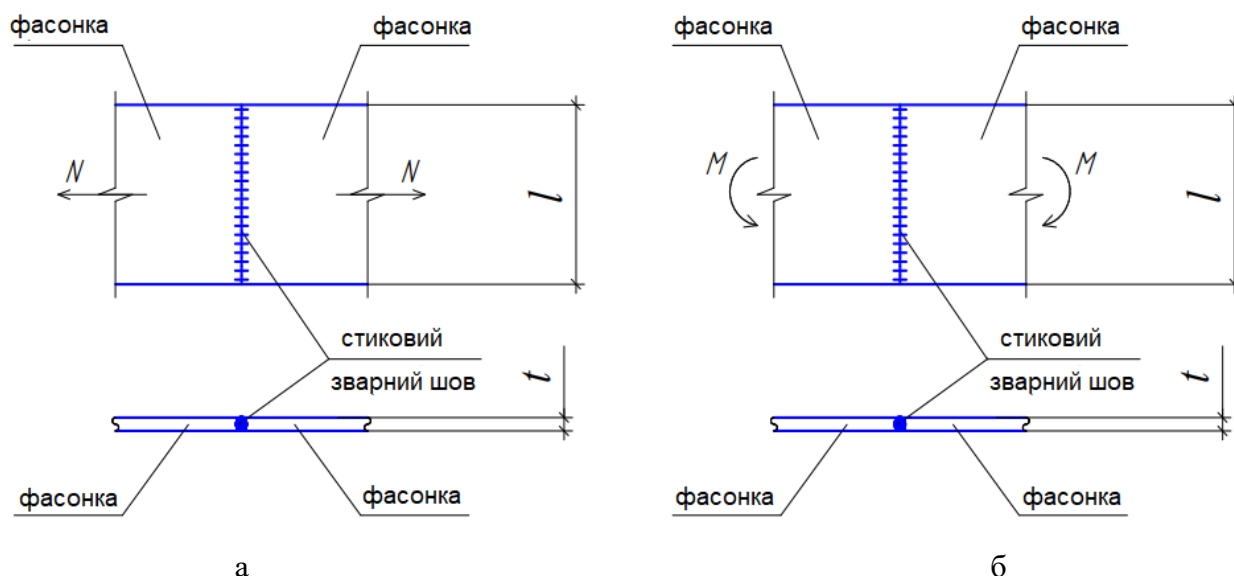


Рис. 8.3. Схеми з'єднань, утворених зварними стиковими швами: а – при дії центральної сили  $N$ ; б – при дії згинального моменту  $M$

#### 8.2.4. Робота та розрахунок з'єднань з кутовими швами

Зварні кутові шви розраховуються на зріз за двома перерізами можливого руйнування (рис. 8.4).

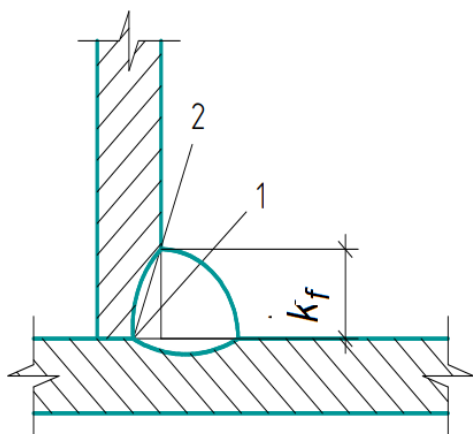


Рис. 8.4. Схема розрахункових перерізів зварного з'єднання з кутовим швом: 1 – переріз по металу шва; 2 – переріз по металу межі сплавлення

Перетин 1 – можливе руйнування металу шва. Необхідна довжина зварного шва по металу шва визначається за такою формулою:

$$l_w = l_{w,r} + 1\text{см} = \frac{N_w \cdot \gamma_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1\text{см}$$

Перетин 2 – можливе руйнування по металу межі сплавлення. Необхідна довжина зварного шва по металу межі сплавлення шва визначається за такою формулою:

$$l_w = l_{w,r} + 1\text{см} = \frac{N_w \cdot \gamma_n}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1\text{см},$$

Де  $l_{w,r}$  – потрібна розрахункова довжина зварного шва;

$k_f$  – катет зварного шва (товщина шва), може, зазвичай, приймати значення  $k_f = 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 12; 14; 16; 18; 20$  мм та ін. і повинен перебувати в діапазоні  $k_{f,\min} \leq k_f \leq k_{f,\max}$ . Зварний шов при ручному зварюванні товщиною до 8 мм ( $k_f \leq 8$  мм) може бути виконаний за одну прохідку;

$k_{f,\min}$  – приймається за [5] залежності від виду з'єднання, зварювання та товщини найбільш товстого з елементів, що зварюються;

$k_{f,\max} = 1,2t_{\min}$ , де  $t_{\min}$  – мінімальна товщина із зварюваних елементів;

$R_{wf}$  – розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва, що приймається за [5] залежно від зварювального матеріалу. Зварювальний матеріал приймається за [5] залежно від групи конструкцій, виду зварювання та матеріалу зварюваних елементів;

$R_{wz}$  – розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення,  $R_{wz} = 0,45R_{un}$ ;

$R_{un}$  – тимчасовий опір сталі розриву, [5];

$\beta_f$  та  $\beta_z$  – коефіцієнти, що приймаються за [5] залежно від виду зварювання та положення шва;

$\gamma_{wf}$  і  $\gamma_{wz}$  – коефіцієнти умов роботи і зварного шва, приймаються відповідно до вимог [5];

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, що приймається за [5];

1 см – збільшення довжини зварного шва, що враховує непровар. Приймається відповідно до вимог [5].

Остаточна довжина зварного шва приймається за максимальною, одержаною за двома формулами з округленням у велику сторону кратно 10 мм,

при цьому розрахункова довжина зварного шва  $l_{w,r}$  повинна знаходитися в діапазоні  $l_{w,r,\min} \leq l_{w,r} \leq l_{w,r,\max}$ ,

де  $l_{w,r,\min}$  – мінімальна довжина зварного шва,  $l_{w,r,\min} = 4k_f$  та не менше 40 мм,

$l_{w,r,\max}$  – максимальна довжина зварного шва,  $l_{w,r,\max} = 85\beta_f \times k_f$ .

Розрахункова довжина зварного шва за необхідності коригується, зхазвичай, зміною величини катета шва.

### 8.3. З'єднання на болтах і заклепках

#### 8.3.1. Загальні відомості та матеріали для болтових з'єднань

Болтові з'єднання більш металомісткі, ніж зварні, оскільки вимагають накладки та мають ослаблення перерізів отворами.

У металевих конструкціях використовують переважно болти діаметром 10...30 мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм та більше. Довжина болтів зумовлена конструкцією з'єднання і може змінюватися у широких межах. Розмір головки болта під ключ найчастіше становить  $1,5d$ .

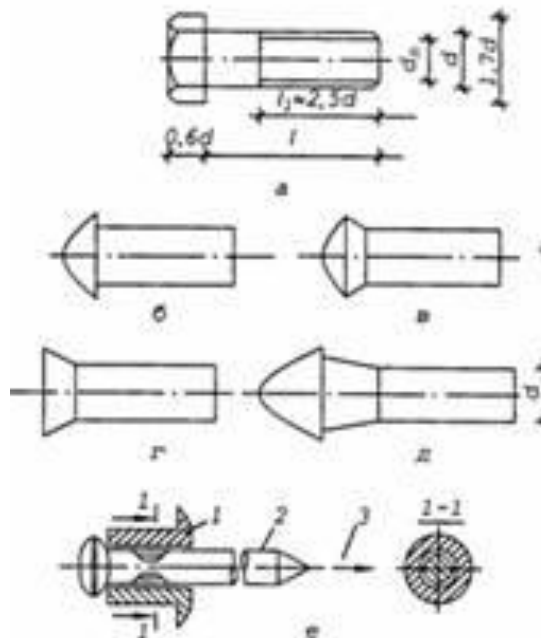


Рис. 8.5. Болти та заклепки: а – болт; б – заклепка з напівкруглою головою; в – заклепка з напівпотасмною головою; г – заклепка з потасмною головою; д – заклепка з підвищеною головою; е – комбінована заклепка

Розрізняють болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільшого використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Переважно використовують болти М20, а для дрібного фасонного прокату – М16 та М12. Встановлюють болти в отвори, діаметр яких більший за діаметр болтів на 3 мм (для зазначених діаметрів). Отвори формують в окремих з'єднаних деталях шляхом пробивання чи свердлення. Тому при складанні спостерігається деяке неспівпадання осей отворів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти.

Болти підвищеної точності встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечуємо щільний контакт між болтом і стінкою отвору. При цьому отвори в усіх з'єднаних деталях повинні накладатися, бо інакше не вдасться встановити болти. Тому отвори просвердлюють у зібраному й зафіксованому пакеті з'єднаних елементів або попередньо просвердлюють чи пробивають отвори меншого діаметра в окремих деталях, а після збирання пакету розсвердлюють їх на проектний діаметр. Можливе свердлення отворів в окремих деталях відразу на проектний діаметр. Але тоді обов'язковим є використання кондукторів, які забезпечують точне розміщення отворів.

Виготовляють болти грубої, нормальної, а також підвищеної точності найчастіше з маловуглецевих сталей. При цьому використання болтів з автоматної сталі у будівельних конструкціях не допускається, що необхідно зазначати на кресленнях. Доволі широко застосовують також сталі підвищеної міцності.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначають двома числами, розділеними крапкою (наприклад, 4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток

першого числа на друге збільшений у 10 разів, – значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва.

Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів. Гайки класу міцності 4 використовують для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6 та 5.8, класів міцності 5 і 6 – відповідно для болтів класів 6.6 і 8.8, класу 8 – для болтів класу 10.9.

Під головки болтів грубої, нормальної та підвищеної точності та гайки обов'язково, повинні встановлюватися круглі шайби: не більше двох під гайку і однієї під головку. У місцях прилягання головки болтів до похилих площин ставлять косі шайби, нахили поверхонь яких відповідають кутам спряження площин з'єднаних елементів. Для закріплення гайок на постійних болтах застосовують контргайки чи пружинні шайби. Вид закріплення необхідно зазначати у проекті.

Високоміцні болти виготовляють лише з високо міцних сталей і піддають термічній обробці для додаткового зміцнення. Застосовують їх у робочих (розрахункових) з'єднаннях, які працюють на зсув чи розтяг. Найпоширенішими є болти діаметрами 20, 24, 30 мм. Встановлюють такі болти в отвори, діаметр яких перевищує діаметр болтів на 1...4 мм.

Утворюють (пробивають чи свердлять) отвори в окремих деталях, тому при збиранні конструкцій має місце певне неспівпадання отворів.

Висока міцність болтів дає змогу інтенсивно обтиснути пакет з'єднаних деталей. Як наслідок, на контактних поверхнях виникають значні зусилля тертя, які забезпечують нерухомість з'єднання при зсувних навантаженнях. Доцільними є такі болти і в з'єднаннях, що передають великі зусилля розтягу. При невеликих зусиллях розтягу більш раціональним є використання дешевших болтів грубої чи нормальної точності.

Для кріплення профільованого настилу до прогонів та елементів фахверку найчастіше використовують самонарізальні болти, які мають спеціальний

профіль для нарізання різьби в отворах з'єднаних деталей під час загвинчування. Найпоширенішими є болти діаметром до 8 мм.

Анкерні (фундаментні) болти передають зусилля розтягу на фундамент. Сортамент анкерних болтів передбачає діаметри від 12 до 140 мм. Конструкція анкерних болтів повинна забезпечувати їх надійне закріплення в бетоні.

Останнім часом замість заклепкових з'єднань у сталевих конструкціях найчастіше застосовують високоміцні болти та зварювання. Заклепки використовують дуже обмежено, лише при значних динамічних та вібраційних навантаженнях, їх виготовляють з пластичних сталей (наприклад, Ст2, Ст3, 09Г2 та інші). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, напівпотаємними, потаємними та підвищеними головками (рис. 8.5, б-д).

Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1,0...1,5 мм більший від діаметра стрижня заклепки. Заклепкове з'єднання утворюють у два етапи. Перший – осаджування стрижня до повного заповнення отвору, другий формування замикальної головки. При звичайних заклепках (рис. 8.5, б, в) щільне заповнення отвору забезпечується для пакетів товщиною до 3,5d. Більші товщини вимагають осаджування з двох сторін, тобто частина металу закладної головки також повинна переходити в отвір. У цьому випадку використовують заклепки з підвищеною головкою і конічною частиною стержня (рис. 8.5, д).

Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому та холодному станах. За гарячим методом заклепки попередньо нагрівають. При машинному клепанні заклепки з вуглецевої сталі нагрівають до 650...700°C (яскраво-червоне свічення), а при клепанні пневматичним молотком – до 1000...1100°C. Заклепки з низьколегованих сталей при будь-якому способі клепання нагрівають до 1000...1100°C. Далі заклепки встановлюють у отвори, осаджують стрижень і формують замикальну головку. Тобто деформування заклепок здійснюють при високих температурах, коли матеріал перебуває у пластичному стані. Охолоджуючись, заклепка вкорочується, стискаючи тим

самим пакет. Як наслідок, між окремими з'єднаними елементами виникають суттєві сили тертя, що поліпшують роботу з'єднання на зсув. Для отримання якнайбільших сил тертя дуже важливо витримати заклепку під тиском клепальної скоби чи ударами клепального молотка до температури, нижчої від температури розпаду аустеніту ( $600...650^{\circ}\text{C}$ ), оскільки при переході аустеніту в ферит об'єм металу збільшується, а це знижує величину обтиску пакету. При дотриманні цієї умови залишкові напруження натягу заклепки становлять  $120...140$  МПа.

У холодному стані заклепки ставлять за звичайних температур, коли матеріал має значну міцність. Тому для осаджування стрижня і формування замикальної головки потрібні потужніші клепальні скоби. Натомість не потрібно нагрівати заклепки і витримувати їх під тиском. Тому холодне клепання продуктивніше від гарячого. Зусилля натягу заклепок у цьому випадку менші (близько  $20...60$  МПа), оскільки виникають лише внаслідок пружної віддачі з'єднаних елементів, стиснутих клепальною скобою.

Листи профнастилу з'єднують між собою комбінованими заклепками діаметром 5 мм, які дають змогу склепати листи, виконуючи роботи з одного боку конструкції, при товщині пакету до 3 мм (рис. 8.5, е).

### **8.3.2. Основні конструктивні вимоги**

У межах одного конструктивного елемента використовують болти чи заклепки однакового діаметра. Для легких конструкцій рекомендуються діаметри до 20 мм, для середніх – 20-24 мм, важких – 24-30 мм.

Розкручуванню болтових з'єднань запобігають встановленням додаткових гайок (контргайок) чи пружних шайб. Заварювати гайки з цією метою не можна. Якість встановлення постійних болтів перевіряють простукуванням. При цьому болти та гайки не повинні зміщуватися чи вібрувати.

Обов'язковою є щонайвища щільність з'єднання. Наявність щілин знижує довговічність конструкцій, бо корозія металу в них відбувається надзвичайно

інтенсивно. Щільність з'єднання перевіряють шурупом товщиною 0,3 мм. Всі уступи та нерівності, які не дають змоги забезпечити щільне з'єднання деталей, видаляють механічною обробкою.

Аналогічними є вимоги до з'єднань на заклепках.

Перед складанням з'єднань на високоміцних болтах перевіряють стан поверхонь деталей і його відповідність проекту. Під головки та гайки високоміцних болтів встановлюють термічно оброблені шайби. Перепад поверхонь з'єднаних деталей не повинен перевищувати 0,5 мм. При перепадах 0,5...3,0 мм на деталі, що виступають, механічною обробкою створюють скіс знахилом 1:10. Використовувати кисневе та дугове різання у цьому випадку заборонено. Перепади, що перевищують 3 мм, заповнюють прокладками. Заданий проектом натяг високоміцних болтів забезпечується затягуванням гайок динамометричними ключами з контролем крутного моменту чи кута повороту ключа. Відхилення зусилля натягу в менший бік не допускається. Проконтролювавши зусилля, головки болтів фарбують, а з'єднання шпатлюють по контуру.

Відстані між центрами болтів чи заклепок до інших елементів або ребер приймають такими, щоб забезпечити можливість роботи гайковими ключами, механізованими інструментами, клепальними скобами або молотками. Розміщують осі болтів і заклепок на прямих лініях – рисках. Риски орієнтують паралельно та перпендикулярно до осі елемента (рис. 8.6). Відстані між центрами болтів вздовж риски називають кроком. Прив'язки рисок приймають кратними 5 мм. Розміщення рисок для прокатних профілів регламентоване сортаментом.

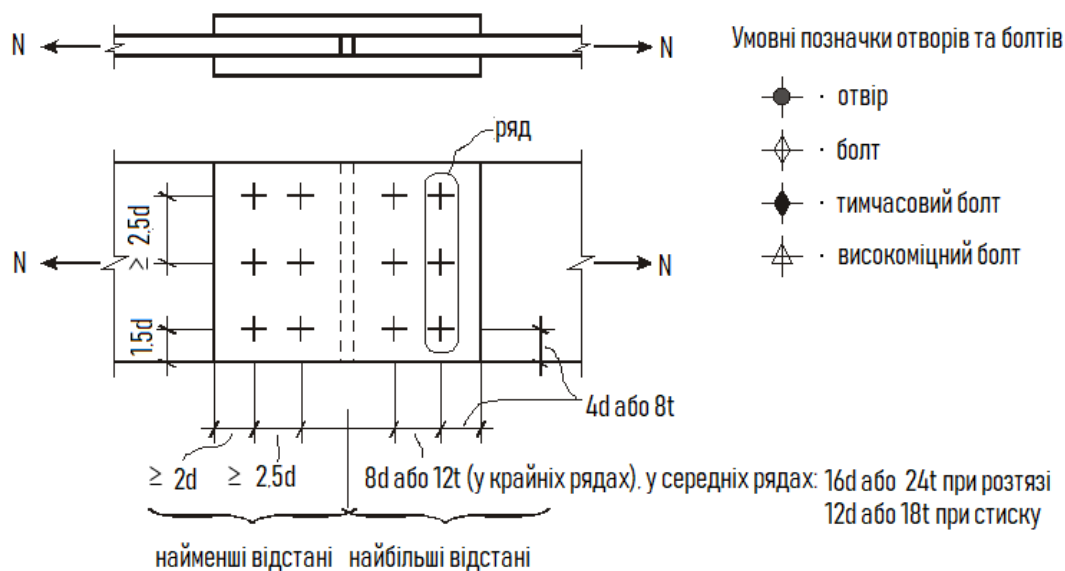


Рис. 8.6. Розміщення рисок болтів і заклепок та їх умовне позначення

У всіх випадках обмежують як найменшу, так і найбільшу відстань між осями болтів чи заклепок. Найменші відстані диктуються можливістю влаштування з'єднання (роботи інструментом) та необхідністю уникнути руйнування з'єднаних елементів (рис. 8.6). Найбільші – вимогою забезпечення щільності з'єднання та стійкістю елементів при стиску. Числові значення відстаней наведені в нормах.

У монтажних з'єднаннях, коли болти лише фіксують конструкції (конструктивні болти), відстані між ними приймають близькими до максимальних. Коли ж болти є розрахунковими і передають значні зусилля, то їх розміщують на мінімальних відстанях. Це дає змогу зменшити розміри накладок і металомісткість конструкції.

Розміщують болти і у шаховому порядку. Найменшу відстань між їхніми центрами приймають  $a + 1,5d$ , де  $a$  – відстань між рядами поперек зусилля. При такому розміщенні площу перерізу елемента, необхідну для перевірки міцності, визначають з урахуванням послаблення його отворами лише в одному з перерізів, перпендикулярних до напрямку дії зусилля.

У кріпленнях одного елемента до іншого через проміжні прокладки, а також у кріпленнях з односторонніми накладками через наявність не врахованих

розрахунком ексцентриситетів та значною нерівномірністю розподілу сил кількість болтів чи заклепок збільшується порівняно з розрахунком на 10 %.

### 8.3.3. Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг

Найчастіше розтяг спостерігається у фланцевих з'єднаннях (рис. 8.7). При цьому використовують болти нормальної точності, а при значних зусиллях – високоміцні. Несучу здатність болта, не враховуючи концентрації напружень, можна записати:

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn},$$

де  $R_{bt}$  - розрахунковий опір матеріалу болта розтягові;

$A_{bt}$  - площа перерізу стрижня болта нетто, визначена за діаметром  $d_n$  (рис. 5.39, а).

Обчислюючи несучу здатність заклепки, у попередню формулу розрахунку несучої здатності болту підставляють відповідно розрахунковий опір матеріалу заклепки розтягу та площу перерізу стрижня, обчислену за діаметром отвору.

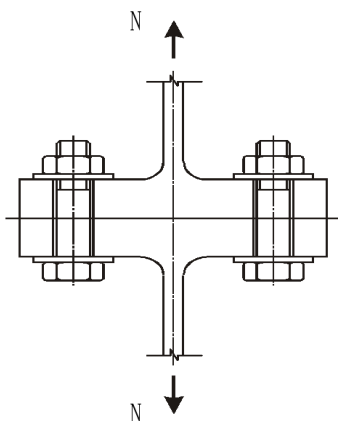


Рис. 8.7. Робота болтів на розтяг (симетричне з'єднання)

Значення  $R_{bt}$  залежить від матеріалу, з якого виготовлено болт чи заклепку, і визначається згідно з діючими нормативними документами. Числове значення розрахункового опору болта є меншим, ніж розрахунковий опір розтягу

аналогічного матеріалу в конструкції, що пояснюється наявністю концентрацій напружень поблизу головки та різьби.

Руйнуються болти чи заклепки у зонах найбільших концентрацій напружень: болти – у місці різьби, а заклепки – у місці з'єднання стержня з головкою (відривання головки).

Для передачі зусилля розтягу  $N$  необхідна така кількість болтів:

$$n = \frac{N}{N_{bt}}$$

Отримане значення заокруглюють до більшого числа.

#### 8.3.4. Робота і розрахунок болтів підвищеної точності та заклепок на дію зсувних зусиль

Для з'єднань, у яких елементи зсуваються один щодо іншого, спостерігається два види вичерпання несучої здатності: зріз стержня болта чи заклепки (рис. 8.8, а) та зминання металу (рис. 8.8, б). При зминанні металу стержень болта або заклепки згинається, що зумовлює його видовження і виникнення значних зусиль розтягу. Як наслідок, руйнування найчастіше відбувається у результаті обривання головки або розривання стержня болта у місці різьби.

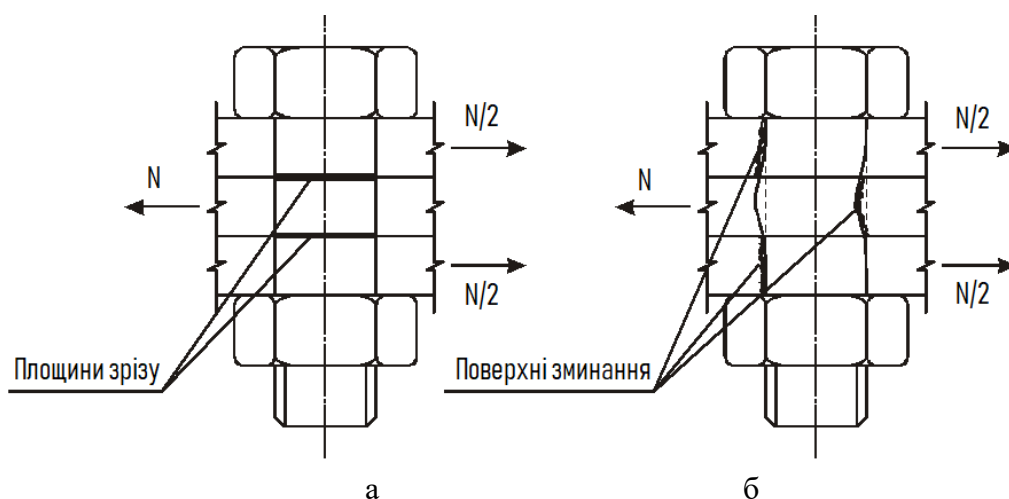


Рис. 8.8. Робота болтового з'єднання: а – зріз стержня болта чи заклепки; б – зминання металу

Можливе руйнування і елементів, що з'єднуються. Внаслідок тиску стрижня болта чи заклепки у матеріалі з'єднаних елементів можуть розвиватися значні пластичні деформації. При розміщенні болтів або заклепок поблизу краю з'єднаних елементів спостерігається сколювання матеріалу (рис. 8.9). Тому відстані від краю елемента до болта заклепки, а також між болтами обмежують.

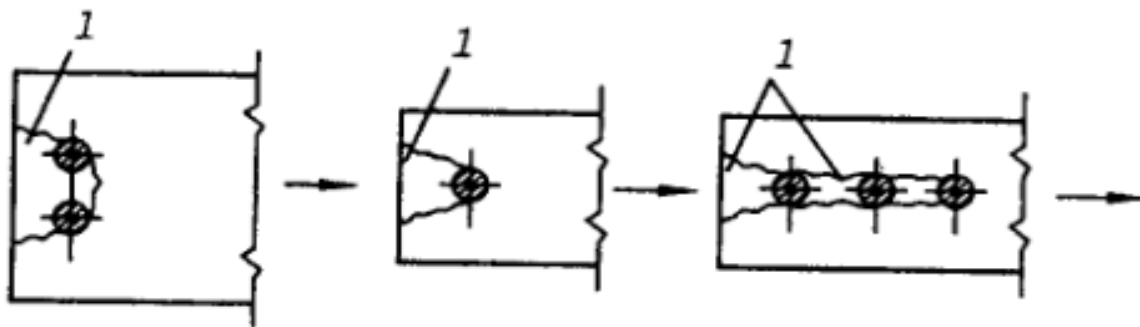


Рис. 8.9. Форми руйнування з'єднувальних елементів: 1 – лінії пластичних деформацій

Відповідно до схем роботи (рис. 8.8) при дії зсувних зусиль несучу здатність болта визначають:  
за зрізом стрижня:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_b ;$$

за зминанням:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b ,$$

де  $R_{bs}, R_{bp}$  - розрахункові опори болта чи заклепки відповідно на зріз та зминання;

$A$  - розрахункова площа стрижня болта, обчислена за його діаметром  $d$  (рис. 5,39, а), або площа заклепки, обчислена за діаметром отвору;

$n_s$  - кількість площин зрізу (рис. 5.42, а,  $n_s = 2$ );

$\sum t_{\min}$  - найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямку;

$\gamma_b$  - коефіцієнт умов роботи з'єднання.

Необхідна кількість болтів у з'єднанні визначається за формулою:

$$n \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{N_{b,\min} \cdot \gamma_c},$$

де  $N$  – розрахункове зусилля у з'єднанні;

$N_{b,\min}$  – найменше зі значень розрахункового зусилля для одного болта, визначених з умов зрізу  $N_{bs}$  та зминання  $N_{bp}$ ,

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи.

Кількість болтів у з'єднанні приймається за розрахунком, але не менше двох, виходячи із зручності монтажу.

Розрахункові опори та коефіцієнти умов роботи приймають згідно з рекомендаціями норм.

### 8.3.5. Робота та розрахунок болтових з'єднань на високоміцних болтах

З'єднання на високоміцних болтах розраховуються в припущенні передачі діючих у стиках і прикріпленнях зусиль через виникаюче тертя між площинами з'єднувальних елементів, що стикаються, викликане натягом високоміцних болтів. При цьому розподіл поздовжньої сили між болтами приймається рівномірним.

Розрахункове зусилля  $Q_{bh}$ , яке може бути сприйнято кожною поверхнею тертя з'єднувальних елементів, стягнутих одним високоміцним болтом, визначається за формулою:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu}{\gamma_h},$$

де  $R_{bh}$  – розрахунковий опір розтягуванню високоміцного болта, визначається за формулою:

$$R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun},$$

де  $R_{bun}$  – найменший тимчасовий опір болта розриву;

$\mu$  – коефіцієнт тертя;

$\gamma_h$  – коефіцієнт надійності;

$A_{bn}$  – площа перерізу болта нетто (на різьблення) з умови його роботи на розтяг;

$\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи з'єднання, що залежить від кількості  $n$  болтів, необхідних для сприйняття розрахункового зусилля, та прийнятий рівним:

$$\gamma_b = 0,8 \text{ при } n < 5;$$

$$\gamma_b = 0,9 \text{ при } 5 \leq n < 10;$$

$$\gamma_b = 1,0 \text{ при } n \geq 10.$$

Кількість  $n$  високоміцних болтів у поєднанні при дії поздовжньої сили визначається за формулою:

$$n \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c},$$

де  $N$  – розрахункове зусилля у поєднанні;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умови роботи;

$k$  – кількість поверхонь тертя з'єднувальних елементів.

### 8.3.6. Розміщення болтів

Розміщення болтів провадиться відповідно до основних вимог:

а) відстань від центру болта до краю елемента вздовж зусилля: мінімальна –  $2d_o$ , максимальна  $4d_o$  або  $8t$ ;

б) відстань між центрами болтів: мінімальна –  $2,5d_o$  у з'єднаннях елементів із сталі з  $R_{yn} \leq 380$  МПа (у з'єднувальних елементах зі сталі з межею плинності понад 380 МПа мінімальна відстань між болтами слід приймати рівною  $3d_o$ ), максимальне  $8d_o$  або  $12t$ ;

в) відстань від центру болта до краю елемента впоперек зусилля: мінімальна –  $1,5d_o$ , максимальна  $4d_o$  або  $8t$ ;

де  $t$  – товщина найбільш тонкого зовнішнього елемента;

$d_o$  – діаметр отвору для болта.

Відстань між болтами та від центру болта до краю елементів приймаються кратно 5 мм.

### **Контрольні питання:**

1. Які основні види з'єднань застосовуються у металевих конструкціях?
2. У чому відмінність рознімних і нерознімних з'єднань?
3. Які основні вимоги висуваються до з'єднань у сталевих конструкціях?
4. За якими ознаками класифікуються з'єднання?
5. Які переваги та недоліки мають різні види з'єднань?
6. Які види зварювання застосовуються у будівництві?
7. Які матеріали використовуються для виготовлення електродів і зварного дроту?
8. Які особливості дугового, автоматичного та напівавтоматичного зварювання?
9. У яких випадках застосовують газове зварювання?
10. Які вимоги до зварюваних сталей?
11. Які бувають види зварних швів?
12. Чим відрізняються стикові та кутові шви?
13. Які основні типи зварних з'єднань застосовуються у будівельних конструкціях?
14. Які параметри визначають якість зварного шва?
15. Як передається зусилля у стикових зварних швах?
16. Які основні умови міцності стикових швів?
17. Як визначається товщина шва при стикових з'єднаннях?
18. Які дефекти найчастіше зустрічаються у стикових швах?
19. Як перевіряють якість стикового зварного з'єднання?
20. Як передаються зусилля у кутових швах?
21. У чому особливість розрахунку з'єднань з кутовими швами?
22. Як визначається розрахункова товщина кутового шва?
23. Які навантаження небезпечні для кутових швів?
24. Які методи контролю застосовуються для кутових швів?

25. Що таке напруження у зварному шві та як його враховують при розрахунку?

26. У чому різниця між болтовими та заклепковими з'єднаннями?

27. Які види болтів застосовують у будівельних конструкціях?

28. Які сталі використовуються для виготовлення болтів і заклепок?

29. Які бувають болти за роботою?

30. У чому різниця між звичайними та високоміцними болтами?

31. Які переваги болтових з'єднань порівняно із зварними?

32. У яких випадках застосовуються заклепкові з'єднання?

33. У яких випадках застосовують заклепкові з'єднання у сучасних конструкціях?

34. Які переваги й недоліки болтових з'єднань порівняно зі зварними?

35. Які вимоги висуваються до розташування болтів у з'єднаннях?

36. Яка мінімальна відстань між болтами у рядах і між рядами?

37. Яка мінімальна відстань від осі болта до крайки елемента?

38. Чим небезпечне неправильне розташування болтів?

39. Як забезпечується щільне прилягання елементів у болтовому з'єднанні?

40. Як визначається несуча здатність болта при роботі на розтяг?

41. У яких випадках застосовуються болтові з'єднання на розтяг?

42. Які можливі причини руйнування болтів на розтяг?

43. Як передається зусилля у болтах, що працюють на зсув?

44. У чому відмінність у роботі звичайних болтів та болтів підвищеної точності?

45. Як визначається несуча здатність болта на зсув?

46. Які переваги та недоліки заклепкових з'єднань?

47. Як передається зусилля у з'єднанні на високоміцних болтах?

48. Які переваги мають з'єднання на високоміцних болтах порівняно зі зварними?

49. У яких конструкціях найчастіше застосовуються високоміцні болти?

## **ТЕМА 9. МЕТАЛЕВІ БАЛКИ І БАЛКОВІ КОНСТРУКЦІЇ**

### **План:**

- 9.1. Балки та балкові конструкції. Загальна характеристика
- 9.2. Компонування балкових кліток
- 9.3. Настили
- 9.4. Основи розрахунку балок
- 9.5. Проектування балок складеного перерізу
- 9.6. Конструкції полегшених балок

### **9.1. Балки та балкові конструкції. Загальна характеристика**

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, що працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз.

Балки є основним найпростішим конструктивним елементом, що працює на згин. Їх широко застосовують у цивільних, громадських та промислових будівлях, у балкових майданчиках, міжповерхових перекриттях, мостах та естакадах, у вигляді підкранових балок виробничих будівель та в інших спорудах.

Широкого розповсюдження балки набули через простоту у виготовленні та через надійність у роботі.

У конструкціях прольотом до 15-20 м найбільш раціонально застосовувати суцільні балки. Є випадки застосування суцільних балок прольотом 36 м. У мостах прольоти балок досягають 150-200 м.

Металеві балки конструюють, головним чином, двотаврового та коробчатого перерізів, чому сприяє гарна робота металу на дотичні напруження, що дозволяє робити стінку балки досить тонкою. Вони зручні у конструванні, технологічні та економічні за витратою металу.

Металеві балки класифікуються за низкою ознак:

1) За статичною схемою балки бувають розрізні (однопролітні), консольні та нерозрізні (багатопролітні) (рис. 9.1). Розрахункова схема балки повинна відповідати особливостям її роботи в конструкції.

2) За типом перерізу: прокатні та складені, в алюмінієвих конструкціях застосовують пресовані та складені балки (рис. 9.2).

3) За способом з'єднання між собою елементів складені балки поділяються на зварні та клепані (рис. 9.2, д).

4) Щодо горизонтальної осі перетин балки може бути симетричним та несиметричним.

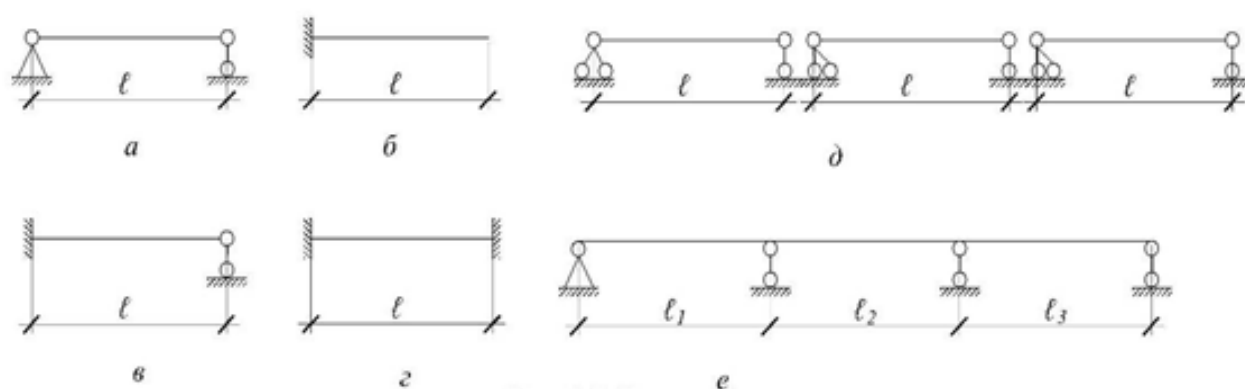


Рис. 9.1. Схеми балок: *a, d* – розрізних; *б* – консольних; *в, з* – із защемленням; *е* – нерозрізних

Складені балки зазвичай застосовують, якщо прокатні виявляються недостатньо потужними.

Найбільш поширеними є зварні балки (рис. 9.2, г), що утворюються з трьох листів: вертикального, званого стінкою, і двох горизонтальних, званих полицями, які приварюються до стінки. У поодиноких випадках для конструкцій, що зазнають великих динамічних або вібраційних навантажень, застосовують клепані балки (рис. 9.2, д), а також зі з'єднаннями на міцних болтах. Вони для з'єднання стіни з полицями застосовують додаткові куточки. Зварні балки значно економічніші за клепані.

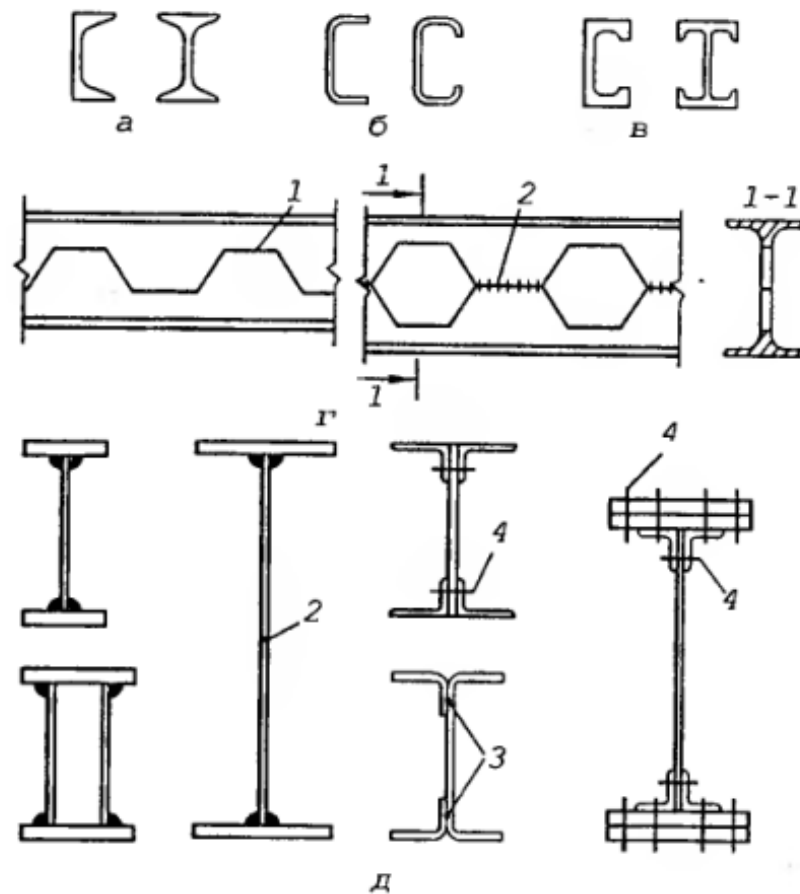


Рис. 9.2. Приклади поперечних перерізів сталевих балок: а – прокатні; б – гнуті; в – пресовані; г – з перфорованою стінкою; д – складеного перерізу; 1 – лінія розрізу; 2 – зварний шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болтове або заклепкове з'єднання

В особливих випадках, наприклад, в опорно-кінцевих стійках гідротехнічних затворів, коли необхідно значно збільшити жорсткість балки в поперечному напрямку, застосовують двостінчасті складені балки.

Розрізні балки простіші за нерозрізні у виготовленні та монтажі, нечутливі до різних осідань опор, але поступаються останнім за витратою металу на 10-12%. Нерозрізні балки доцільно застосовувати при надійних основах, коли немає небезпеки навантаження балок внаслідок різкої різниці в осіданні опор. Консольні балки можуть бути як розрізними, так і нерозрізними. Консоли розвантажують прогонові перерізи балок і цим підвищують економічні показники останніх.

У металевих балок основним типом є двотавровий симетричний переріз. мірою ефективності, тобто. вигідності перерізу балки як конструкції, що працює на вигин, є ядрова відстань, яка визначається за формулою:

$$\rho = \frac{W}{A},$$

де  $W$  – момент опору перерізу,  $\text{см}^3$ ;

$A$  – площа перерізу,  $\text{см}^2$ .

Значення ядрової відстані для круглого, прямокутного та двотаврового перерізу балок наведено на рис. 9.3.

Зі значень ядрових відстаней за рис. 9.3. видно, що двотавровий перетин вигідніший за прямокутний у два рази, а круглий – утричі.

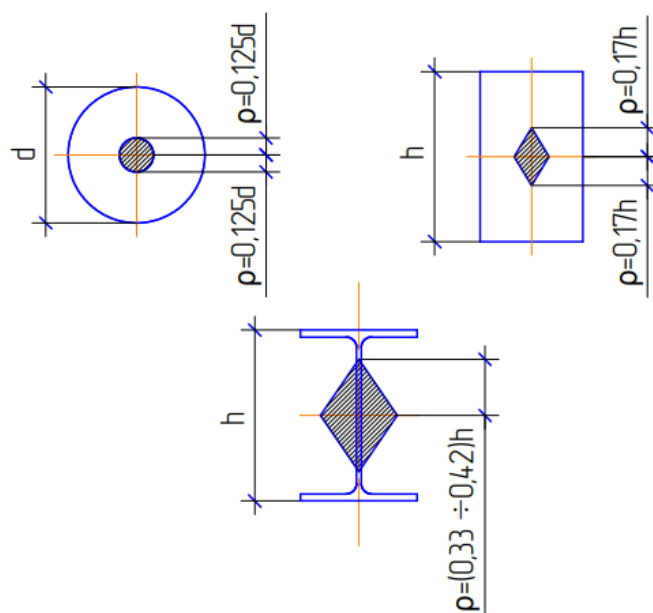


Рис. 9.3. Ядрові відстані перерізів

Залежно від навантаження та прольоту балки застосовують двотавровий або швелерний переріз; прокатні чи складені (зварні); болтові або клепані.

Перевагу надають прокатним балкам. У зв'язку з обмеженістю сортаменту при великих прольотах та навантаженнях застосовують зварені балки.

Найчастіше застосовують однопрогонові балки, розрізні, які прості у виготовленні та монтажі.

Нерозрізні, багатопрогонові балки економічніші за розрізні за витратою матеріалу, але вони чутливі до осідань опор і температурних деформацій.

## 9.2. Компонування балкових кліток

Систему несучих балок, розташованих у двох напрямках і утворюють конструкцію перекриття робочих майданчиків, проїзної частини мостів, галерей та інших аналогічних споруд, називають **балковою кліткою** (робочий або технологічний майданчик, майданчик обслуговування) (рис. 9.4).

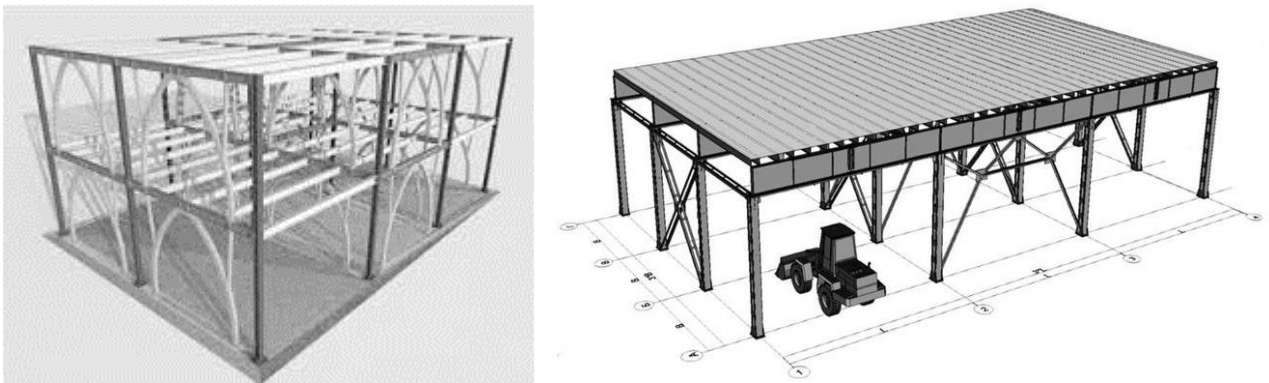


Рис. 9.4. Балкова клітка

Балкова клітина складається з головних балок, що перекривають більший проліт, другорядних (допоміжних) балок та настилу (рис. 9.5).

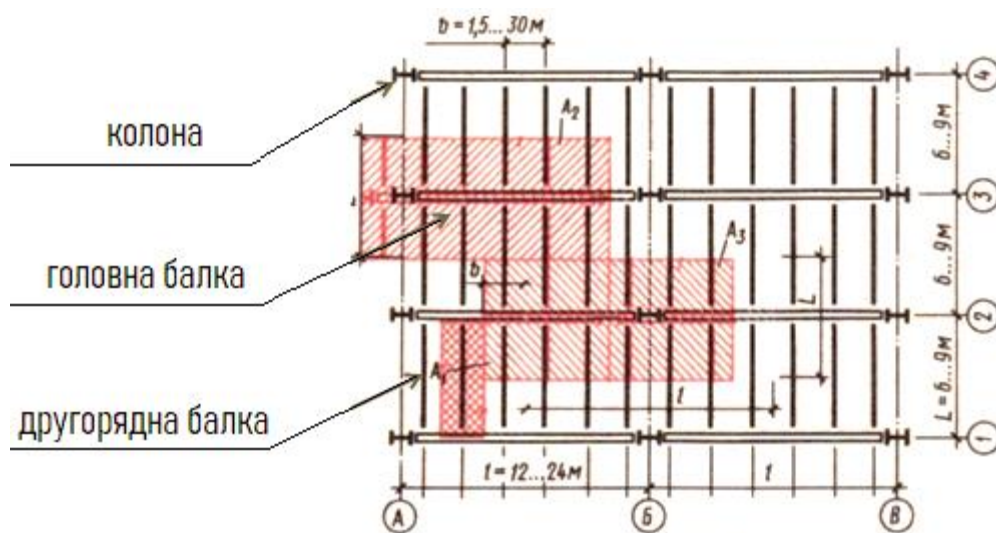


Рис 9.5. Балкова клітка (схема)

Застосовують три типи (схеми) балкових кліток: **спрощений, нормальний та ускладнений** (рис. 9.6).

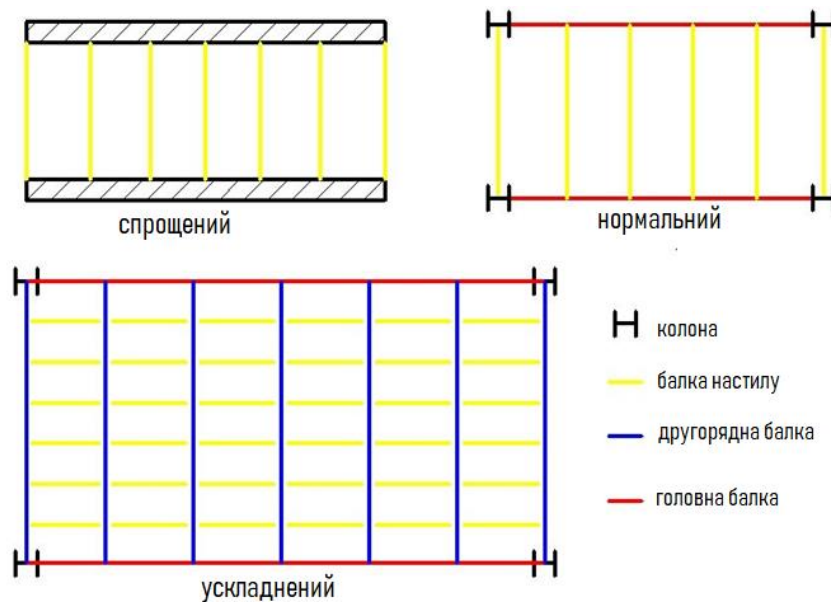


Рис. 9.6. Схеми (типи) балкових кліток

У **спрощеній балковій клітці** навантаження передається через настил на балки настилу, які зазвичай розташовані паралельно меншій стороні на відстанях  $a$  (крок балок), і через них на стіни або інші несучі конструкції. 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 їх заданої жорсткості відстань між балками (проліт настилу) найчастіше приймають 0,6-1,6 м. Балки настилу проектують з прокатних двотаврів. Шлях передачі навантаження: з настилу на балки настилу (БН) і далі на опори. За більших прольотів настилу значно збільшується його товщина, а це нераціонально з точки зору витрат сталі.

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

У **нормальній балковій клітці** використовуються балки двох напрямків: головні балки і балки настилу. Балки, які перекривають основний проліт (більшу відстань між колонами), називають головними балками. На них опираються балки настилу, призначені для зменшення прольоту несучого настилу.

Навантаження з настилу передається на балки настилу, які передають її на головні балки, що спираються на колони, стіни або інші несучі конструкції. Використовується такий тип при більших прольотах, коли використання спрощеної балкової клітки не раціонально. Головні балки проектуються зі складених двотаврів.

Шлях передачі навантаження тут довший: з настилу на балки настилу, далі на головні балки і потім на колони чи інші опори.

В ускладненій балковій клітці вводяться ще додаткові допоміжні балки, що розташовуються між балками настилу та головними балками, що передають навантаження на колони. При цьому допоміжні балки розташовуються перпендикулярно до головних і зветься також балками настилу. Може статися, що за частого розташування досить довгих балок настилу їх 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. 9.7, а). 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. 9.7, б).

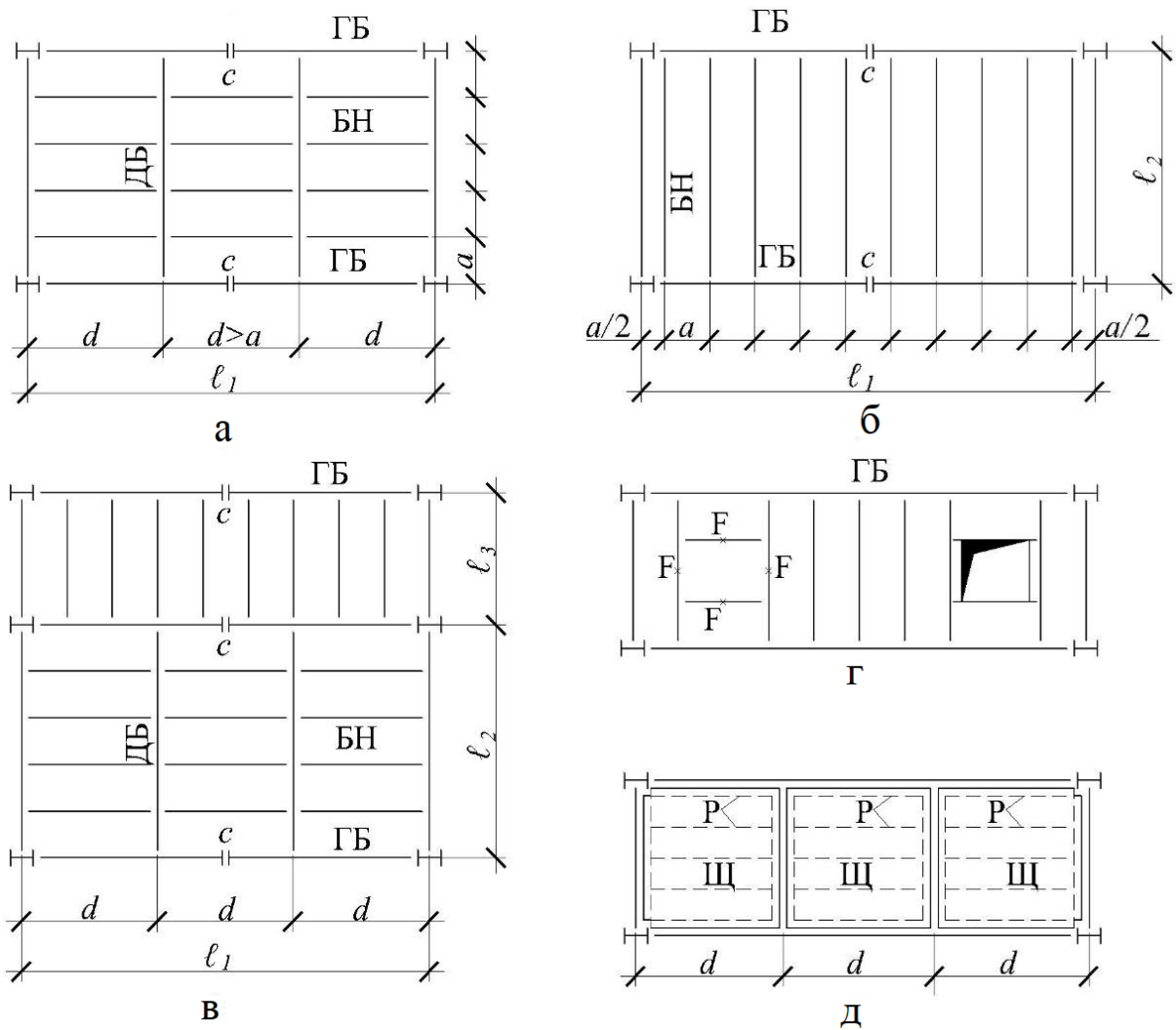


Рис. 9.7. Схеми балкових кліток: а – ускладнена; б – комбінована; в – ускладнена під технологічне обладнання; г – з використанням щитового настилу; ГБ – головні балки; ДБ – допоміжні балки; БН – балки настилу; Щ – щитовий настил; Р – ребра; с – монтажний стик ГБ

Балки настилу можуть бути запроектовані розрізними чи нерозрізними. Нерозрізні рекомендується використовувати тільки при поперховому 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. 9.7, в).

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 та ін. (рис. 9.7, г).

Останнім часом для підвищення заводської готовності конструкції та зниження трудовитрат на монтажі почали використовувати щитовий настил, що складається зі сталевих листів, підкріпленого знизу поперечними, а інколи і поздовжніми ребрами. Щити настилу укладають безпосередньо на балки перекриттів (рис. 9.7, д).

Від схеми розташування балок залежить вибір типу сполучення балок між собою. Найпростіше для виготовлення і монтажу поповерхове сполучення, коли балка настилу безпосередньо опирається на розташовану нижче (рис. 9.8, а). Таке сполучення доцільне для нормальної схеми балкової клітки, проте потребує збільшення будівельної висоти перекриття  $h_{\text{буд}}$ .

При сполученні в одному рівні (рис. 9.8, 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. 9.8, в) характерне для ускладненої схеми балкової клітки, при цьому верхні пояси балок настилу II порядку, що поповерхово 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.

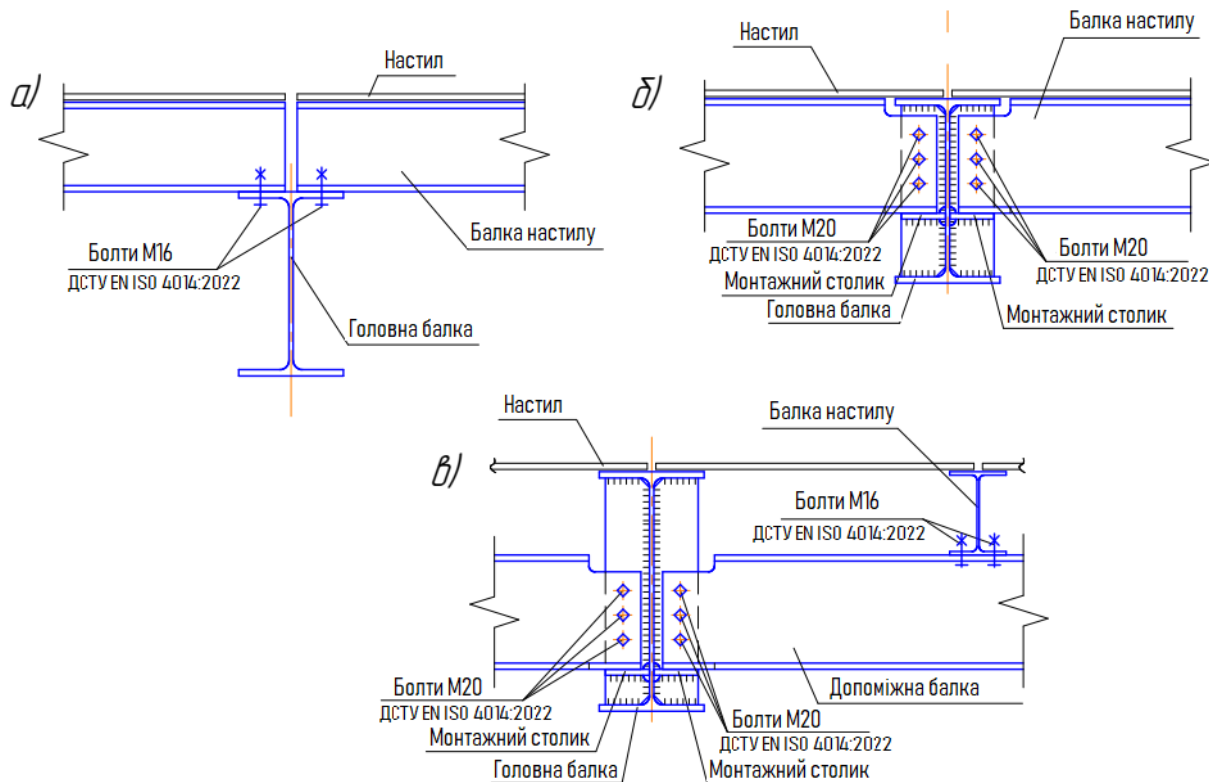


Рис. 9.8. Типи сполучення балок: а – поверхове; б – в одному рівні; в – знижене

### 9.3. Настили

Сталеві настили робочих майданчиків різноманітні і, залежно від умов експлуатації, бувають **знімні** та **незнімні**. Розрахункову схему приймають відповідно до характеру роботи настилу залежно від його жорсткості, способу з'єднання з балками (знімний чи незнімний), співвідношення розмірів у плані, інших особливостей. Слід розрізняти довгу пластину, коли відношення більшої сторони до меншої більше двох ( $l_1/l_2 > 2$ ) і коротку пластину, коли це відношення не перевищує двох ( $l_1/l_2 \leq 2$ ), (рис. 9.9, а). В балкових клітках співвідношення розмірів таке, що настил, здебільшого, належить до довгих пластин, у яких згин вздовж більшої сторони несуттєвий для напруженого стану

і при розрахунках не враховується. Сталеві знімні настили вільно обпираються на балки, а незнімні приварюються до них кутовими швами (рис. 9.9, б).

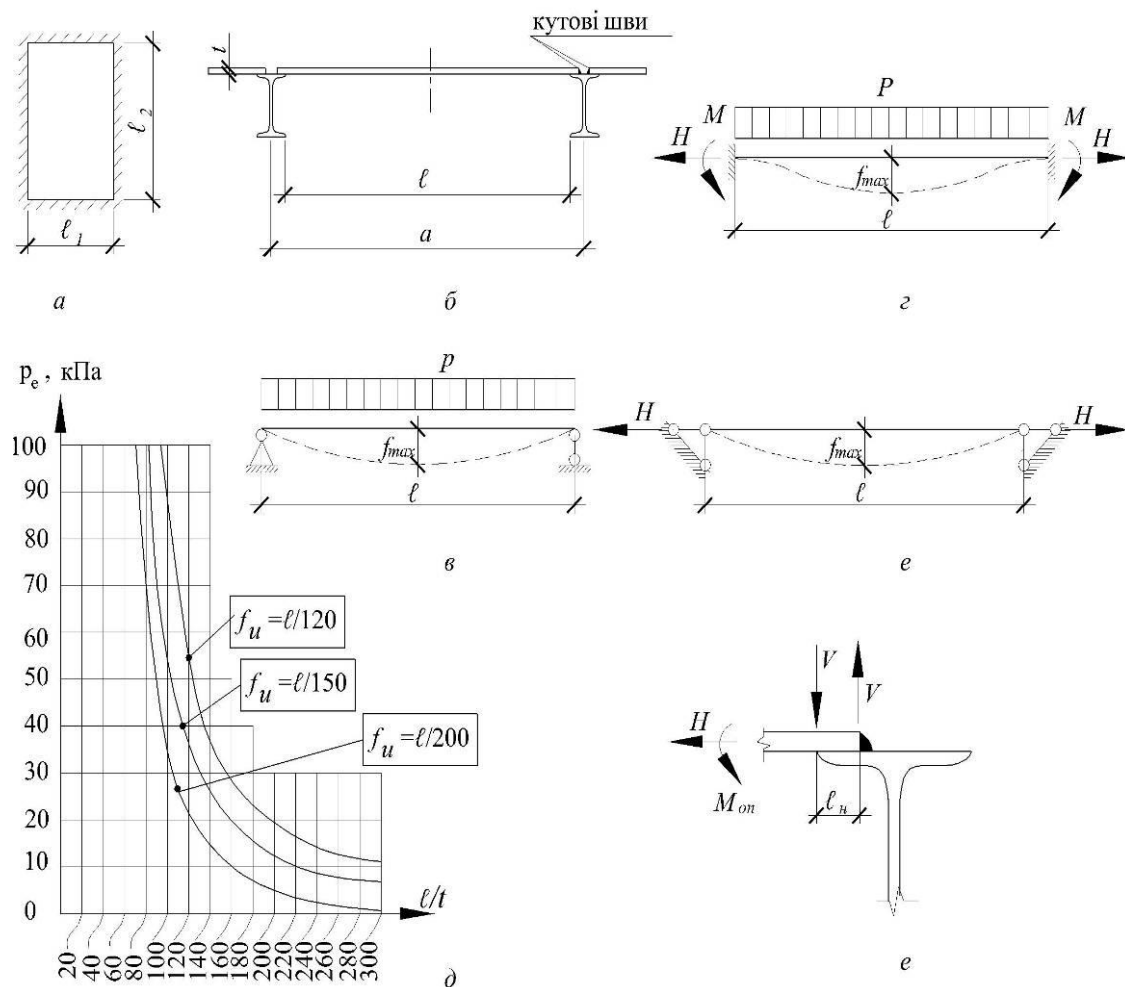


Рис. 9.9. До розрахунку сталевго настилу: а – схема пластинки; б – розрахункові параметри настилу; в – розрахункова схема настилу знімного; г – те саме гнучкого із затиснутими крjями; е – те саме гнучкого з шарнірно затисненими крjями; д – допустиме навантаження гнучкої пластинки із затисненими крjями за умови досягнення граничного прогину; е – зусилля в зварних швах

У досить жорстких знімних настилах, для яких характерне відношення  $l/t > 50$ , прогини  $f$  при реальних навантаженнях не перевищують їх товщину  $t$  (або висоту перерізу в наскрізних настилах). Такі настили працюють тільки на згин без розпору вздовж короткого боку подібно до балки на двох шарнірних опорах (рис. 9.7, в), а їх граничний стан визначається умовами деформативності. Тому товщина настилу визначається, здебільшого, з умов досягнення відносного граничного прогину  $(f/l)_u$  від експлуатаційного навантаження  $p_a$ :

$$\frac{f}{l} = \frac{5p_e l^3}{384EI_1} = \frac{5p_e l^3(1-\nu^2)}{32Et^3} \leq \left(\frac{f}{l}\right)_u,$$

де  $EI_1 = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$  – циліндрична жорсткість пластини;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона (для сталі  $\nu \approx 0,3$ ).

Тут розглядається смуга пластини, ширина якої дорівнює одиниці, звідки мінімальна товщина сталевого суцільного настилу

$$t = l \sqrt[3]{\frac{5p_a(1-\nu^2)}{32E} \left(\frac{l}{f}\right)_u}.$$

Наведені на рис. 9.7, д формули і графік залежності граничного відношення прольоту настилу  $l$  до товщини  $t$  від навантаження  $p_a$  за умови досягнення найбільшого допустимого прогину дозволяють розв'язувати задачі розрахунку настилу, основна з яких полягає в такому: при заданих  $R_y$ ,  $p_a$ ,  $\gamma_f$  і  $(f/l)_u$  знайти товщину настилу  $t$ , якщо його проліт встановлений за компоновання балкової клітки. Точніше кажучи, проліт настилу  $l$  менший від кроку балок настилу  $a$  на ширину полиці балки настилу, але на стадії розрахунку настилу зручно прийняти  $l = a$ , а потім, за потреби, уточнити.

Гнучкий настил прикріплюють до підтримуючих балок за допомогою зварних кутових швів, які повинні бути розраховані з урахуванням усіх складових напруженого стану пластини, тобто розпору і згинального моменту на опорі:

$$H = \sigma_0 t; \quad M_{\text{ш}} = \sigma_{\text{с}} \frac{t^2}{6}.$$

Для спрощення інколи приймають, що настил шарнірно з'єднується з балками і згинається при цьому за циліндричною поверхнею (рис. 9.7, е). В цьому випадку можна знайти граничне відношення прольоту настилу до товщини  $l/t$ , що відповідає заданому граничному відносному прогину  $(f/l)_u$ :

$$\left(\frac{l}{t}\right) = \frac{4}{15} \left(\frac{l}{f}\right)_u \left[ 1 + \frac{72E}{(1-\nu^2)(l/f)_u^4 \delta_a} \right].$$

При цьому значення розпору  $H$ , на сприйняття якого слід перевірити зварні шви, можна обчислити за наближеною формулою

$$H = \gamma_{fm} \frac{\pi^2}{4} \left( \frac{f}{l} \right)_u^2 \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} t.$$

#### 9.4. Основи розрахунку 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 пружнопластичній роботі сталі;
- міцності за дотичними напруженнями;
- міцності за локальними напруженнями;
- міцності за зведеними напруженнями;
- загальної стійкості балки;
- місцевої стійкості елементів перерізу (стілки 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 пружнопластичній 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. Епюра нормальних напружень у перерізах в цьому випадку має трикутний вигляд (рис. 9.10, *a*), а їх 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.

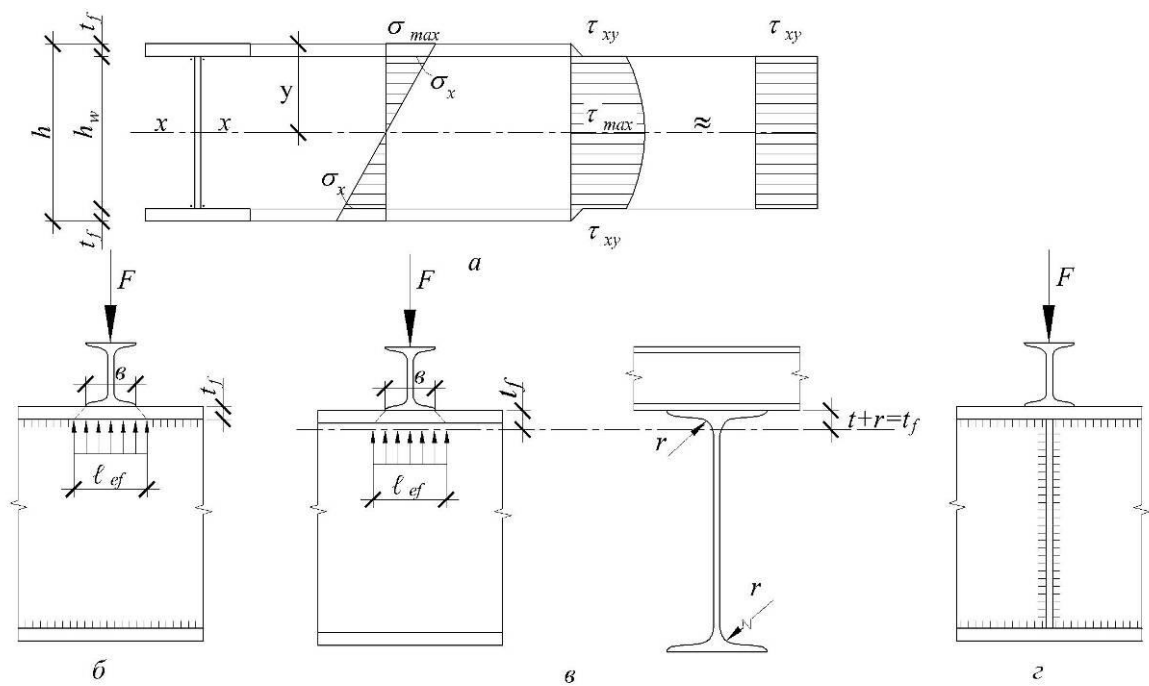


Рис. 9.10. Напруження в балках: *a* – нормальні та дотичні; *б* – місцеві в складених балках; *в* – те саме в прокатних; *г* – підкріплення стінки ребром жорсткості

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

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

де  $a$  – крок отворів;

$d$  – діаметр отвору.

Від навантаження, що прикладене до верхнього поясу 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 поясу (наприклад, при поперховому сполученні балок на рис. 9.10, *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. 9.10, 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  $l_{ef} = b + 2t_f$  не виконується, стінку балки під зосередженою силою слід укріпити поперечним ребром жорсткості (рис. 9.10, г). 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:

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

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;

$\tau_{xy}$  – дотичні напруження, що визначаються за попередньою формулою з підстановкою в неї статичного моменту поясу 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

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

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  $\tau$  і 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 що тут формула розрахунку не може бути застосована (вона може використовуватись лише при пружній роботі сталі). Тому в розрахункових перерізах, де одночасно

діють згинальні моменти  $M$  і перерізувальні сили  $Q$ , норми проектування [5] 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  $\tau \leq 0,5 R_s$ , то  $c_1 = c$ , а при  $0,5 R_s < \tau \leq 0,9 R_s$  маємо  $c_1 = 1,05 \beta c$ . Значення коефіцієнтів  $c$  визначається за [5]. 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.

Встановлено, що загальна стійкість балок, матеріал яких працює в області пружних деформацій, завжди забезпечена і не потребує перевірки, якщо:

а) навантаження передається через суцільний настил, що неперервно закріплений до стиснутого поясу балки;

б) стиснутий пояс закріплений від горизонтальних переміщень в окремих точках (наприклад, перпендикулярно розташованими балками чи ребрами збірних залізобетонних плит, закладні деталі яких приварені до поясу), якщо відношення розрахункової довжини поясу  $l_{ef}$  до ширини стиснутого поясу  $b_f$  не перевищує значень, наведених у табл. 9.1 для симетричних двотаврів і двотаврів з більш розвиненим стиснутим поясом (ширина розтягнутого поясу не повинна бути меншою за 0,75 ширини стиснутого поясу).

Таблиця 9.1

До розрахунку балок на загальну стійкість

Місце прикладення навантаження	Найбільші значення $l_{ef}/b_f$ , за яких не потрібен розрахунок балок на стійкість (при $1 \leq h_0/b_f \leq 6$ і $15 \leq b_f/t_f \leq 35$ )
До верхнього поясу	$\frac{l_{ef}}{b_f} = [0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_0}] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (а)
До нижнього поясу	$\frac{l_{ef}}{b_f} = [0,57 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,92 - 0,02 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_0}] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (б)
Незалежно від рівня прикладення навантаження при розрахунку ділянки балки між в'язями чи при чистому згині	$\frac{l_{ef}}{b_f} = [0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_0}] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (в)

Примітка: Для балок з відношенням  $b_f/t_f < 15$  слід прийняти  $b_f/t_f = 15$ ;  $h_0$  – відстань між осями поясних листів.

За розрахункову довжину стиснутого поясу  $l_{ef}$  приймають відстань між точками закріплення його від поперечних переміщень (наприклад, між вузлами прикріплення поперечних балок). У разі відсутності такого закріплення  $l_{ef} = l$ , де  $l$  – проліт балки.

При невиконанні вказаних вище вимог (які на практиці найчастіше виконуються) розрахунок на загальну стійкість балок та їхніх ділянок, розташованих між вузлами розкріплення горизонтальними в'язями, при пружній роботі сталі виконують за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c,$$

де  $W_c$  – момент опору стиснутого пояса.

Для двотаврових балок симетричного та несиметричного перерізу коефіцієнт  $\varphi_b$  обчислюють за вказівками, наведеними в [5], залежно від статичної схеми балки, характеру навантаження і геометричних розмірів перерізу.

### **Місцева стійкість елементів перерізу балок**

Втрата місцевої стійкості елементів полягає у випинанні (втраті початкової форми) окремих елементів перерізу балок (полиці, стінки) під впливом стискувальних сил, які є функцією нормальних (у поясах і стінці) або дотичних (у стінці біля опор) напружень, дія яких розглядається чи окремо, чи сумісно. Елементи перерізу (полиці, стінки) – це відносно тонкі пластинки, які з'єднуються між собою шарнірно, пружно чи жорстко. За граничний стан пластин приймають момент біфуркації (розгалуження) форм їхньої рівноваги, коли одночасно з плоскою формою рівноваги може існувати і випнута. При розв'язанні задачі запобігання втраті місцевої стійкості пластини реалізується умова, згідно з якою втрата місцевої стійкості елементами перерізу (полицями

або стінкою) не повинна досягатися раніше, ніж втрата несучої здатності всієї балки за умов міцності або загальної стійкості.

**Стійкість стиснутих поясів.** Пояси в балках мають товщину, як правило, більшу, ніж стінка, і ніколи не бувають тоншими за неї. Тому звис поясу шириною  $b_{ef}$  розглядають як довгу пластину, яка шарнірно прикріплена одним довгим боком до стінки балки і має вільний другий довгий бік, а рівномірно розподілені нормальні напруження стиску діють вздовж довгого боку (рис. 9.11). Для такої пластинки критичні напруження визначаються за формулою

$$\sigma_{cr} = 1,28 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2.$$

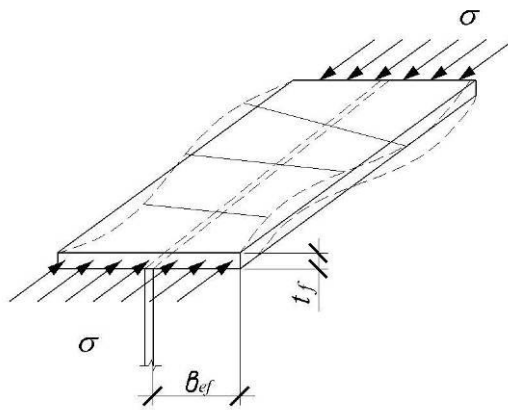


Рис. 9.11. Схема втрати місцевої стійкості поясу балки

Для такої пластинки критичні напруження визначаються за формулою

$$\sigma_{cr} = 1,28 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2.$$

Прирівнявши  $\sigma_{cr} = R_y$ , після перетворень отримаємо граничне значення  $b_{ef}/t$ , при якому пояс не втратить стійкості у разі роботи сталі в межах пружних деформацій:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,61 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

В нормах [5] з урахуванням наявності у пластинках початкових недосконалостей і залишкових напружень дається дещо зменшене значення в запас стійкості:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Розрахункова ширина звису  $b_{ef}$  приймається: у зварних перерізах – від грані стінки до краю поясного листа; в прокатних та гнутих – від початку внутрішнього заокруглення до краю поясу (рис. 9.12, а, б).

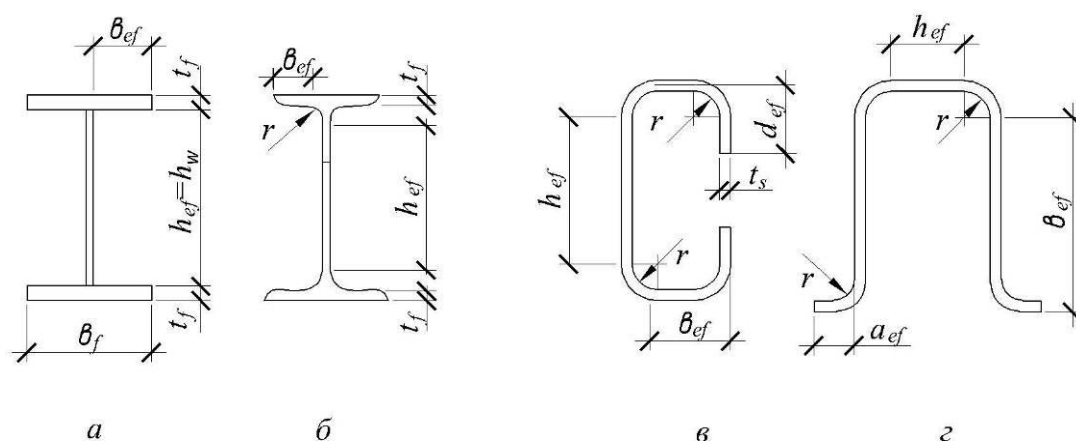


Рис. 9.12. Розрахункові розміри елементів перерізу:  
а – складеного з листів; б – з прокатних таврів; в, з – із гнутих профілів

Допущення обмежених пластичних деформацій погіршує умови роботи поясу, тому під час встановлення необхідного співвідношення його розмірів слід враховувати вплив втрати стійкості стінки. В цьому випадку

$$\frac{b_{ef}}{t_w} = 0,11 \frac{h_{ef}}{t_w},$$

але не більше, ніж  $0,5 \sqrt{E/R_y}$ , а у випадку досить товстої стінки, коли  $b_{ef}/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}$ , не більше, ніж  $0,3 \sqrt{E/R_y}$ , де  $t_w$  і  $h_{ef}$  – відповідно товщина та розрахункова висота стінки. У разі необхідності місцеву стійкість тонких поясів можна збільшити, застосувавши відгини поясу (рис. 9.12, в, з). Параметри

підкріплених поясів і відгинів, що забезпечують місцеву стійкість, обчислюють за формулами:

– розрахунок у межах пружних деформацій

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

– розрахунок з урахуванням пластичних деформацій

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,16 \frac{h_{ef}}{t_w} \leq 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Висота  $a_{ef}$  ребра, яке облямовує полиці, повинна бути не меншою за  $0,3b_{ef}$  в елементах, не підсилених планками (рис. 9.12, в, з), і  $0,2b_{ef}$  – у підсилених планками елементах.

**Стійкість стінок балок.** Стінки двотаврових балок під час розв'язання задач їх стійкості розглядаються як нескінченно довгі пластини, пружно защемлені у товстих листах поясів. Під впливом зовнішнього навантаження в них виникають напруження трьох видів – нормальні  $\sigma$ , дотичні  $\tau$  та місцеві  $\sigma_{loc}$ . У різних перерізах балки ці напруження діють окремо чи сумісно, що впливає на особливості втрати місцевої стійкості стінки. Критичні напруження в стінці балки, обчислені як для нескінченно довгої пластини, защемленої з обох довгих сторін, дорівнюють на опорі (при  $Q = Q_{max}$ ,  $M = 0$ )

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2},$$

а в середині прольоту (при  $M = M_{max}$ ,  $Q = 0$ )

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2},$$

де  $\bar{\lambda}_w = \lambda_w \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  – умовна гнучкість стінки. За розрахункову довжину

стінки  $h_{ef}$  приймають: у зварних балках – повну висоту стінки  $h_w$ , у прокатних і гнутих – відстань між початками внутрішніх закруглень.

Коефіцієнт  $c_{cr}$  характеризує сутність пружного защемлення стінки в поясах, і для зварних балок його значення приймають за даними табл. 9.2 залежно від параметра

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, який при неперервному обпиранні настилу на стиснутий пояс балки приймається  $\infty$ , в інших випадках  $\beta = 0,8$ . Виходячи з передумови, що втрата місцевої стінки не повинна відбутися раніше, ніж втрата несучої здатності балки за міцністю, встановимо граничні значення  $\bar{\lambda}_w$ , при яких будь-які додаткові заходи щодо забезпечення місцевої стійкості стінки є непотрібними.

Таблиця 9.2

Коефіцієнт  $c_{cr}$

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$c_{cr}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

За  $\tau_{cr} = R_s$  умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_w = \sqrt{10,03} = 3,2$ , за  $\sigma_{cr} = R_y$  умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_w = \sqrt{30 \dots 35,5} = 5,48 \dots 5,96 \approx 6,0$ . Виходячи з цього в нормах проектування зазначено, що за  $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$  (за статичного навантаження) і за  $\bar{\lambda}_w \leq 2,2$  (в разі рухомого навантаження) стійкість непідкріплених стінок забезпечена за будь-якого напруженого стану, навіть за сумісної дії  $\sigma$ ,  $\tau$  і  $\sigma_{loc}$ . За більших значень для забезпечення місцевої стійкості стінку слід підкріпити ребрами жорсткості за однією з таких схем (рис. 9.13): поперечними (основними) на всю висоту стінки з кроком  $\dot{a}$ ; поперечними основними та поздовжніми ребрами у стиснутій зоні; поперечними основними, поздовжнім і короткими поперечними ребрами, розташованими з кроком  $a_1 < a$  між стиснутим поясом і поздовжнім ребром. Останній варіант відзначається значною трудомісткістю виготовлення та характерний для балок, які сприймають рухомі навантаження.

Якщо  $\bar{\lambda}_w < 6$ , то вплив нормальних напружень на стійкість стінки незначний (в діапазоні  $3,2 \leq \bar{\lambda}_w < 6$  вирішальну роль відіграють дотичні напруження), а за  $\bar{\lambda} \geq 6$  необхідні поздовжні ребра жорсткості, призначені для запобігання втраті місцевої стійкості стінки під впливом нормальних напружень (рис. 9.13, з, д). У разі відсутності поздовжніх ребер такі балки належать до класу балок з гнучкою стінкою, особливості розрахунку яких викладені в [5].

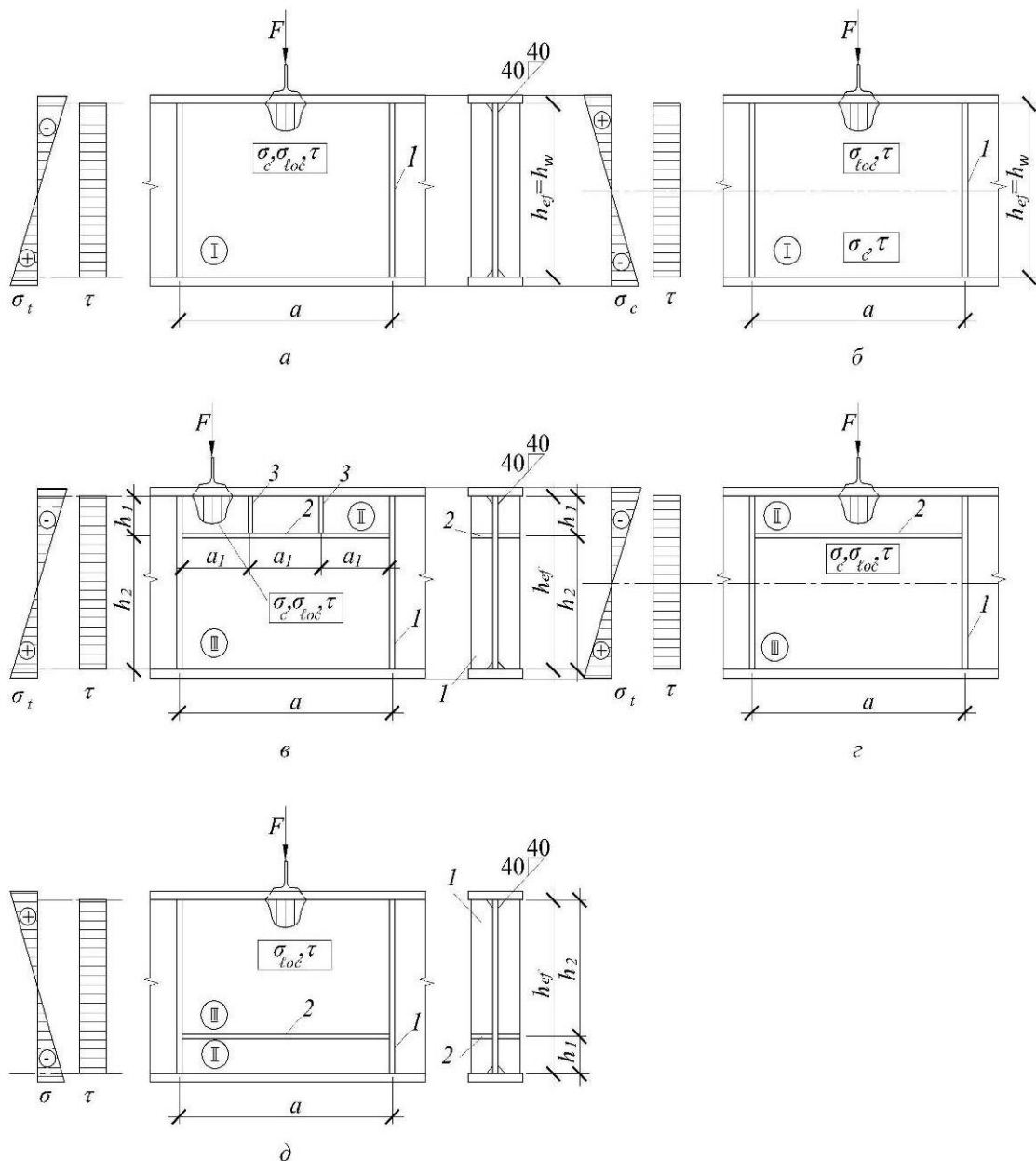


Рис. 9.13. Підкріплення стінок балок ребрами жорсткості: а, б – основними поперечним (1); в – основними поперечним (1) і поздовжніми (2) і короткими поперечними (3); г, д – основними поперечним (1) і поздовжніми (2)

Ділянки стінки між поясами та ребрами жорсткості, які можуть втрачати стійкість незалежно одна від одної, називають **відсіками**. Залежно від схеми підкріплення стінки ребрами та розташування відсіків відносно епюр розрахункових напружень розрізняють три характерні їх типи (рис.9.13):

– I тип – відсік, розташований між верхнім і нижнім поясами балки за наявності тільки основних поперечних ребер;

– II тип – відсік, розташований у стиснутій зоні балки між стиснутим поясом і поздовжнім ребром;

– III тип – відсік, розташований між розтягнутим поясом і поздовжнім ребром.

Вказані типи відсіків розрізняються за напруженим станом, проте умовна гнучкість стінки в кожному з них не повинна перевищувати 6.

Основні поперечні ребра жорсткості встановлюють з кроком, що забезпечує перетинання ребрами можливих хвиль випинання стінки під впливом дотичних напружень, за  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  максимальний крок  $a_{\max} = 2h_{ef}$ , а за  $\bar{\lambda} \leq 3,2$   $a_{\max} = 2,5h_{ef}$ . В окремих випадках, обумовлених в [5], вказані  $a_{\max}$  можуть бути збільшені до  $3h_{ef}$ .

Розташовуючи ребра жорсткості, слід користуватися такими рекомендаціями: ребра слід розміщувати на опорах, у місцях прикладення великих зосереджених сил, а також у місцях примикання допоміжних балок за їхнього сполучення з головними в одному рівні. Доцільно розміщувати ребра жорсткості симетрично відносно середини балки, де, зазвичай, передбачається монтажний стик, та витримувати однаковий крок ребер. У разі неможливості цього біля опор, де перерізувальні сили найбільші, ребра розміщують густіше, збільшуючи крок  $a$  до середини балки. Необхідно також відслідковувати місця заводських або монтажних стиків стінки, щоб не розміщувати ребра ближче ніж  $10t_w$  від них.

Поздовжні ребра жорсткості, які запобігають втраті стійкості стінки під впливом нормальних напружень, встановлюють приблизно в центрі ваги стиснутої зони стінки балки. Ці ребра розміщують на відстані  $h_1 = (0,25 \dots 0,3)h_w$  від стиснутого поясу балки з тим, щоб умовна гнучкість стінки нижнього відсіку не перевищувала 6,0. Поздовжні ребра, зазвичай, включають у роботу балки на згин.

Якщо матеріал балки працює в межах пружних деформацій, то місцеву стійкість стінки, підкріпленої основними поперечними ребрами, розміщеними конструктивно, можна не перевіряти, якщо умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_w$  не перевищує: 3,5 – за відсутності місцевих напружень ( $\sigma_{loc} = 0$ ) у балках з двобічними поясними швами; 3,2 – те саме, в балках з одnobічними поясними швами; 2,5 – за наявності місцевого напруження в балках з двобічними поясними швами. В інших випадках залежно від фактичного напруженого стану місцева стійкість стінки перевіряється для кожного відсіку, розташованого між поясами балки і суміжними ребрами жорсткості.

Розрахунок на стійкість відсіків слід виконувати з урахуванням усіх компонентів їх напруженого стану ( $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ,  $\tau$ ), які обчислюються за перерізом бруто в припущенні пружної роботи сталі.

Стискальні нормальні напруження  $\sigma$  обчислюють у рівні розрахункової межі стінки та приймають зі знаком «плюс»:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y,$$

де  $y$  – відстань від нейтральної осі перерізу до розрахункової стиснутої межі відсіку.

Дотичні напруження у відсіку обчислюють як середні.

Значення розрахункових для відсіку згинального моменту і перерізувальної сили беруть такими, які дорівнюють середнім значенням  $M$  і  $Q$  в межах відсіку, якщо  $a \leq h_{ef}$ ; в межах найбільш напруженої ділянки відсіку довжиною  $h_{ef}$ ,

відкладеної від найбільшої напруженої сторони відсіку, якщо  $a > h_{ef}$ ; на ділянці відсіку, де зусилля мають однакові знаки, якщо  $M$  і  $Q$  в межах відсіку змінюють знак.

Перевірку стійкості відсіків типу I (рис. 9.13, а) в балках симетричного перерізу, матеріал яких працює в межах пружних деформацій, слід виконувати за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c.$$

Критичні дотичні напруження в усіх випадках напруженого стану для відсіків всіх типів визначаються за формулою

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}.$$

Тут  $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ , де  $d$  – менша зі сторін відсіку ( $h_{ef}$  або  $a$ );

$\mu$  – відношення більшої сторони відсіку до меншої ( $h_{ef}/a$  або  $a/h_{ef}$ ).

Наявність місцевих напружень впливає на форму втрати стійкості стінки та на визначення критичних значень  $\sigma_{cr}$  і  $\sigma_{loc.cr}$ , які залежать від відстані між ребрами жорсткості та співвідношення розмірів відсіку. Тому норми [5] розглядають два можливі випадки розставлення ребер жорсткості, коли зосереджене навантаження прикладене до стиснутого поясу.

1. При частому розташуванні ребер жорсткості, коли  $a/h_{ef} \leq 0,8$ , випинання стінки може статися по одній півхвилі. При цьому  $\sigma_{cr}$  визначають, як у разі відсутності місцевих напружень, а локальні критичні напруження місцевої втрати стійкості дорівнюють

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{c_1 R_y}{\lambda_a^2},$$

де  $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ,  $c_1$  – коефіцієнт, який приймають за табл. 9.3 залежно від співвідношення  $a/h_{ef}$ .

Таблиця 9.3

Значення  $c_1$  для зварних балок

$\delta$	Значення $c_1$ при $a/h_{ef}$ , що дорівнюють								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
$\leq 1$	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,8	76,5
$\geq 30$	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

2. При не частому розташуванні ребер жорсткості, тобто коли  $a/h_{ef} > 0,8$ , форма випинання залежить також і від відношення  $\sigma_{loc}/\sigma_0$ .

Якщо  $\sigma_{loc}/\sigma$  більше ніж граничні значення, вказані у табл. 9.4, то випинання також буде відбуватися по одній півхвилі, але втрату стійкості будуть визначати, головним чином, місцеві напруження. В цьому випадку критичні нормальні напруження  $\sigma_{cr}$  будуть більшими, ніж у разі відсутності місцевих напружень:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2},$$

де  $c_2$  – коефіцієнт, який визначають за табл. 9.5. При  $a/h_{ef} > 2$  замість  $a$  слід використовувати  $a = 2h_{ef}$ .

Якщо відношення  $\sigma_{loc}/\sigma$  не більше, ніж граничні значення за табл. 9.5, то випинання стінки відбудеться за двома півхвилями по довжині відсіку. В цьому випадку  $\sigma_{cr}$  та  $\sigma_{loc.cr}$  визначають з підставленням у неї значення  $a/2$  замість  $a$ .

За розрахунковими значеннями напружень  $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ,  $\tau$  для відсіку, що розглядається, і критичними напруженнями  $\sigma_{cr}$ ,  $\tau_{cr}$ ,  $\sigma_{loc.cr}$  перевіряють виконання умови стійкості відсіків I. У разі її невиконання, стінку укріплюють ребром жорсткості під зосередженою силою та виконують перевірку при  $\sigma_{loc} = 0$ . Якщо і при цьому умова не буде задовольнятися, то необхідно чи зменшити розміри відсіку, змінивши розташування ребер жорсткості, чи перекомпонувати переріз (збільшити товщину стінки).

Таблиця 9.4

Граничні значення  $\sigma_{loc} / \sigma$  для зварних балок

$\delta$	Значення $\sigma_{loc} / \sigma$ при $a / h_{ef}$ , що дорівнюють							
	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2$
$\leq 1$	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
$\geq 30$	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939

Таблиця 9.5

Значення коефіцієнта  $c_2$

$a / h_{ef}$	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2$
$c_2$	за табл. 9.2 $c_2 = c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

Якщо зосереджена сила прикладена до розтягнутого пояса (рис. 9.13, б), наприклад біля опор нерозрізних балок, та необхідно виконати дві перевірки: в розтягнутій зоні стінки з урахуванням  $\sigma_{loc}$  і  $\tau$  (тут приймають  $\sigma = 0$ ) і в стиснутій зоні з урахуванням  $\sigma$  і  $\tau$ .

Розрахунок на стійкість відсіків типу II (рис. 9.13, в, з, д) у балках з симетричним перерізом, матеріал яких працює в межах пружних деформацій, виконують за формулою

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr.1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr.1}} + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr.1}} \right)^2 \leq \gamma_c.$$

Складові напруженого стану  $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ,  $\tau$  визначають при цьому  $\sigma$  обчислюють біля найбільш стиснутої кромки стінки в рівні її з'єднання зі стиснутим поясом. Висота пластини типу II становить  $h_1 = (0,25...0,3)h$ , а тому такі пластини перебувають під впливом тільки стискувальних нормальних напружень.

При  $\sigma_{loc} = 0$  нормальні критичні напруження за будь-яких розмірів відсіку становлять

$$\sigma_{cr.1} = \frac{4,76}{1 - \frac{h_1}{h_{ef}}} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}.$$

У випадку  $\sigma_{loc} \neq 0$  нормальні критичні напруження визначають залежно від співвідношення розмірів сторін пластини (рис. 9.13, в, д):

– при  $\mu_1 = a/h_1 \leq 2$  (або  $a_1/h_1 \leq 2$ )

$$\sigma_{cr.1} = \frac{1,19\psi}{1 - \frac{h_1}{h_{ef}}} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2};$$

$$\sigma_{loc.cr.1} = (1,24 + 0,476\mu_1)\psi R_y / \bar{\lambda}_a^2,$$

де  $\psi = \left(\mu_1 + \frac{1}{\mu_1}\right)^2$ ;  $\bar{\lambda}_1 = \frac{h_1}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ;  $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ;

– при  $\mu_1 = a/h_1 > 2$  (або  $a_1/h_1 > 2$ )  $\sigma_{cr.1}$  і  $\sigma_{loc.cr.1}$  визначають, приймаючи  $a = 2h_1$  і  $\mu_1 = 2$ .

Розрахунок на стійкість відсіків типу III (рис. 9.13, в, з) в балках симетричного перерізу, матеріал яких працює в межах пружних деформацій, виконують за формулою

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr.2}} + \frac{\sigma_{loc.2}}{\sigma_{loc.cr.2}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr.2}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

де

$$\sigma_{cr.2} = \frac{5,43}{\left(0,5 - \frac{h_1}{h_{ef}}\right)^2} \cdot \frac{R_y}{\lambda_w^2},$$

а  $\sigma_{loc.cr.2}$  знаходять за табл. 9.2 при  $\delta = 0,8$ , замінюючи відношення  $a/h_{ef}$  на  $a/(h_{ef} - h_1)$ ;  $\tau_{cr.2}$  — з підставленням у формулу розмірів пластини, що перевіряється.

У відсіках типу III еюра нормальних напружень змінює знак по висоті: у рівні сполучення з розтягнутим поясом, до якого можуть бути прикладені зосереджені сили, діють розтягувальні напруження, які перешкоджають втраті стійкості. В рівні сполучення з поздовжнім ребром діють стискувальні напруження, однак вони незначні, а вплив місцевих напружень від зосереджених сил, прикладених до стиснутого пояса, послаблений відсіком типу II (рис. 9.13, в). Перевірку таких пластинок завжди слід виконувати для стиснутої зони з урахуванням  $\sigma$  і  $\tau$ , а також  $\sigma_{loc.2} = 0,4\sigma_{loc}$ , якщо зосереджена сила прикладена до стиснутого поясу. Розтягнуту зону пластини типу III перевіряють тільки в тому разі, якщо до розтягнутого поясу прикладені зосереджені сили, при цьому приймають  $\sigma = 0$ . Розрахунок виконують з урахуванням напружень  $\sigma_{loc.2} = \sigma_{loc}$  і  $\tau$ .

Редра жорсткості найчастіше виконують з листової сталі, значно рідше — з кутиків. Кріплення ребер жорсткості до стінки здійснюють неперервними кутовими швами, катети яких в нерозрахункових швах приймають конструктивно, а при передачі зусилля (наприклад, реакції балки) — за розрахунком.

У двотаврових балках конструкцій груп 2, 3 та 4 відповідно до норм проектування [5] слід використовувати односторонні ребра жорсткості, а в інших випадках — парні (рис. 9.14). У балках з односторонніми поясними швами

односторонні ребра жорсткості розташовують з боку, протилежного розташуванню поясних швів. У балках, які несуть статичне навантаження, ребра жорсткості приварюють і до поясів.

При укріпленні стінки тільки поперечними основними ребрами жорсткості їхні розміри повинні задовольняти такі умови:

– ширина виступаючої частини парного симетричного ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм};$$

– те саме, одностороннього  $b_h \geq \frac{h_{ef}}{24} + 50 \text{ мм};$

– товщина ребра  $t_h \geq 2b_h \sqrt{R_y / E} .$

Ребра жорсткості зварних балок віддаляють від стиків стінки на відстань не менше як 10 товщин стінки. В місцях перетину стикових швів стінки балки з поздовжнім ребром шви, що прикріплюють ребро, не доводять до стикового шва на 40 мм з кожного боку (рис. 9.14, в).

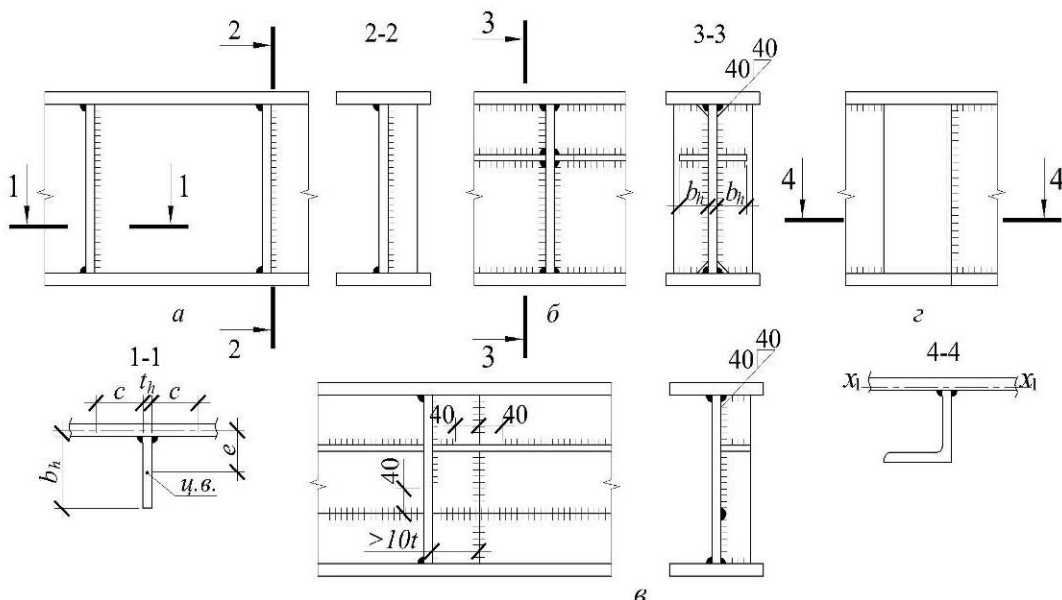


Рис. 9.14. Ребра жорсткості в балках: а – односторонні з листів; б – парні з листів; в – взаємне розташування ребер жорсткості та стиків стінки, парні з листів; г – односторонні з кутиків

Поперечні основні ребра жорсткості, розташовані в місці прикладення до верхнього пояса великої зосередженої сили, слід розраховувати як умовний

стояк на загальну стійкість. У розрахунковий переріз стояка включають переріз ребра жорсткості та ділянки стінки шириною  $c = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$  з кожного боку ребра (рис. 9.14, *a*). Розрахункову довжину стояка приймають такою, що дорівнює висоті стінки. У разі парних ребер стояк розраховують як центрально-стиснутий, а при односторонніх ребрах – як позакентрово-стиснутий з ексцентриситетом, що дорівнює відстані від серединної поверхні стінки до центра ваги розрахункового перерізу стояка.

### Жорсткість балок

Жорсткість балок характеризується їх прогином. Досягнення граничних прогинів належить до другої групи граничних станів, тому розрахунок на жорсткість повинен виконуватися за експлуатаційним навантаженням без урахування послаблення перерізу, тобто за геометричними характеристиками бруто. Розрахункове експлуатаційне навантаження менше від граничного розрахункового, тому розрахунок на жорсткість завжди передбачає пружну роботу сталі.

Розрахунок полягає у визначенні прогину балки  $f$  і порівнянні його з граничним значенням  $f_u$ , вказаним у [2] залежно від типу балкової конструкції, прольоту і умов експлуатації. Для деяких випадків, що часто трапляються, граничні значення  $f_u$  наведені в табл. 9.6.

Таблиця 9.6

Граничні значення вертикальних прогинів

Елементи конструкцій	Вимоги	Вертикальні граничні прогини	Навантаження для визначення прогинів
Балки кранових колій, під опорні і підвісні крани, керовані: – з підлоги, в тому числі тельфери (талі) – з кабіни, при роботі за режимами груп	Технологічні	$l / 250$	Від одного крана

Елементи конструкцій	Вимоги	Вертикальні граничні прогини	Навантаження для визначення прогинів
1К – 6К 7К 8К	Технологічні та фізіологічні	$l / 400$ $l / 500$ $l / 600$	
Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (в тому числі поперечні ребра плит і настилів): покриттів і перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті $l$ , м: $l = 3$ $l = 6$ $l = 24$ (12) $l \geq 36$ (24) покриттів і перекриттів за наявності тельферів (талей), підвісних кранів, керованих:  – з підлоги  – з кабіни	Естетико-психологічні      Технологічні   Фізіологічні	$l / 150$ $l / 200$ $l / 250$ $l / 300$  $l / 300$ або $a / 150$ (менше з двох)  $l / 400$ або $a / 200$ (менше з двох)	Постійні та тимчасові тривалі      Тимчасові з урахуванням навантаження від одного крана на одній колії   Від одного крана чи тельфера на одній колії

*Примітки:* 1)  $a$  – крок балок або ферм, до яких прикріплені підвісні кранові колії;  
2) значення в дужках слід приймати для висоти приміщень до 6 м включно.

На практиці замість абсолютного значення прогину зручно обчислювати відносний прогин  $f/l$  і порівнювати з граничним відносним прогином  $(f/l)_u$ , де  $l$  – розрахунковий проліт елемента конструкції.

У разі рівномірно розподіленого навантаження чи за значною кількості (більше чотирьох) однакових зосереджених сил перевірку для однопролітної балки, що вільно лежить на двох опорах, виконують за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_{a,\max} l}{EI_x} \leq \left( \frac{f}{l} \right)_u,$$

де  $M_{a,\max}$  – максимальний момент у балці від експлуатаційного навантаження.

## 9.5. Проектування балок складеного перерізу

Балки складеного перерізу застосовують у випадках, коли прокатні балки не задовольняють умовам міцності, жорсткості, загальної стійкості, тобто при великих прольотах і великих згинальних моментах, а також, якщо вони економічніші.

Складені балки виготовляють, зазвичай, зварними, їх переріз складається з трьох листів (рис. 9.15).

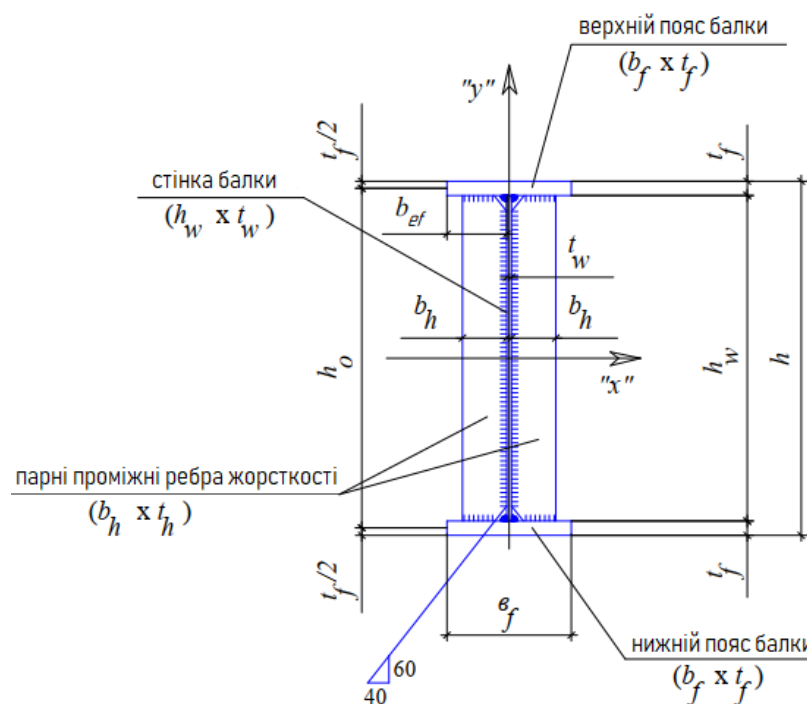


Рис. 9.15. Перетин складної зварної балки

Для економії матеріалу в складених балках змінюють переріз за довжиною (зазвичай, за рахунок розміру  $b_f$ ) відповідно до епюри згинальних моментів.

Зварні балки виготовляють на заводах металевих конструкцій, обладнаних технологічними лініями виготовлення зварних двутаврів. З'єднання стінки та поясів двутаврів здійснюється за допомогою автоматичного зварювання. Стінку та пояси балок виготовляють із сталевих листів, що випускаються за ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий горячекатаний. Сортамент [11].

Пружнопластична робота матеріалу в таких балках допускається з тими ж обмеженнями, що й для прокатних балок.

**Висота балок складного перерізу.** Висота балки визначається економічними міркуваннями, максимально допустимим прогином балки або технологічними міркуваннями.

Маса балки складається з маси стінки та з маси поясів, маси деяких конструктивних елементів (ребер жорсткості). При збільшенні висоти перерізу балки маса стінки збільшується, а маса поясів знижується. І навпаки, при зменшенні висоти перерізу балки маса стінки знижується, а маса поясів збільшується (рис. 9.16). Таким чином, зварні балки, зазвичай, проектують оптимальної висоти  $h_{\text{опт}}$ , при якій витрата стали на них мінімальна.

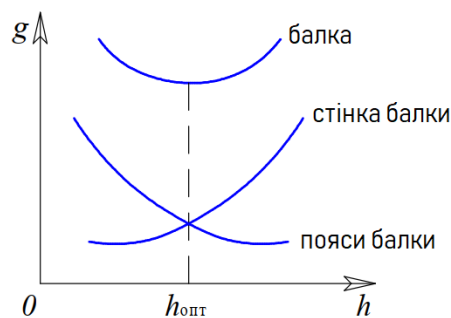


Рис. 9.16. Графік залежності маси балки від висоти перерізу

Оптимальна висота балки може бути визначена за формулою:

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}},$$

де  $k$  – коефіцієнт, що залежить від конструктивного оформлення балки: для зварних – 1,15-1,2; для клепаних – 1,2-1,25;

$W$  – момент опору перерізу балки у площині згину;

$t_w$  – товщина стінки балки.

У теперішній час найбільш застосовна формула для визначення оптимальної висоти балки:

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \lambda_w \cdot W}{2}},$$

де  $\lambda_w$  – гнучкість стінки балки, яка визначається за формулою:

$$\lambda_w = h_w / t_w,$$

де  $h_w$  – висота стінки балки.

Найменша висота балки визначається жорсткістю балки – її граничним прогином – може бути обчислена за такою формулою:

$$h_{\text{min}} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot \gamma_n}{24 \cdot E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_d^n}{q},$$

де  $\left[ \frac{l}{f} \right]$  – обернена величина нормованого відносного прогину;

$q_d^n$  – нормативне рівномірно розподілене навантаження, що діє на балку і включає постійні та тимчасові тривалі навантаження з урахуванням фактичної ваги балки;

$q$  – розрахункове рівномірно розподілене навантаження, що діє на балку і включає постійні та тимчасові навантаження з урахуванням фактичної ваги балки;

$l$  – проліт балки;

$E$  – модуль пружності сталі.

При врахуванні пружнопластичної роботи матеріалу мінімальна висота балки визначається за формулою:

$$h_{\text{min}} = \frac{5 \cdot c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot \gamma_n}{24 \cdot E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_d^n}{q},$$

де  $c_1$  – коефіцієнт, що враховує розвиток пластичних формацій у перерізі.

Висота балки  $h$  приймається  $h_{\text{min}} \leq h \approx h_{\text{опт}}$  з урахуванням того, що  $h = h_w + 2 \cdot t_f$ .

Товщину листів балки призначають відповідно до сортаменту листового прокату.

**Товщина стінки балки.** Мінімальна товщина стінки балки з умови зрізу на опорі визначається за такою формулою:

$$t_{w,s,\min} = 1,2 \cdot \frac{Q_{\max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

де  $Q_{\max}$  - максимальна поперечна сила в балці;

$R_s$  - розрахунковий опір зрізу.

Мінімальна товщина стінки балки з умови місцевого (локального) зминання визначається за такою формулою:

$$t_{w,loc,\min} = \frac{F}{l_{loc} \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де  $l_{loc}$  – довжина розподілу місцевого тиску на стінку балки, визначається за [5];

$F$  – величина місцевого тиску балку;

$R_y$  – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, згину, межі текучості.

**Конструктивні вимоги до розмірів елементів перерізу з'єднаних балок.**

Горизонтальні поясні листи зварних балок зазвичай приймають не більше трьох товщин стінки ( $t_f \leq 3 \cdot t_w$ ) з умови зварюваності. Застосування товстих листів нерационально, оскільки зі зростанням товщини знижується розрахунковий опір.

Ширину горизонтальних листів зазвичай приймають рівною  $b_f = (1/3-1/5)h$  за умови забезпечення загальної стійкості.

З умови забезпечення автоматичного зварювання балки ширина поясу приймається  $b_f \geq 180$  мм. З конструктивних міркувань ширину поясу слід приймати більше за  $b_f \geq h/10$ .

З умови рівномірного розподілу нормальних напружень по ширині поясу

його розмір слід приймати  $b_f \leq \frac{1}{3} \cdot h$ ,  $b_f \leq 600$  мм та  $b_f \leq 30 \cdot t_f$ .

Зазвичай, ширина поясних листів  $b_f$  приймається кратно 2 см.

При призначенні розмірів поясів слід пам'ятати, що у листового прокату товщиною понад 20 мм знижується розрахунковий опір, тому застосування листів товщиною понад 20 мм економічно не доцільне.

**Перевірка місцевої стійкості поясів балки.** Пояси балки (рис. 9.15) повинні задовольняти умови місцевої стійкості, перевірка якої за пружної роботи матеріалу проводиться за формулою:

$$\frac{b_{ef,f}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де  $b_{ef,f}$  – звис полиці, визначається за формулою:

$$b_{ef,f} = (b_f - t_w) / 2.$$

**Перевірка місцевої стійкості стінки балки.** Про місцеву стійкість стінки балки судять за значенням наведеної гнучкості стінки, яка визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де  $h_{ef}$  – розрахункова висота стінки балки (рис. 9.17). Для зварних балок допускається приймати  $h_{ef} = h_w$ .

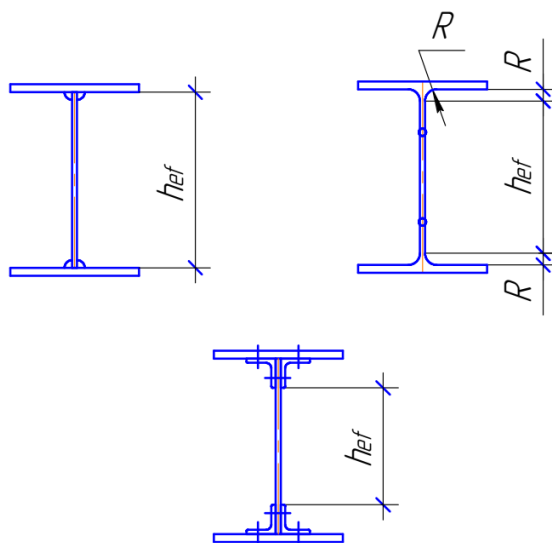


Рис. 9.17. Розрахункова висота стінки  $h_{ef}$  для балок складного перерізу

Стійкість стінки балки забезпечена, якщо:

$\bar{\lambda}_w \leq 3,5$  за відсутності місцевих напружень у балці з двосторонніми поясними швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 3,2$  за відсутності місцевих напружень у балці з односторонніми поясними швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 2,5$  за наявності місцевих напружень у балці з двосторонніми поясними швами.

Якщо умовна гнучкість  $\bar{\lambda}_w$  перевищує зазначені вище значення, то необхідно виконати перевірку стінки балки на стійкість за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

де  $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ,  $\tau$  – напруження у верхній зоні стінки балки від навантаження;

$\sigma_{cr}$ ,  $\sigma_{loc,cr}$ ,  $\tau_{cr}$  – критичні напруження (граничні) у стінці балки, що визначаються за методикою [5].

Стінку балки укріплюють поперечними ребрами жорсткості. Поперечні ребра бувають односторонні та парні. Поперечні ребра жорсткості встановлюють, якщо:

$\bar{\lambda}_w \geq 3,2$  – за відсутності рухомого навантаження на поясі балки;

$\bar{\lambda}_w \geq 2,2$  – за наявності рухомого навантаження на поясі балки.

Відстань між основними поперечними ребрами не повинна перевищувати  $2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  та  $2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ .

Ширина ребра жорсткості визначається за формулами:

– для парних ребер  $b_h \geq h_{ef} / 30 + 40$  мм;

– для односторонніх  $b_h \geq h_{ef} / 24 + 50$  мм.

Ширина ребер жорсткості приймається кратною 5 мм. Товщина ребер жорсткості визначається за такою формулою:

$$t_h \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Товщина ребер жорсткості остаточно приймається відповідно до сортаменту листової сталі.

## 9.6. Конструкції полегшених балок

Полегшені балки – це сталеві балки, у яких за рахунок спеціальних конструктивних рішень зменшується витрата сталі при збереженні несучої здатності та жорсткості. Їх основна мета – зниження власної маси конструкцій і підвищення економічності.

### Основні типи полегшених балок:

1. Балки з гофрованою стінкою (гофробалки або Sin-балка – виконуються зі стінкою у вигляді трапецеїдального або синусоїдального гофра (рис. 9.18).



Рис. 9.18. Гофробалка

Завдяки гофруванню підвищується місцева стійкість стінки, тому її товщина може бути значно меншою, ніж у звичайних двотаврів.

У звичайних балках товщина стінок, зазвичай, визначається не умовою міцністю, а вимогами місцевої стійкості. Постановка поперечних ребер пом'якшує ситуацію, дозволяючи зменшити товщину стінок і одночасно підвищуючи крутильну жорсткість балок, оскільки ребра відіграють роль діафрагм і забезпечують незмінність контуру поперечного перерізу. Ще із середині 30-х років ХХ ст. з'явилася ідея гофрування стінок балок, що ще ефективніше забезпечить бажані результати. Гнучкість таких стінок можна підвищити до 300-600, до того ж чим тонша стінка, тим легше виконати її гофрування.

Товщину гофрованих стінок приймають у межах 2-8 мм, що забезпечує їм усі переваги, що визначаються тонкостінністю. У виготовленні стінок з'являється додаткова технологічна операція – гофрування – і дещо ускладнюється зварювання поясних швів, але зменшення товщини стінки та виключення значної кількості ребер жорсткості призводять в кінцевому рахунку до зниження витрат на виготовлення балок на 15...25%. За трудомісткістю виготовлення та витрати металу балки з гофрованою стінкою виграють і у балок з гнучкою стінкою завдяки різкому зниженню числа ребер жорсткості, підвищеної жорсткості крутильної балок і високої місцевої стійкості стінки.

При виборі конструктивного рішення балки з гофрованою стінкою доводиться враховувати як особливості напружено-деформованого стану балки під навантаженням, а й вимоги технологічності. Найбільш прості та технологічні у виготовленні стінки з трикутними гофрами, але стінки з хвилястими гофрами стійкіші. Практикується і застосування смуг із готового профнастилу.

Балки з гофрованими стінками проектують зазвичай двотаврового перерізу з поясами з листів, причому тут не потрібна підвищена жорсткість поясів на вигин та кручення (на відміну від балок з гнучкою стінкою); переріз поясів може бути досить розвиненим по ширині і змінним відповідно до контуру епюри згинальних моментів, що забезпечує додаткову економію металу. Область застосування балок з гофрованою стінкою ширша, ніж балок з гнучкою стінкою: вони застосовуються в підкранових конструкціях і в усіх інших випадках, коли потрібна підвищена жорсткість балок на кручення.

## **2. Балки з перфорованою (отвірчастою) стінкою**

Прагнення підвищити ефективність використання металу в роботі елементів, що згинаються, привела інженерів ще в перших десятиліттях ХХ ст. до оригінальної ідеї, що дає змогу розширити діапазон використання прокату. Стінка прокатного двутавра (швелера) розрізається по зигзагоподібній ламаній лінії з регулярним кроком за допомогою газового різання або на потужних

пресах, і потім обидві половини балки, що розрізає, з'єднуються зварюванням в поєднаних між собою виступах стінки. Кінцевий результат призводить до збільшення висоти балки і дозволяє перерозподілити матеріал перерізу, концентруючи його ближче до периферійних волокон (полиць) та суттєво підвищуючи такі геометричні характеристики перерізу, як момент інерції та момент опору. Утворюється своєрідна конструктивна форма – балка з вікнами у стінці.

Найпоширеніший варіант – балки Кастелло (Castellated beams), у яких отвори отримують шляхом вирізання зигзагоподібної лінії та зварювання половинок зі зміщенням (рис. 9.19).



Рис. 9.19. Балки з перфорованою (отвірчастою) стінкою

Зміна висоти вихідного перерізу в півтора рази підвищує приблизно стільки ж його момент опору і майже вдвічі – момент інерції. Маловикористовується частина перерізу стінки в центральній зоні як би вилучається (35...40% матеріалу стінки), що для більшості балок не представляє будь-якої небезпеки. Витрата металу у таких балках на 20...30 % менше, ніж у звичайних прокатних балках, за одночасного зниження вартості на 10...18%. Додаткові витрати на розрізку та зварювання вихідного прокату невеликі: порівняно зі звареними складовими двотаврами з трудомісткості виготовлення перфоровані балки на 25...35% ефективніше за рахунок скорочення обсягу зварювання та значно меншої трудомісткості операцій обробки.

### 3. Сталезалізобетонні (комбіновані) балки

Сталезалізобетонна (комбінована) балка – комбінований елемент із бетону (залізобетону) і конструкційної або холодноформованої профільної сталі, об'єднаних за допомогою з'єднань, що працюють на зсув і виключають можливість поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою [12] (рис. 9.20). Сталеві балки працюють у складі з монолітною чи збірною залізобетонною плитою.

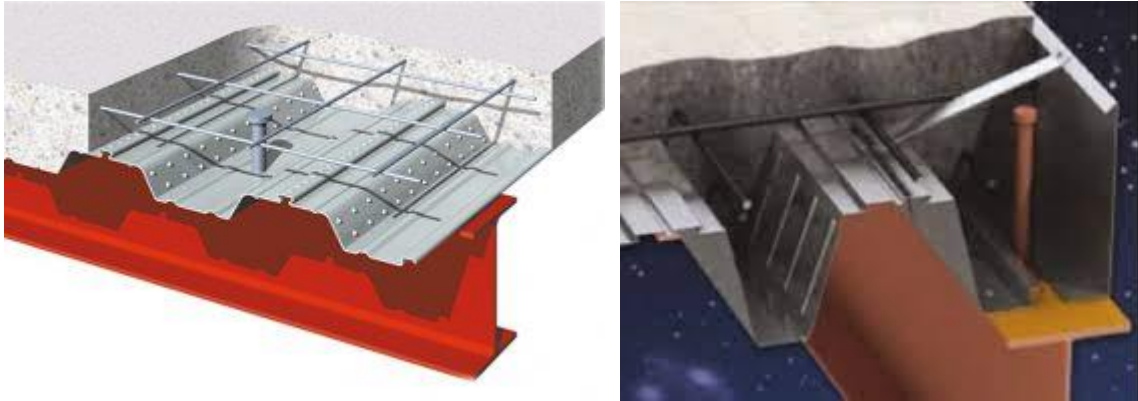


Рис. 9.20. Сталезалізобетонні (комбіновані) балки

Зазвичай, сталева частина забезпечує міцність на розтяг, а бетонна – на стиск, що дозволяє створювати більш ефективні та міцні конструкції порівняно з використанням лише сталі або бетону окремо. Завдяки сумісній роботі зменшується висота балки, знижується витрата сталі.

Використовуються у мостах, перекриттях цивільних і промислових споруд.

### 4. Бісталеві балки

З метою зменшення витрат матеріалу все ширше використовують сталі підвищеної міцності. Але оскільки ці сталі мають більшу вартість (у зв'язку із застосуванням легувальних компонентів і ускладненням технології виплавлення та прокатування), їх використання доцільне лише у найбільш напружених елементах перерізу. У балках такими елементами є полицки у середній частині прольоту – зоні дії найбільших згинальних моментів. Менш напружені

припорні ділянки полицок і стінку виконують зі звичайної маловуглецевої сталі. Ці балки називають бісталевими (рис. 9.21).



Рис. 9.21 Бісталеві балки

Особливістю роботи таких балок є те, що у зоні дії максимального згинального моменту матеріал стінки працює за межею текучості. Епюра нормальних напружень у перерізі складна (рис. 9.22). Напруження у полицках досягають більших значень, ніж у стінці, а текучість сталі стінки (через нижче значення межі текучості) спостерігається ще за пружної роботи матеріалу полицок. Беручи до уваги можливі несприятливі відхилення міцності сталей вважають, що межі текучості матеріалів дорівнюють їх розрахунковим опорам і відповідно позначають для маловуглецевої сталі стінки  $R_{y(w)}$ , а для високоміцної частини полицок –  $R_{y(f)}$ .

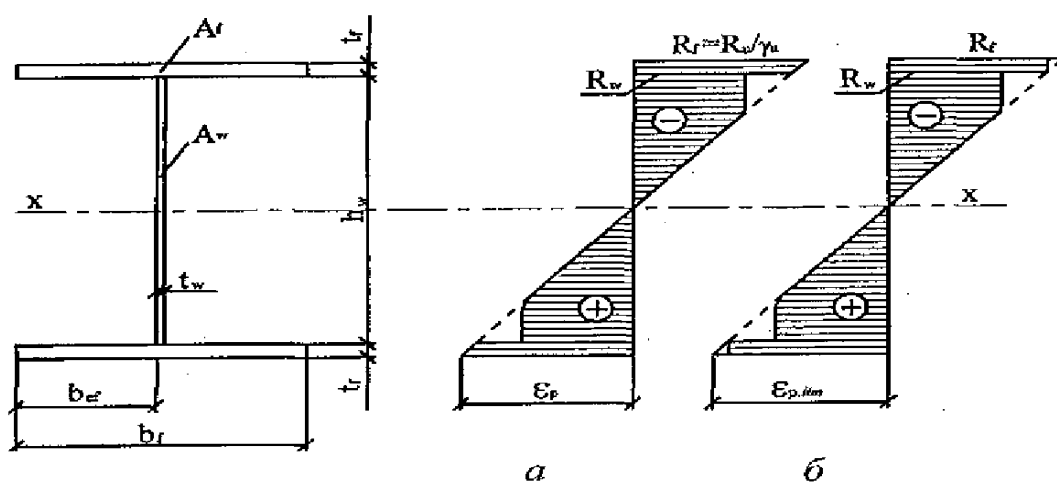


Рис. 9.22. Епюри напружень і деформацій в бісталевих балках: а - за критерієм граничних напружень при пружній роботі поясів; б - за критерієм обмежених пластичних деформацій

Таким чином, економія матеріалу досягається не тільки за рахунок застосування у поличках сталі підвищеної міцності, але й повнішого використання міцності сталі стінки.

За умов економії сталі і зниження вартості конструкцій відношення розрахункових опорів сталі поясів і стінки рекомендується приймати в межах  $1,4 < R_f / R_w < 2$ . Проте при високих значеннях  $R_f / R_w$  обмеження пластичних деформацій у стінці може привести до занадто низьких напружень у поясах.

Норми проектування [5] рекомендують розрахунок бісталевих балок виконувати з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій у стінці при досягненні у поясах балки (виконаних з більш міцної сталі) розрахункового опору  $R_{yf}$  ( $R_{yf}$  – розрахунковий опір сталі поясу за границею текучості).

## **5. Попередньо напружені балки**

Попереднє напруження є одним з найефективніших способів зниження матеріаломісткості балок. При цьому часто знижується і вартість. Найчастіше економія металу становить 10-20%, вартість знижується на 5-12%. Напружені балки мають підвищену жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їх висоту і відповідно об'єм будівлі. Зазначеної ефективності найчастіше досягають шляхом:

- 1) створення у перерізі балки напруженого стану, протилежного за знаком станові від зовнішнього навантаження. Таким чином, при завантаженні у балці спочатку компенсуються зусилля від попереднього напруження і лише після цього вона працює як звичайна. Це подовжує ділянку її пружної роботи;
- 2) використання високоміцних сталей у вигляді зтяжок з пучків, тросів, канатів. Правильно дібрані значення попереднього натягу зтяжок також дає змогу зменшити прогин балки, тобто підвищити її жорсткість.

Методи попереднього напруження балок.

1. Вигин частин перерізу балки у напрямку, протилежному її прогину від зовнішнього навантаження, з подальшим з'єднанням цих частин в один переріз. Після попереднього вигину і зварювання замикального шва частини балки

залишаються деформованими, а в їх перерізах діють взаємно зрівноважені залишкові напруження, епюри яких зображені на рис. 9.23, в. Накладаючи на цей залишковий деформований стан напруження від зовнішнього навантаження (рис. 9.23, г), отримуємо у перерізах такий розподіл напружень, який відповідає шарніру пластичності. Тобто міцність матеріалу всього перерізу використовується повністю, без його пластичного деформування, яке супроводжується надмірними прогинами. Таким чином вдається не лише зекономити матеріал, а й підвищити жорсткість перерізу.

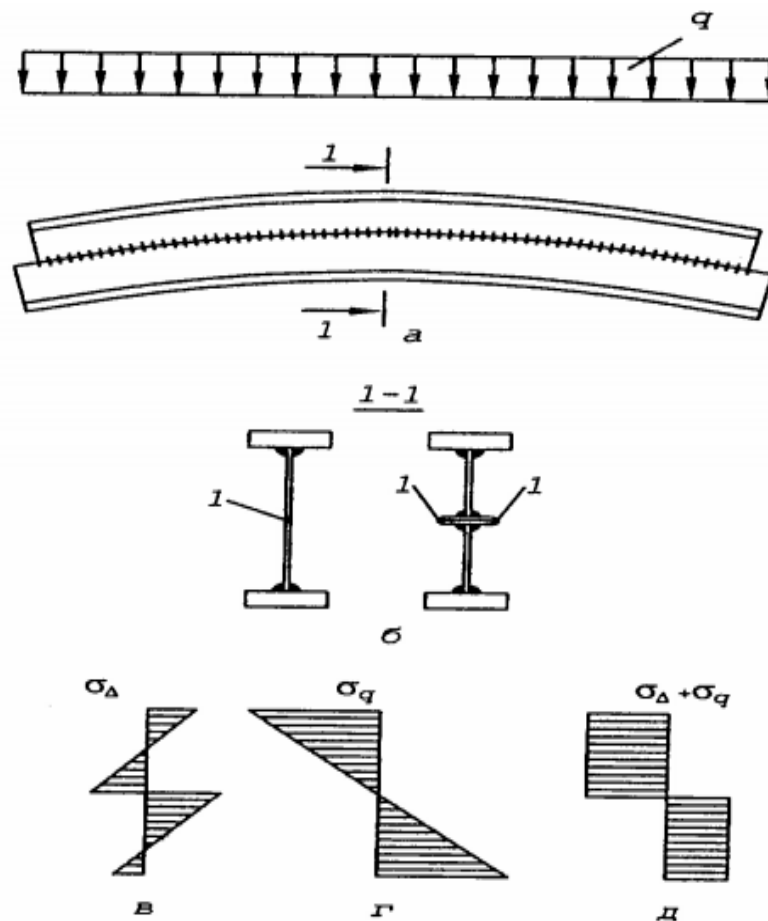


Рис. 9.23. Напруження балки попереднім вигином частин перерізу:  
 а – схема напруження; б – найпоширеніші перерізи; в,г,д – епюри напружень відповідно від попереднього вигину, зовнішнього навантаження та сумарна;  
 1 – замикальний шов

2. Метод попереднього напруження переміщенням опор найчастіше використовують у нерозрізних конструкціях мостів. Переміщують опори (на рис. 9.24 опускають крайні) таким чином, щоб у зонах дії максимальних згинальних

моментів від зовнішнього навантаження створити протилежні за знаком зусилля. При додаванні згинальних моментів від зовнішнього навантаження (рис. 9.24, а) і від переміщення опор (рис. 9.24, б) відбувається вирівнювання значень згинального моменту по довжині балки (рис. 9.24, в), що спрощує конструювання і дає змогу зменшити висоту перерізу.

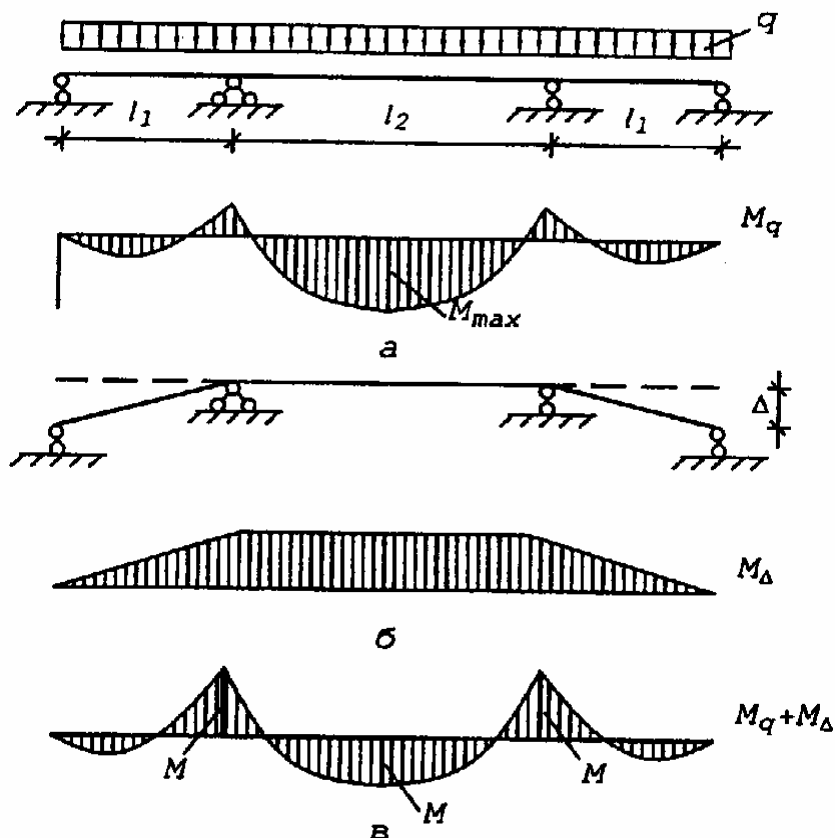


Рис. 9.24. Напруження балки переміщенням опор: а – розрахункова схема балки та епюра згинальних моментів від зовнішнього навантаження; б – схема переміщення опор та епюра згинальних моментів, зумовлених переміщеннями; в – сумарна епюра

3. Високоміцні зтяжки встановлюють у зонах, де діють найбільші напруження (рис. 9.25, а). Нижній пояс проектують значно меншим від верхнього, оскільки його частково замінює зтяжка (рис. 9.25, б). При натягу зтяжки зусиллям  $N_0$  на балку діє згинальний момент  $M = N_0 \cdot e$ , який зумовлює у перерізах балки нормальні напруження (рис. 9.25, в), протилежні напруженням від зовнішнього навантаження. Таким чином, досягають не лише розвантаження балки, а й зменшення нормальних напружень у її перерізах. Балка має зайвий зв'язок (зтяжку) і тому є статично невизначеною. Розраховуючи таку балку,

доцільно за невідоме приймати зусилля у зтяжці. При обчисленні прогинів враховують вигин балки від попереднього натягу зтяжки.

У багатопролітних нерозрізних балках, враховуючи, що поблизу опор діють також значні згинальні моменти, зтяжки встановлюють не тільки у прольотах, але й над опорами відповідно до характеру епюри згинальних моментів.

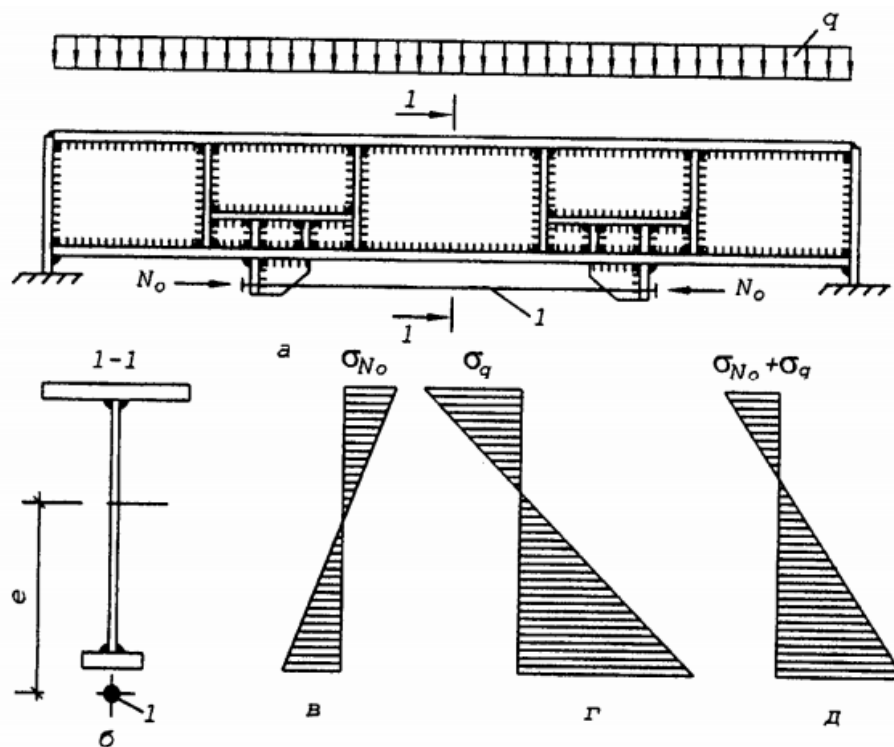


Рис. 9.25. Балка з попередньо напруженою зтяжкою:  
а – схема балки; б – переріз 1-1; в, г, д – епюри напружень відповідно від натягу зтяжки, зовнішнього навантаження та сумарна; і – зтяжка

### Контрольні питання:

1. Що таке балка в будівельних конструкціях?
2. Які основні види балок застосовуються у будівництві?
3. У чому полягає різниця між суцільними та наскрізними балками?
4. Які основні схеми опирання балок?
5. Які фактори впливають на вибір типу балки в конструкції будівлі?
6. Що таке балкова клітка і з яких елементів вона складається?
7. Які основні схеми компонування балкових кліток відомі?
8. Як впливає напрямок розташування головних і другорядних балок на роботу перекриття?

9. У яких випадках застосовують розріджені та щільні балкові клітки?
10. Які вимоги до жорсткості та прогинів балкових кліток?
11. Що таке настил і яку функцію він виконує в балкових конструкціях?
12. Які матеріали застосовуються для настилів у сучасному будівництві?
13. Які види сталевих настилів існують?
14. У чому переваги профільованого настилу?
15. Як здійснюється спільна робота настилу і балок?
16. Які внутрішні зусилля виникають у балках під дією навантажень?
17. Як визначаються поперечна сила і згинальний момент у балці?
18. У чому полягає поняття граничних станів при розрахунку балок?
19. Як перевіряють міцність і жорсткість балок?
20. Які умови забезпечення загальної та місцевої стійкості балок?
21. У чому полягає відмінність складених балок від звичайних прокатних?
22. Які типи складених балок застосовуються у будівництві?
23. Які переваги дають складені балки зі змінною висотою перерізу?
24. Які конструктивні вимоги висуваються до складених балок?
25. Як перевіряється міцність, жорсткість і стійкість балок складеного перерізу?
26. Що таке полегшені балки та з якою метою їх застосовують?
27. Які основні різновиди полегшених балок існують?
28. У чому переваги балок з гофрованою стінкою?
29. Які особливості роботи та проектування балок із перфорованою стінкою (балок Кастелло)?
30. У яких випадках застосовуються сталезалізобетонні та змінної висоти балки?
31. Які недоліки мають полегшені балки та як їх усувають?

## ТЕМА 10. МЕТАЛЕВІ КОЛОНИ

### План:

10.1. Загальна характеристика

10.2. Колони та стрижні, що працюють на центральний стиск

10.2.1. Колони суцільного перерізу

10.2.2. Колони наскрізного перерізу

10.3. Колони та стрижні, що працюють на стиск із згином

### 10.1. Загальна характеристика

**Колони** – це вертикальні елементи, які підтримують розташовані вище конструкції та передають навантаження від них на фундаменти.

Колона є найдавнішою будівельною конструкцією. Понад 3000 років тому єгиптяни витісували з каменю колони для надгробних пам'яток, а у V ст. до н.е. колона зайняла центральне місце в колонадах громадських будівель у стародавніх греків та римлян. Такі колони споруджувалися виключно за емпіричними правилами, запозиченими з навколишнього світу.

Науковий підхід до вивчення проблеми роботи стислих конструкцій було розпочато у XVIII ст., коли Петрус Ван-Мусшенбрук побудував установку для випробувань на стиск, а Леонард Ейлер отримав свою знамениту формулу. Було встановлено, що здатність центрально-стисненого стрижня обернено пропорційна квадрату його довжини, тобто вдвічі довший стрижень несе вчетверо менше навантаження. На жаль, формула Ейлера, що містить довільне ціле число, якому на той час не могли знайти пояснення, а також слабка відповідність цієї формули експериментальним даним призвели до її забуття майже на 200 років.

Колони, стійки, стріли кранів та інші поздовжньо стислі конструкції з погляду їх розрахунку мають спільні риси з окремими елементами, що входять

до складу інших конструкцій або стрижневих систем, наприклад, зі стрижнями ферм, елементами зв'язків тощо. У колонах можна виділити три основні частини, які різняться за конструктивним рішенням і функціональним призначенням (рис. 10.1, рис. 10.2): **оголовок**, на який безпосередньо опираються розташовані вище конструкції; **базу (башмак)** – нижню частину, яка забезпечує передачу зусилля на фундаменті і закріплення колони відповідно до розрахункової схеми; **стрижень** – основний конструктивний елемент, який передає зусилля від оголовка до бази.

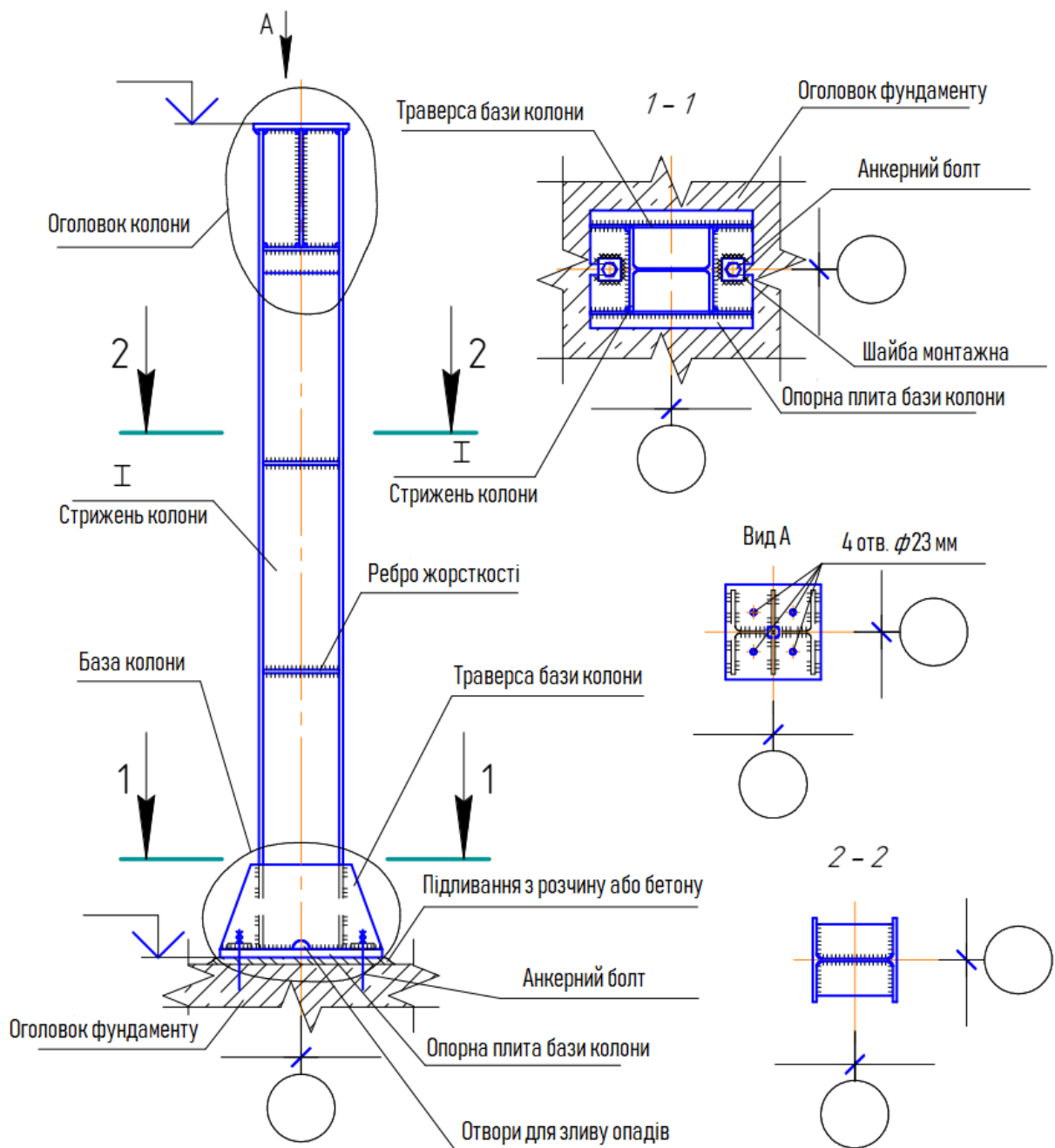


Рис. 10.1. Колонна суцільного перерізу

За статичною схемою та характером навантаження колони можуть бути одноярусні та багатоярусні. За типом перерізу колони можуть бути **суцільні** (рис. 10.1) та **наскрізні** (рис. 10.2). Суцільні колони виготовляють з прокатних елементів або листів; наскрізні – з окремих гілок, які з'єднані для сумісної роботи планками або решітками. Суцільні колони у більшості випадків використовують при великих навантаженнях і порівняно невеликих довжинах, наскрізні – навпаки, при невеликих навантаженнях і великих довжинах.

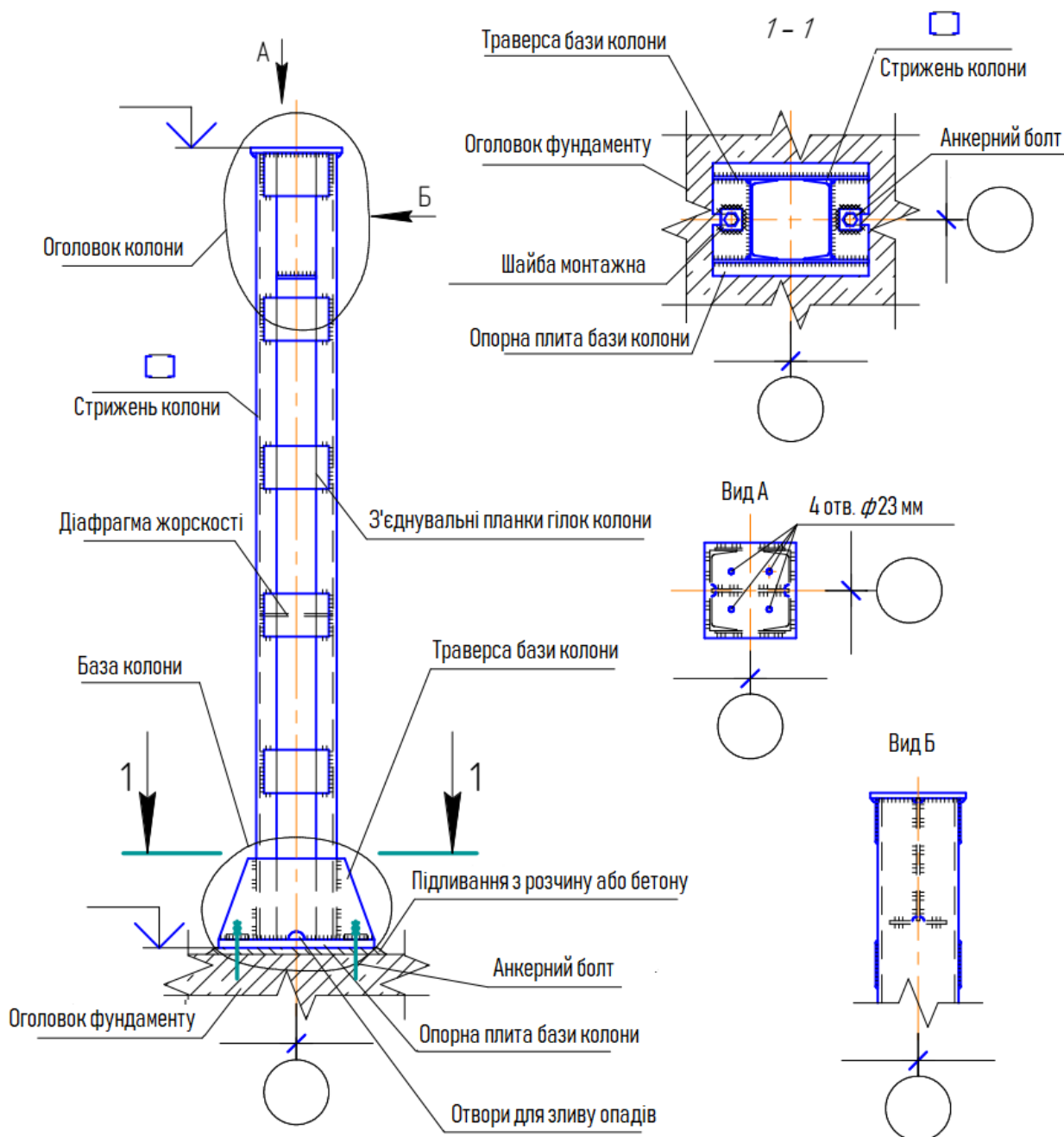


Рис. 10.2. Колона наскрізного перерізу

Переріз стрижня колони за висотою може бути сталим або змінним. Спирання колон на фундаменти і спряження їх з елементами перекриття може бути шарнірним або жорстким.

За формою силуету конструкції можуть бути постійного перерізу, змінного перерізу та ступінчастими. Зміна перерізу по довжині дозволяє знизити металоємність, але незначно, тому такі стрижні проектують з архітектурних міркувань або коли зниження маси призводить до додаткових ефектів, наприклад, в рухомих конструкціях типу кранових стріл.

Елементи стрижневих конструкцій невеликих поперечних розмірів проектують із круглих або прямокутних труб, одиночних або спарених куточків.

Залежно від характеру роботи колони розрізняють **центрально-стислі** і **позацентрово-стислі**. У центрально-стиснутих колонах навантаження передається по центру ваги перерізу стержня або симетрично відносно нього. Цього досягають застосуванням опорних ребер у розрізних балках (рис.10.3, а) або центруючої підкладки у нерозрізних балках (рис. 10.3, б).

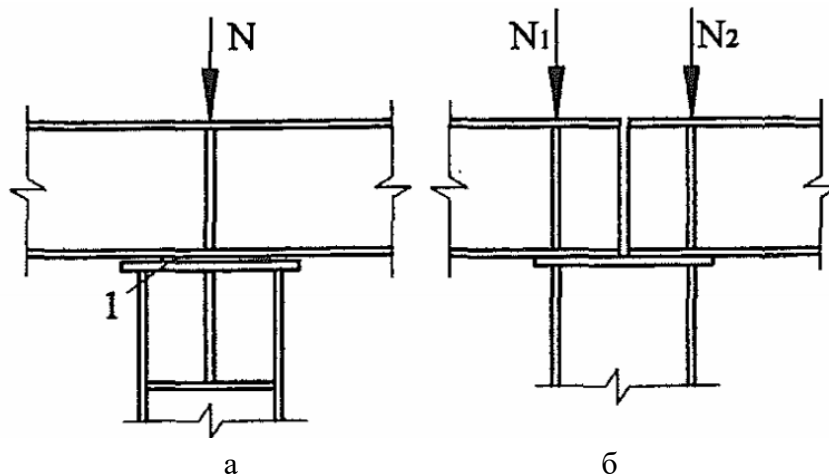


Рис. 10.3. Варіанти передачі навантаження від балок: а – через підкладки; б – через внутрішні опорні ребра; 1– підкладка

## 10.2. Колони та стрижні, що працюють на центральний стиск

Центрально-стиснуті колони застосовуються для підтримки міжповерхових перекриттів та покриттів будівель, у робочих майданчиках, шляхопроводах,

естакадах тощо. Центральні-стиснуті стрижні працюють у складі конструктивних елементів та комплексів важких гратчастих ферм та рам, стиснутих елементів вантових систем тощо.

### 10.2.1. Колони суцільного перерізу

Найбільш поширені перерізи суцільних колон наведено на рис. 10.4, 10.5.

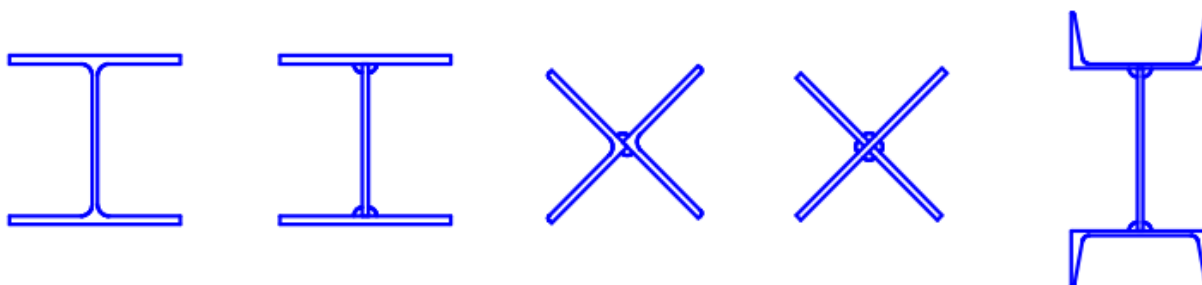


Рис. 10.4. Переріз суцільних колон відкритого профілю

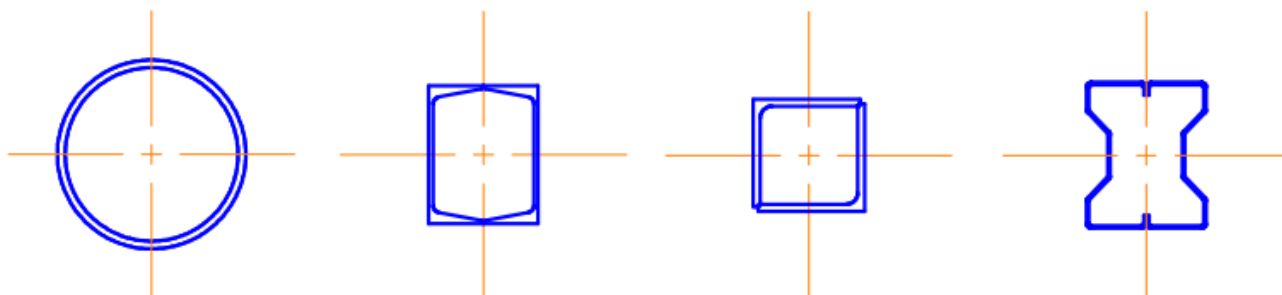


Рис. 10.5. Переріз суцільних колон замкнутого профілю

Зазвичай суцільні колони проектують у вигляді широкополочного двотавра прокатного або зварного. Зварний двотавр є основним типом перерізу суцільних колон.

Щоб колона була рівностійкою, гнучкість її у площині осі  $x$  повинна дорівнювати гнучкості в площині осі  $y$ , тобто  $\lambda_x = \lambda_y$ .

Гнучкість колони визначаються за формулами:

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x, \quad \lambda_y = l_{ef,y} / i_y.$$

Для двотаврового перерізу  $i_x \approx 0,43h$ ,  $i_y \approx 0,24b$ .

Для виконання умови  $\lambda_x = \lambda_y$  за однакових  $l_{ef,x} = l_{ef,y}$  необхідно, щоб  $b \approx 2h$ . Але таке неможливо. І двотаврові колони зварного перерізу зазвичай проектують з параметрами  $b = h$ .

## Підбір перерізу стрижня колони із прокатного двотавру

1. Задаються гнучкістю колони. Гнучкість центральних колон  $\lambda$  знаходиться, зазвичай, у діапазоні від 50 до 130, але не більше 150.

2. За обраною гнучкістю за [5] визначають коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi$ .

3. Необхідну площу перерізу колони знаходять за формулою:

$$A_r = \frac{N_c \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

4. За сортаментом вибирають двотавр типу «К», що має найближче значення площі до необхідної.

5. Для обраного двотавру із сортаменту виписують значення:

$A$  – площа двотавру, см<sup>2</sup>;

$i_x$  та  $i_y$  – радіуси інерції перерізу щодо осей  $x$  та  $y$ , см.

6. Визначають гнучкість колони для обраного перерізу двотавру за формулами:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \quad \text{та} \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y},$$

де  $l_{ef,x}$ ,  $l_{ef,y}$  – розрахункові довжини колони щодо осей  $x$  та  $y$ , обумовлені за формулами  $l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x$ ,  $l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y$ ,

де  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  – коефіцієнти приведення довжини, що враховують закріплення колони на кінцях;

$l_x$ ,  $l_y$  – геометричні довжини колон.

7. За максимальною гнучкістю

$\lambda_{\max}$  (з  $\lambda_x$  і  $\lambda_y$ ) за [5] визначають коефіцієнт для обраного перерізу двотавру.

8. Проводять перевірку стійкості колони для обраного перерізу двотавру за формулою:

$$\frac{N_c \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

9. У разі невиконання умови стійкості збільшують перетин колони і переходять до п. 5. У разі значного запасу при перевірці стійкості зменшують переріз колони і переходять так само до п. 5.

10. Приймають для колони переріз, що відповідає умові стійкості (п. 8) з меншим запасом.

11. Проводять перевірку прийнятого перерізу колони за умовою граничної гнучкості

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda].$$

12. У разі невиконання умови п. 11 прийнятий переріз колони збільшують. Остаточню для колони приймають перетин двутавру, що задовольняє умов п. 8 і п. 11 одночасно.

У колон прокатного перерізу місцева стійкість елементів забезпечена сортаментом. У колон зварного перерізу необхідно виконати перевірку місцевої стійкості полиць та стінки.

### **Перевірка місцевої стійкості полиць**

Місцева стійкість полиць колони забезпечена, якщо виконується умова

$$\frac{b_{ef,f}}{t_f} \leq \left[ \frac{b_{ef,f}}{t_f} \right],$$

де  $b_{ef,f}$  – звис полиці, визначається за формулою:

$$b_{ef,f} = (b_f - t_w)/2;$$

$t_f$  – товщина полиці;

$\left[ \frac{b_{ef,f}}{t_f} \right]$  – граничне значення, що визначається при  $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$  за формулою:

$$\left[ \frac{b_{ef,f}}{t_f} \right] \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}),$$

де  $\bar{\lambda}$  – умовна гнучкість стрижня колони.

При значеннях  $\bar{\lambda} < 0,8$  або  $\bar{\lambda} > 4$  у формулі слід приймати  $\bar{\lambda} = 0,8$  або  $\bar{\lambda} = 4$ .

## Перевірка місцевої стійкості стінки колони

Перевірка місцевої стійкості стінки колони проводиться за формулою:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \lambda_{inw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де  $\lambda_{inw}$  – визначається за табл. 27 [2].

Стінку колони необхідно зміцнювати поперечними ребрами жорсткості при

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \geq 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Поперечні ребра жорсткості встановлюють на відстані  $(2,5-3) \cdot h_{ef}$  одне від одного, але на кожному відправному елементі не менше двох. Мінімальні розміри поперечних ребер жорсткості визначаються за формулами для поперечних ребер.

### 10.2.2. Колони наскрізного перерізу

Найбільш традиційне конструктивне рішення колон наскрізного перерізу наведено на рис. 10.2.

Найбільш поширені перерізи наскрізних колон наведено на рис. 10.6.

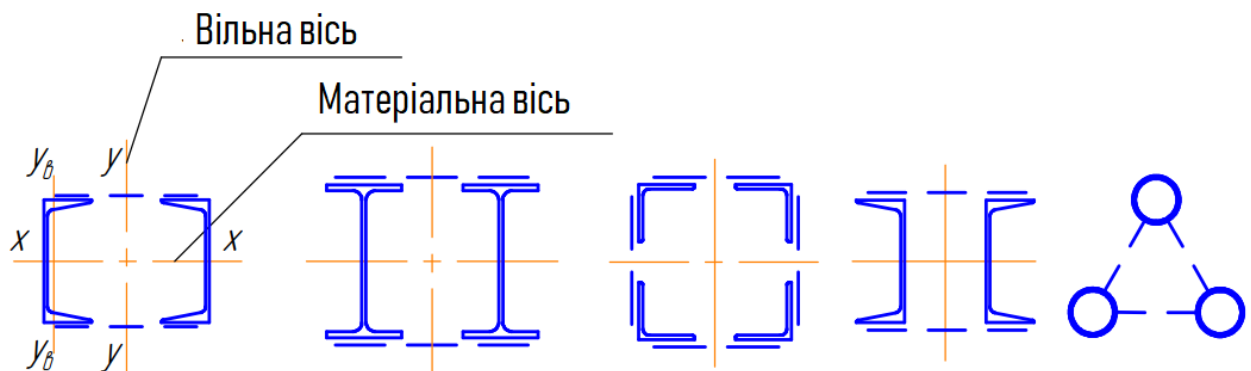


Рис. 10.6. Перетин наскрізних колон

Відстань між гілками колони приймається такою, щоб розрахункові гнучкості щодо матеріальної та вільної осей були близькі за значенням (умова рівності стійкості стрижня).

Мінімальна відстань у світлі між гілками приймається  $d=100$  мм, що забезпечує можливість фарбування та проварювання елементів зсередини стрижня колони. У колоні від випадкових ексцентриситетів виникає поперечна сила, яка сприймається ґратами.

Застосовують розкісні та безрозкісні ґрати (рис. 10.6).

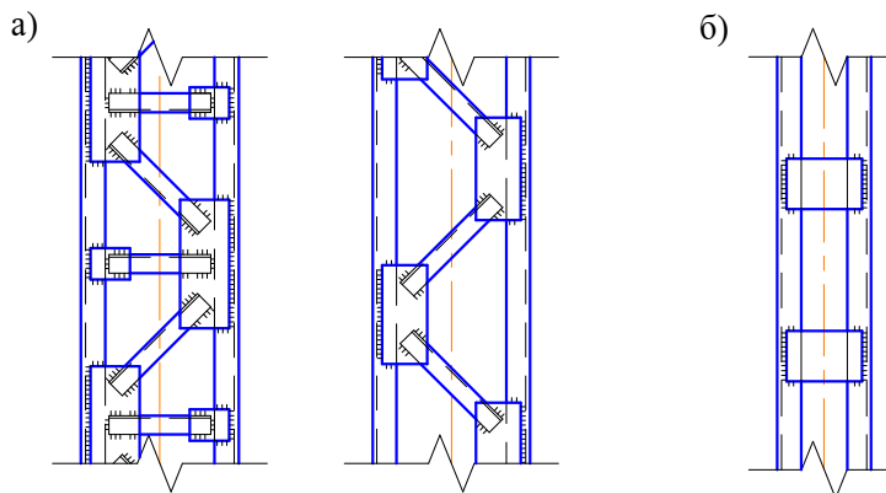


Рис. 10.7 Схеми решіток: а – розкісна; б – безрозкісна

Безрозкісна решітка застосовується при ширині колони до 0,8 м. При більшій ширині безрозкісна решітка нерациональна (занадто важка).

Через 3-4 м за довжиною колони ставляться поперечні діафрагми жорсткості, які забезпечують незмінність стрижня колони і суттєво підвищують жорсткість колони на кручення.

### Особливості підбору перерізу наскрізної колони

Колони наскрізного перерізу, так само як і колони суцільного перерізу, повинні задовольняти умови стійкості та граничної перетину гнучкості, які перевіряються за формулами:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad \lambda_{\max} \leq [\lambda].$$

Особливістю розрахунку наскрізної колони є те, що при розрахунку стійкості колони щодо вільної осі (осі, перпендикулярної площини планок або

грат) враховується податливість сполучних планок або грат. Розрахунок щодо вільної осі проводиться за гнучкістю  $\lambda_{y,red}$ , яка визначається за формулами:

– при ґратах на планках

$$\lambda_{y,red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2},$$

– при розкісних ґратах

$$\lambda_{y,red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_p}},$$

де  $\lambda_y$  – гнучкість стрижня колони щодо осі у (щодо вільної осі);

$\lambda_1$  – гнучкість гілки колони, яка визначається за формулою:

$$\lambda_1 = l_{ef,g} / i_{y,g},$$

де  $l_{ef,g}$  – розрахункова довжина гілки (відстань між сполучними планками в чистоті);

$i_{y,g}$  – радіус інерції гілки;

$\alpha_1$  – коефіцієнт, що враховує кут нахилу до горизонту

$$\alpha_1 = 10 \cdot \frac{l_p^3}{b_0^2 \cdot l_g},$$

де  $l_p$  – довжина розкосу в осях;

$b_0$  – відстань між гілками колони в осях;

$l_g$  – довжина гілки колони між осями розпірок;

$A$  – площа перерізу стрижня колони;

$A_p$  – площа перерізу розкосів.

Крок планок або розпірок приймається таким, щоб гнучкість гілки колони була не більше  $\lambda_1 \leq 40$ .

При перевірці стійкості наскрізної центрально-стиснутої колони коефіцієнт поздовжнього вигину визначається за [5] за максимальною гнучкістю з  $\lambda_x$  та  $\lambda_{y,red}$ .

Ґрати колони розраховуються на умовну поперечну силу, яка виникає в результаті згинання стрижня при втраті ним стійкості. Умовна поперечна сила визначається за такою формулою:

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

Умовну поперечну силу розподіляють порівну між ґратами (планками), що у різних площинах.

Крім розрахунку стрижня колони, провадяться також розрахунки її основи та оголовка.

### 10.3. Колони та стрижні, що працюють на стиск зі згином

Найбільш поширеними у практиці є стисло-зігнуті колони. Стиснуто-зігнуті колони бувають постійного по висоті перерізу, ступінчасті, роздільні (у вигляді двох стійок, шарнірно пов'язаних між собою), вони можуть мати суцільний та наскрізний перетин. Ступінчасті колони можуть бути одно-, дво-, триступінчастими.

Основні типи перерізів стисло-зігнутих колон наведено на рис. 10.8.

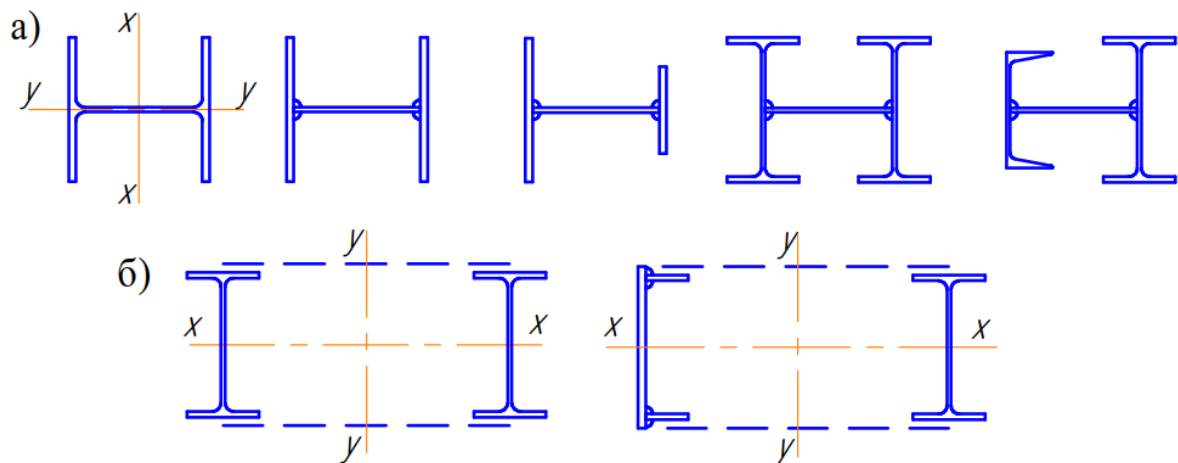


Рис. 10.8. Основні перетинів стиснуто-зігнутих: а – суцільного перетину; б – наскрізного перетину

### Розрахунок стрижня стисло-вигнутої колони

У стисло-зігнутих колон, що згинаються в площині максимальної жорсткості, проводиться перевірка міцності, стійкості в площині дії моменту та стійкості з площини дії моменту.

Міцність перерізів колон перевіряють за наявності ослаблення перерізу колони, а також у колон суцільного перерізу при значеннях наведеного ексцентриситету  $m_{x,ef} > 20$ , та у колон наскрізного перерізу при значеннях відносного ексцентриситету  $m_x > 20$ . Відносний ексцентриситет  $m_x$  визначається за формулами:

$$m_x = e \cdot A / W_c \text{ – для колон суцільного перерізу;}$$

$$m_x = e \cdot A \cdot a / I_x \text{ – для колон наскрізного перерізу;}$$

де  $e$  – ексцентриситет  $e = M/N$ ,

де  $M$  – розрахунковий згинальний момент у колоні;

$N$  – розрахункова нормальна сила у колоні;

$W_c$  – момент опору стисненого волокна;

$a$  – відстань до осі найбільш стиснутої гілки від головної осі перерізу, але не менше відстані до осі стінки гілки;

$A$  – площа перерізу колони.

Наведений ексцентриситет для колон суцільного перерізу визначається за такою формулою:

$$m_{x,ef} = \eta \cdot m_x,$$

де  $\eta$  – коефіцієнт впливу форми перерізу, визначається за [5].

При виконанні умов:

1. Колона проектується зі сталі з границею текучості  $\sigma_T < 530$  МПа.

2. Динамічні навантаження відсутні.

3. Обмежений рівень дотичних напружень  $\tau \leq 5,0 \cdot R_s$ .

4.  $\frac{N}{A_n \cdot R_y} > 0,1$

### **Розрахунок на міцність**

Розрахунок міцності колони провадиться з урахуванням розвитку пружно-пластичних деформацій за формулою:

$$\left( \frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{x\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{y\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де  $n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  – коефіцієнти, що визначаються за [5].

Якщо  $\frac{N}{A_n \cdot R_y} \leq 0,1$ , то розрахунок міцності колони за вказаною вище формулою слід проводити при виконанні умов місцевої стійкості полиць та стінок колони.

В інших випадках перевірка міцності перерізу колони проводиться за формулою:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де  $x$  та  $y$  – координати розглянутої точки перерізу щодо його головних осей.

### Розрахунок на стійкість

Розрахунок на стійкість у площині дії згинального моменту проводиться за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де  $\varphi_e$  – коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стиску. Для стрижнів суцільного перерізу визначається за [5] залежно від наведеної гнучкості  $\bar{\lambda}_x$  та наведеного ексцентриситету  $m_{x,ef}$  ( $\varphi_e = f(m_{ef,x}, \bar{\lambda}_x)$ ). Для стрижнів наскрізного перерізу  $\varphi_e$  визначається за [5] залежно від наведеної гнучкості  $\bar{\lambda}_{y,red}$  та відносного ексцентриситету  $m_y$  ( $\varphi_e = f(m_y, \bar{\lambda}_{y,red})$ ).

При розрахунку стійкості суцільних колон наведена гнучкість  $\bar{\lambda}_x$  визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E},$$

де  $\lambda_x$  – гнучкість стрижня колони у площині вигину (щодо осі  $x$ ), визначається за формулою:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x},$$

де  $l_{ef,x}$  – розрахункова довжина щодо осі  $x$ ,  $l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x$ ,

де  $\mu_x$  – коефіцієнт приведення довжини, що враховує закріплення колони на кінцях щодо осі  $x$ ;

$l_x$  – геометрична довжина колони щодо осі  $x$ .

При розрахунку стійкості наскрізних колон враховується податливість сполучної решітки, та розрахунок щодо вільної осі проводиться за наведеною гнучкістю  $\lambda_{y,red}$ , яка визначається за формулою:

$$\lambda_{y,red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_p}},$$

де  $\lambda_y$  – гнучкість стрижня колони щодо осі  $y$ , при цьому наведена гнучкість визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_{y,red} = \lambda_{y,red} \cdot \sqrt{R_y / E}.$$

У колон суцільного перерізу проводиться розрахунок стійкості стрижня з площини дії моменту (згинально-крутильна форма втрати стійкості) за формулою:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де  $c$  – коефіцієнт, що враховує вплив згинального моменту, обчислюється згідно з [5];

$\varphi_y$  – коефіцієнт поздовжнього згину щодо осі  $y$  визначається за [5].

У колон наскрізного перерізу проводиться перевірка стійкості кожної гілки як центрально-стиснутого стрижня за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{em}}{\varphi_{em} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де  $N_{em}$  – розрахункове зусилля у гілки колони;

$\varphi_{em}$  – коефіцієнт поздовжнього згину для гілки колони, визначається за [5].

Стиснуто-зігнуті колони також повинні задовольняти умови граничної гнучкості:

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda].$$

Грати стисло-зігнутих наскрізних колон розраховуються на сприйняття максимальної поперечної сили з поперечної сили  $Q$  у колоні, що виникає від навантаження, та умовної поперечної сили  $Q_{\text{fic}}$ .

### **Контрольні питання:**

1. Яке призначення металевих колон у будівельних конструкціях?
2. Які основні типи металевих колон застосовуються у будівництві?
3. Від чого залежить вибір перерізу колони?
5. Які фактори впливають на несучу здатність колони?
6. Які основні види втрати стійкості властиві металевим колонам?
7. Які профілі застосовують для колон суцільного перерізу?
8. Які переваги та недоліки мають колони суцільного перерізу?
9. У яких випадках використовуються двотаврові, коробчасті та інші перерізи?
10. Як перевіряється стійкість суцільних колон?
11. Яка конструктивна особливість наскрізних колон?
12. Які схеми включення елементів застосовуються в наскрізних колонах?
13. У чому переваги та недоліки наскрізних колон порівняно з суцільними?
14. Як здійснюється розрахунок елементів решітки та поясів наскрізної колони?
15. У яких випадках колона працює в умовах стиску із згином?
16. Як визначається напружений стан у позацентрово-стиснутих стрижнях?
17. Які фактори впливають на роботу колон при стиску із згином?
18. Як враховується початковий ексцентриситет при розрахунку колон?
19. Які заходи вживаються для підвищення стійкості колон при позацентровому стиску?

## ТЕМА 11. ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ

### План:

11.1. Загальна характеристика та класифікація ферм

11.2. Стійкість ферм

11.3. Розрахунок ферм

### 11.1. Загальна характеристика та класифікація ферм

**Фермою** називається наскрізна стрижньова конструкція, в якій стрижні, з'єднані у вузлах, утворюють геометрично незмінну систему. Зовнішні навантаження на ферму прикладаються, зазвичай, у вузлах і тому в стрижнях ферм виникають тільки поздовжні зусилля стиску або розтягу. При позавузловому прикладанні зосереджених сил або при наявності вузлових ексцентриситетів стрижні працюють як позацентрово-стиснуті або позацентрово-розтягнуті.

При порівняно невеликих навантаженнях та великих прольотах ферми більш економічні за витратами матеріалу, ніж суцільні балки, завдяки раціональному використанню матеріалу – при осьових зусиллях нормальні напруження розподіляються по перерізу стрижнів ферми рівномірно, в той час як при згині балки найбільш напруженими є тільки крайні волокна. Ферми також мають значну висоту, що забезпечує необхідну жорсткість конструкції. Проте трудомісткість виготовлення ферм більше порівняно з балками.

Галузь застосування ферм досить широка, але найбільшого поширення вони набули в покриттях виробничих та громадських будівель, ангарів, суднобудівних елінгів, вокзалів, спортивних споруд, ринків, у великопрольотних конструкціях, а також у опорах ліній електропередач, транспортних галереях, в'язевих системах каркасів висотних будівель тощо.

**Металеві кроквяні ферми** – це несучі конструкції даху, що складаються з елементів (поясів, стійок, розкосів) зі сталевого прокату (профільних труб, куточків, швелерів), призначені для перекриття великих прольотів без проміжних опор. Вони забезпечують високу міцність, надійність і стійкість

конструкції, витримуючи значні навантаження від снігу, вітру та ваги покрівельних матеріалів, і розподіляючи їх на несучі стіни будівлі (рис. 11.1).



а б  
Рис. 11.1. Умови експлуатації кроквяних ферм: а – сталеплавильний цех; б – механоскладальний цех

При виборі кроквяних ферм необхідно враховувати:

– **технологічні вимоги**

Конструкція ферми повинна забезпечувати зручність і швидкість виготовлення, транспортування та монтажу. Враховуються можливості заводів-виробників: габарити обладнання, довжина зварювальних постів, вантажопідйомність кранів. Необхідно мінімізувати кількість різних типорозмірів профілів, що спрощує виробництво та зменшує відходи металу. Монтаж має виконуватись з мінімальною кількістю стиків та складних вузлів.

– **техніко-економічні вимоги**

Конструкція повинна забезпечувати найменші витрати сталі та трудомісткість виготовлення при одночасному забезпеченні надійності. Оптимальне співвідношення вартості матеріалу та монтажних робіт. Використання стандартних профілів прокату (двотавр, кутик, труба) для зменшення вартості. Врахування строків експлуатації та необхідності захисту від корозії (оцинковка, фарбування).

– **тип і конструкцію покрівлі**

Форма верхнього поясу ферми підбирається залежно від виду покрівлі (плоска, скатна, арочна). При використанні легких покрівель (профнастил, сендвіч-панелі) допускається більший крок між фермами. Для важких покрівель (залізобетонні плити, черепиця) потрібні більш потужні ферми з меншим кроком. Наявність підвісних комунікацій (мости кранів, вентиляція) впливає на вибір схеми ферми.

**– проліт і висота ферми;**

Для досягнення оптимальної жорсткості співвідношення висоти до прольоту приймають орієнтовно  $1/8 - 1/12$ . Для прольотів до 18 м часто застосовують суцільні балки або низькі ферми; понад 18-24 м – доцільні високі ферми. Зі збільшенням прольоту доцільність застосування наскрізних ферм зростає, оскільки це зменшує власну масу конструкції.

**– спосіб водовідведення**

Для дахів з внутрішнім водовідведенням потрібні ухили, що забезпечуються формою верхнього поясу ферми. Для зовнішнього водовідведення ухил формують так, щоб вода стікала у водостічні жолоби. При малих ухилах (до 5%) зручно застосовувати ферми з паралельними поясами. При великих ухилах – трикутні або полігональні ферми.

**– обрис і уклін верхнього поясу ферми;**

**Паралельні пояси** застосовують при невеликих ухилах і рівномірних навантаженнях (плоскі покрівлі).

**Трикутні ферми** – при скатних дахах із великим ухилом.

**Полігональні ферми** — при великих прольотах, де важливо зменшити згинальні моменти у верхньому поясі.

Ухил верхнього поясу ферми підбирається залежно від матеріалу покрівлі (наприклад, для рулонних матеріалів досить 1,5-5%, для металочерепиці 20-30%).

**– тип сполучення ферми з колонами;**

Ферми можуть спиратися **шарнірно** (передача тільки вертикальних зусиль) або **жорстко** (передача згинальних моментів). Шарнірне спирання застосовується частіше, оскільки знижує розміри перерізів і спрощує розрахунок. Жорстке спирання доцільне при використанні рамних схем, коли ферма працює разом з колонами на спільне сприйняття навантажень.

**– відповідність статичній схемі і вид навантаження**

Схема ферми повинна відповідати розподілу навантажень: рівномірне, зосереджене, тимчасове (сніг, вітер). Вибір розкосів та розташування панелей залежить від напрямку навантаження. При наявності кранових навантажень або підвісних систем ферма повинна мати підсилені вузли. Важливо забезпечити рівномірність роботи всіх стрижнів ферми для запобігання надмірній концентрації зусиль.

За **статичною схемою роботи** ферми поділяють на: розрізні балкові, нерозрізні, аркові (рис. 11.2, консольні (рис. 11.2, д, е), в), рамні (рис. 11.2, г), комбіновані (рис. 11.2, є, ж).

Розрізні балкові ферми (рис. 11.2, а) найбільш поширені завдяки простоті виготовлення та монтажу. Нерозрізні ферми (рис. 11.2, б) раціональні при великій власній вазі конструкцій та значних тимчасових навантаженнях, мають велику жорсткість, що дозволяє зменшити висоту конструкції. Аркові (рис. 11.2, в) та рамні (рис. 11.2, г) ферми застосовують при великих прольотах, їх економічність визначається раціональним розподілом внутрішніх зусиль у системі. Консольні (рис. 11.2, е), використовують у поєднанні з розрізними або нерозрізними системами з метою розвантаження (зниження зусиль) основних прольотів. Башти та щогли (рис. 11.2, д) також є консольними фермами, але розташованими вертикально. Для забезпечення необхідної жорсткості в усіх напрямках їх виконують просторовими. Комбіновані (рис. 11.2, є, ж) – є балками, посилені знизу або зверху стержньовою системою, що суттєво знижує згинальні балочні моменти. Такі конструкції прості у виготовленні та використовуються при значних динамічних навантаженнях.

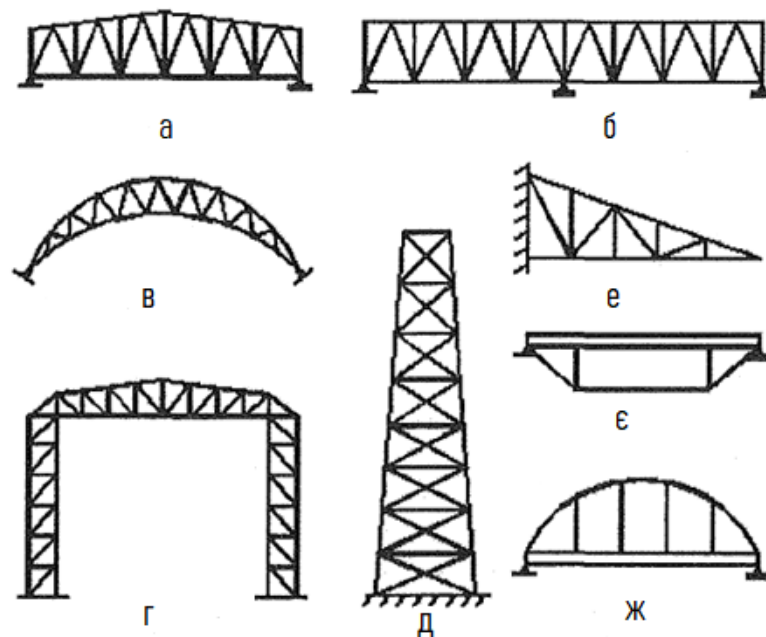


Рис. 11.2. Типи ферм: а – розрізні балкові; б – нерозрізні; в, г – аркові і рамні; д, е – консольні; ж –комбіновані

За засобами з'єднання елементів в вузлах ферми поділяють на **зварні** і **болтові**. Основними типами ферм є зварні. Болтові з'єднання, зазвичай, на високоміцних болтах застосовують у монтажних вузлах.

З'єднання елементів у вузлах здійснюється шляхом безпосереднього примикання одних елементів до інших (рис. 11.3, а) або за допомогою вузлових фасонок (рис. 11.3, б). Елементи ферм центрують за осями центру ваги для зниження вузлових моментів і забезпечення роботи стержнів на осьові зусилля.

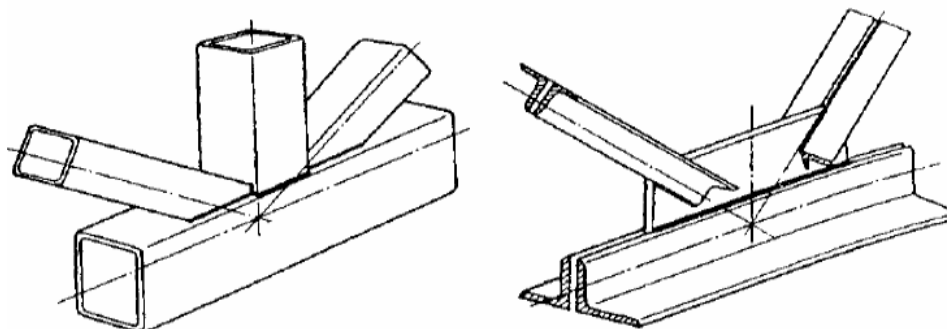


Рис. 11.3. Вузли ферм: а – з безпосереднім примиканням елементів; б – на фасонках

Умовно ферми поділяють на **легкі** з перерізами з простих прокатних та гнутих профілів (з зусиллями у стержнях менше 3000 кН) та **важкі** з елементами

складеного перерізу (з зусиллями у стержнях більше 3000 кН). Важкі ферми застосовують у мостах і будівлях великих прольотів,

**Геометрична схема ферми** характеризується обрисом поясів та видом решітки. За обрисами поясів розрізняють ферми з **паралельними поясами, трапецієподібні, трикутні, сегментні, полігональні, шедові** (рис. 11.4).

Найбільш раціональними окресленнями з точки зору статичної роботи є сегментні та арочні, найпростіші у виготовленні – трикутні.

Розрізняють **кроквяні і підкроквяні** балкові ферми. Кроквяні ферми призначені для обпирання конструкцій покрівлі. Підкроквяні ферми використовують для підтримки кроквяних ферм, якщо їх крок менший, ніж крок колон.

Обрис поясів залежить від функціонального призначення будівлі та типу покрівлі, статичної схеми.



Рис. 11.4. Схеми обрисів поясів ферм

**Трикутна ферма.** Найбільш раціональними окресленнями з точки зору статичної роботи є сегментні та арочні, найпростіші у виготовленні – трикутні (рис. 11.5).

Для покрівель зі значними ухилами покрівлі (до 20%) з азбестоцементних хвилястих листів, сталевого профільованого настилу, черепиці, у неопалюваних

будівлях застосовують трикутні, шедові та односкілі ферми. Такі ферми відрізняються крутим нахилом верхніх поясів, що суттєво ускладнює конструювання опорного вузла, значними довжинами стержнів, особливо в середній частині, великим об'ємом простору між фермами, що збільшує експлуатаційні витрати (зокрема, на опалення та вентиляцію додаткового об'єму будівлі).

**Переваги:** можливість виконання холодної легкої покрівлі (сталеві, азбестоцементні листи); зовнішнє водовідведення.

**Недоліки:** опорний вузол гострий, конструктивно складний, допускає тільки шарнірне сполучення з колонами; стержні решітки у середній частині ферми – занадто довгі; трикутна форма не відповідає епюрі моментів.

Додаткові випадки, коли трикутна форма необхідна: консольні навіси, шедове покриття (рис. 11.5, г).

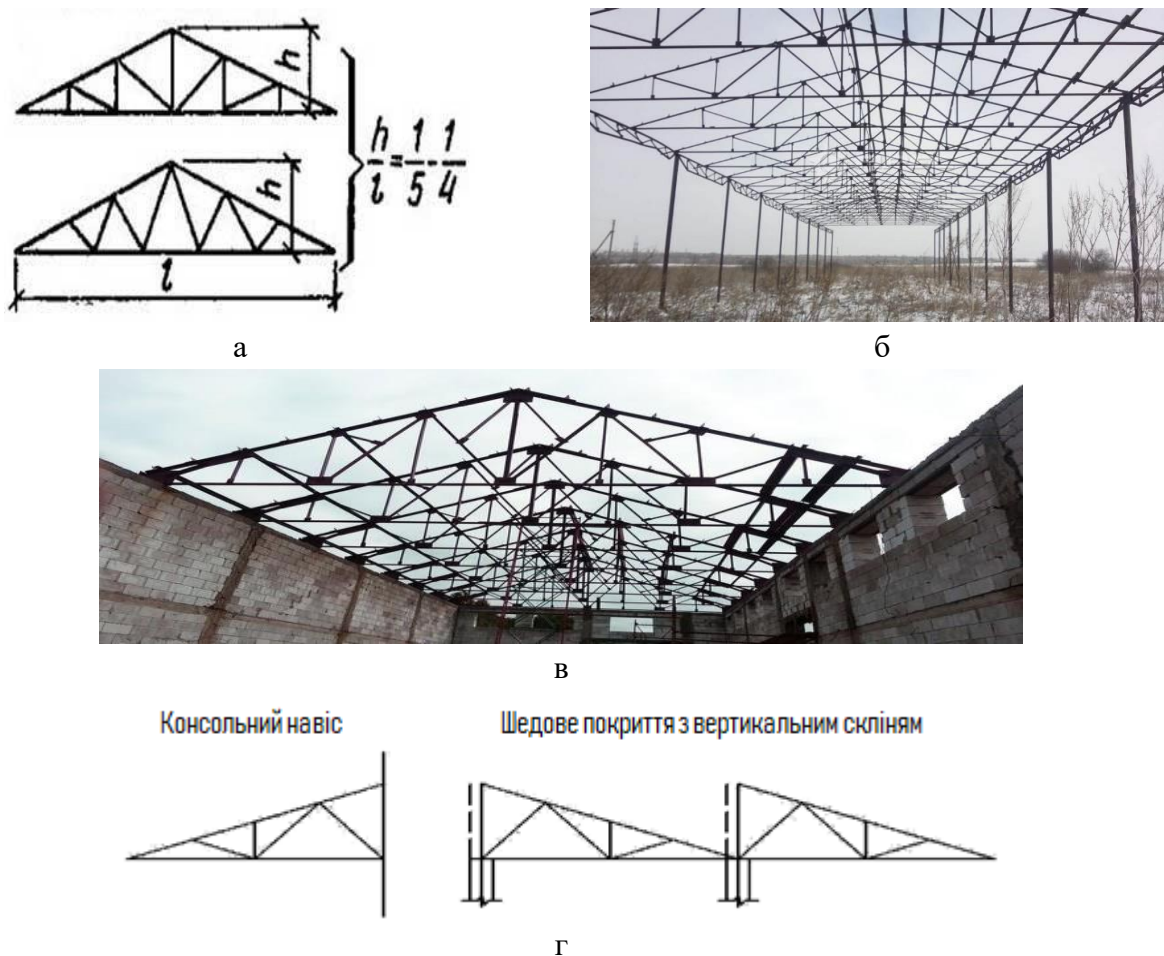


Рис. 11.5. Трикутні кроквяні ферми: а – схеми ферми; б, в – збудовані покриття з трикутними фермами; г – можливі схеми покриттів з трикутними фермами

При необхідності улаштування покрівель з ухилом 5-10% перевагу слід надавати **трапецієподібним фермам** (рис. 11.6).

Трапецієподібні та полігональні ферми за своєю формою найбільш відповідають обрисам епюр згинальних моментів, що знижує витрати сталі на конструкцію. Такі ферми застосовують при великих прольотах та при значних навантаженнях, і тому з урахуванням умов транспортування ці ферми виготовляють поелементно, що знижує заводську готовність конструкцій.

Трапецієподібні ферми менш технологічні (елементи цих ферм мають різні довжини), порівняно з фермами з паралельними поясами, для яких характерні однакові довжини елементів поясів та решітки, повторюваність деталей, можливість уніфікації схем та індустріалізації їхнього виготовлення.

**Переваги:** ферма відповідає епюрі моментів; можливе жорстке сполучення з колонами; ферма легша в порівнянні з фермою з паралельними поясами; відсутні довгі стержні в середині прольоту.

**Недоліки:** складність виготовлення; підвищена висота ферми.

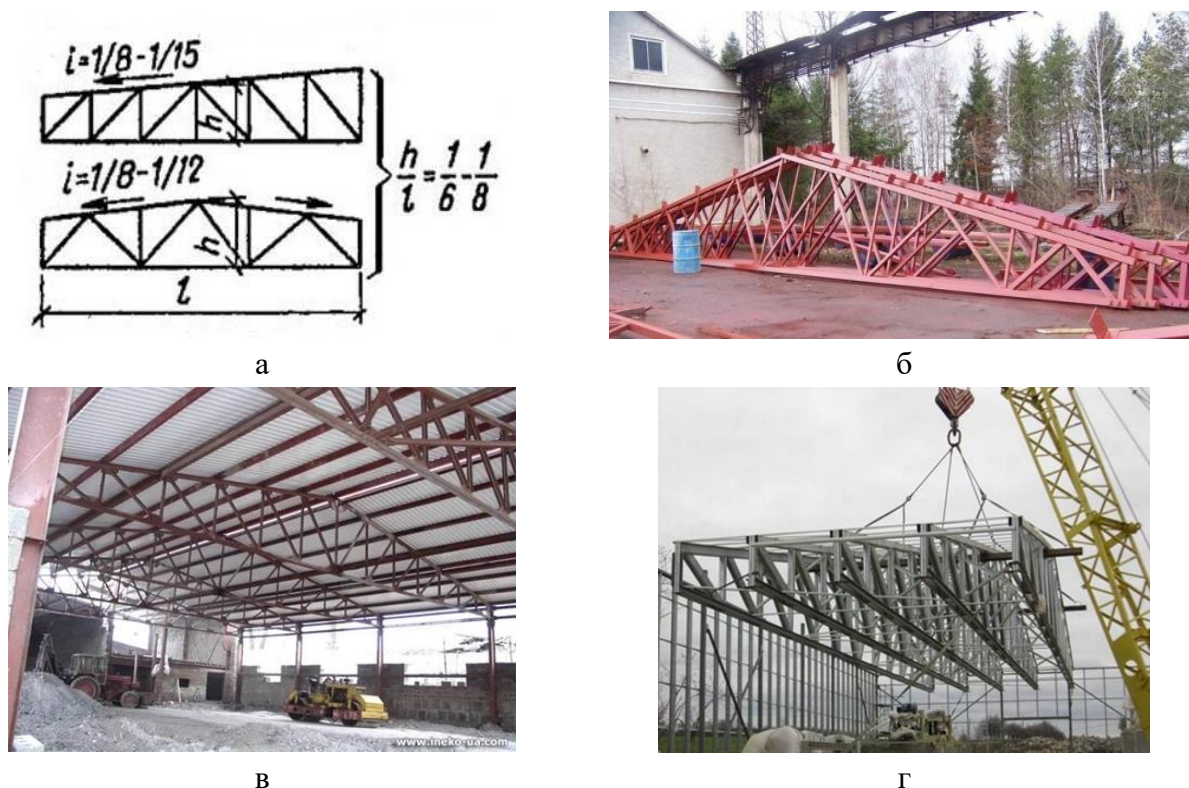


Рис. 11.6. Трапецієподібні ферми: а – схеми ферм; б – готові ферми; в – збудовані покриття з трапецієподібними фермами; г – монтаж ферм

**Полігональні ферми** – це тип металевих конструкцій, що складаються з багатьох з'єднаних елементів, які формують складні багатокутні форми, а не прямі лінії як традиційні ферми (рис. 11.7). Вони вирізняються підвищеною міцністю, надійністю та гнучкістю в архітектурному дизайні, використовуються для перекриття великих прольотів та спорудження будівель з підвищеними навантаженнями, таких як виробничі комплекси.

Головною особливістю полігональних металевих ферм є спосіб відтворення конструкції. Верхній пояс виробу виготовлений у вигляді кривої, яка рівномірно тисне на решту каркасу і міцність металоконструкції підвищується. Завдяки тому, що полігональна ферма є підтипом сегментної металевої ферми, вона також має яскраво виражені секції. Вони конструюються за особливими правилами та розрахунками, які дозволяють максимально ефективно розмістити всі планки та стрижні для того, щоб збільшити жорсткість, міцність та надійність. Таким чином, завдяки формі та сегментації, полігональні металеві ферми при відносно невеликій вазі відрізняються підвищеною стійкістю.

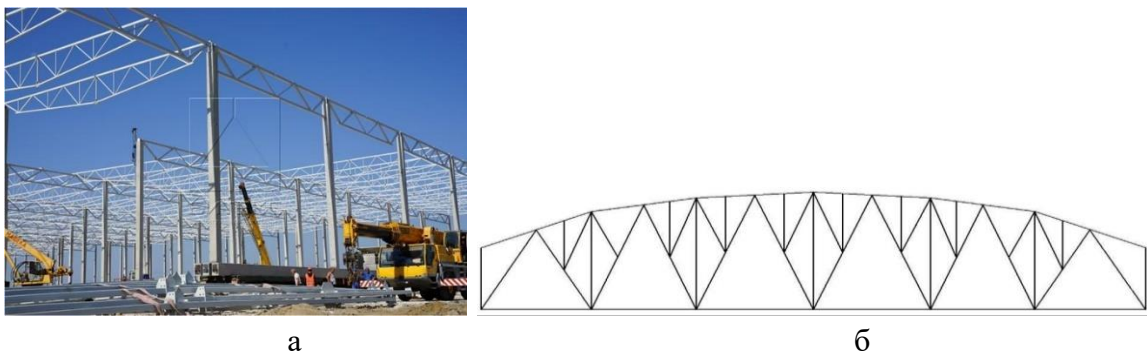


Рис. 11.7. Полігональні ферми: а – збудовані ферми; б – схема ферми

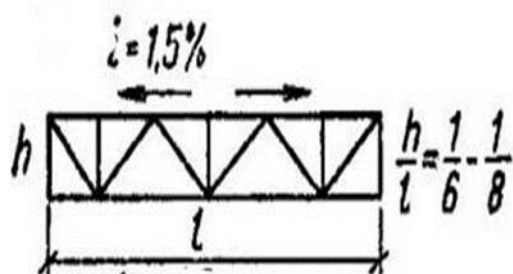
Хоча спосіб монтажу і відрізняється більшою складністю, полігональні ферми активно застосовують при зведенні: складських приміщень; навісів та ангарів; торгових комплексів та павільйонів; виробничих цехів та заводських масивів; сценічних конструкцій, арок, мостів та естакад.

**Переваги:** застосування полігональних металевих ферм дозволяє знизити загальну вагу конструкції покрівлі і тиск на стіни основного каркасу споруди. Можливість використовувати рельєфність при покрівлі як нижнього, так і

верхнього поясів. Можливість монтажу без вузькоспеціалізованих кріплень через особливі умови розміщення центру ваги. Схема можлива для важких ферм (мости); відповідає епюрі моментів.

**Недоліки:** ферма складна у виготовленні (верхній пояс – ламаний), схема для звичайних ферм – нераціональна.

**Ферми з паралельними поясами** набули найбільшого поширення і використовуються у будівництві для перекриття великих прольотів (рис. 11.8). Для рулонних та мастикових покрівель з нахилом 1,5-5% ферми з паралельними поясами є найбільш раціональними.



а



б



в



г

Рис. 11.8. Ферми з паралельними поясами: а – схема ферми; в – готові ферми; б, г – збудовані покриття з фермами з паралельними поясами

Саме для цих схем розроблено типові рішення за навантаженнями, прольотами та типами перерізів елементів. Головна особливість такої ферми – верхній та нижній пояси, що йдуть паралельно один до одного.

Металева ферма з паралельними поясами – це поширена та ефективна конструкція, Уявіть собі довгу, міцну балку, зібрану з металевих елементів, з'єднаних між собою таким чином, щоб утворити ґратчасту структуру.

**Переваги:** просте виготовлення (однакові стержні решітки, найбільша повторюваність елементів); менша площа покрівлі; довговічність і вогнестійкість покрівлі (завдяки захисному шару гравію на бітумній мастиці).

**Недолік:** така ферма на 3% важче трапецієподібної. **В цілому:** економічність, менші приведені витрати.

**Сегментні металеві ферми** – це тип будівельних конструкцій, що використовуються для перекриття великих прольотів, де потрібна висока несуча здатність і економічність (рис. 11.9). На відміну від цілісних ферм, вони складаються з окремих попередньо виготовлених сегментів, які з'єднуються між собою на будівельному майданчику.

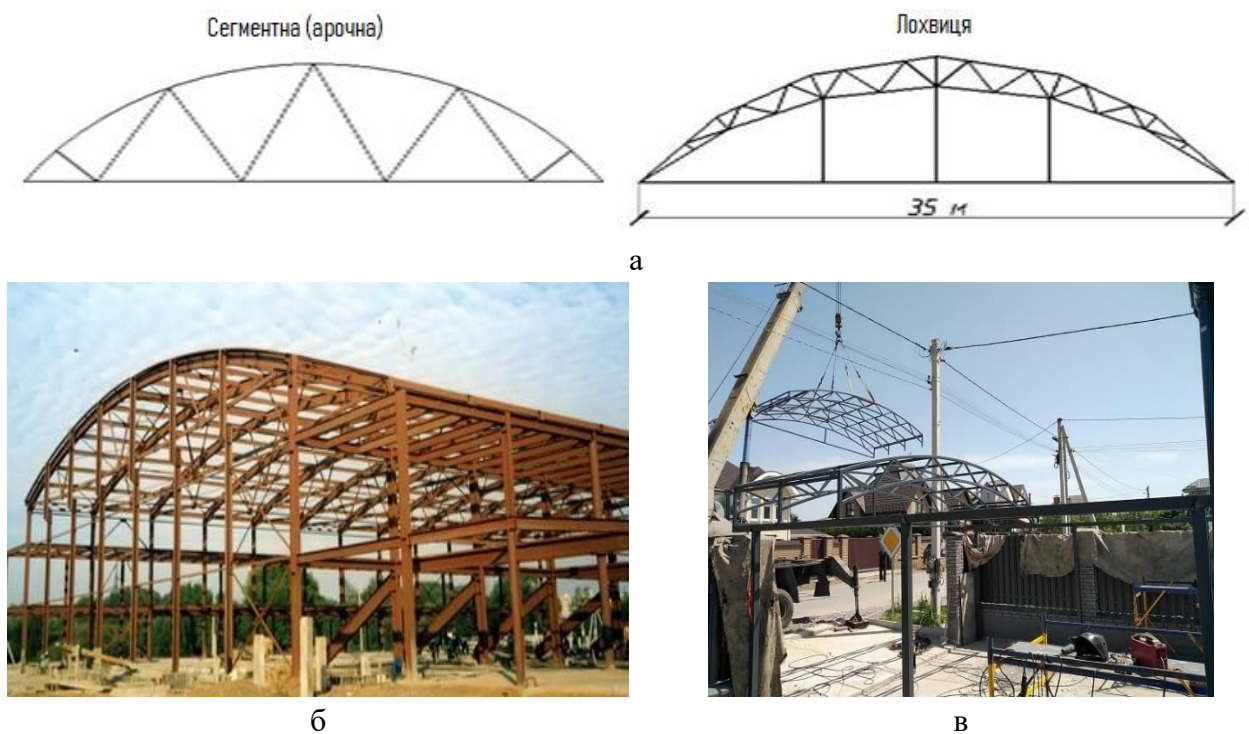


Рис. 11.9. Сегментні ферми: а – схеми ферми; б – збудоване покриття з сегментними фермами; в – монтаж ферми

**Переваги:** схема ферми найкраще відповідає епюрі моментів, тому ферма економічна; арочний пояс ферм може бути трубобетонним. Невелика вага –

використовується зміна з трикутних решіток на хрестові розтягнутого типу. Це дозволяє забезпечити максимальну жорсткість. Самі перемички при цьому можуть мати невелику товщину. Використання на великих об'єктах – ширина до 100 м.

**Недолік:** ферма складна у виготовленні.

### Генеральні розміри ферм

На генеральні розміри ферм впливають умови: технологічні та експлуатаційні; економічні; транспортування і монтаж.

Генеральними розмірами ферм є проліт і висота (рис. 11.10). Для спрощення проектування та виготовлення типових ферм прийняті уніфіковані геометричні розміри панелей довжиною 3 м. *Проліт ( $L$ )*: визначається за технологічними умовами, може бути кратний модулю 6М:  $L = 18, 24, 30, 36$  м і більше (в сучасних умовах використання модулю – не обов'язкове).

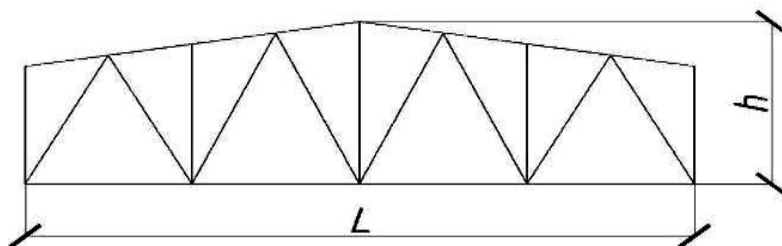
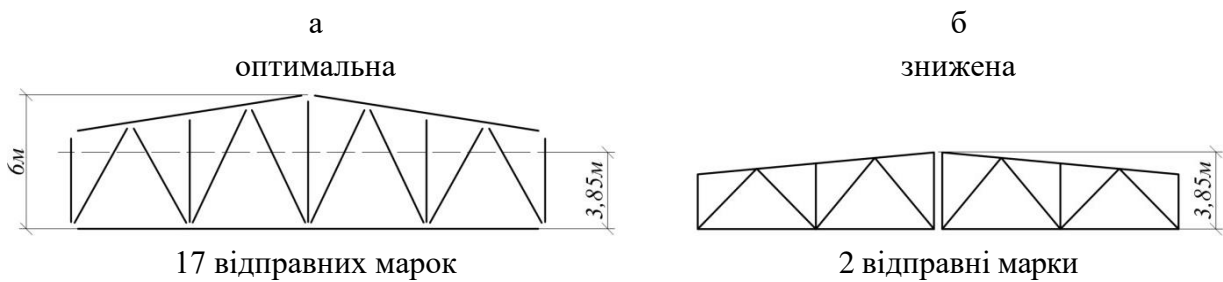


Рис. 11.10. Генеральні розміри типової ферми

*Висота ( $h$ ):*

а) із умови економічності – оптимальна висота (що дає мінімальну масу ферми)  $h_{opt} = (1/4...1/5)L$ ; при  $L = 30$  м  $h_{opt} = 6,0...7,5$  м ферма виходить за залізничний габарит і не може бути перевезена залізницею (рис. 11.11);

Висоту ферм з паралельними поясами та трапецієподібних приймають у межах  $1/6... 1/12$  прольоту, що дозволяє виготовляти ферми у вигляді двох- трьох відправних марок довжиною 12 або 15 м для зручності транспортування. Висота трикутних ферм визначається похилом покрівлі і приймається  $1/2... 1/12$  прольоту ферм.



17 відправних марок  
Транспортування і монтаж – розсіпом

2 відправні марки

Рис. 11.11. Варіанти ферми  $L=24$  м:

а – оптимальної висоти (негабаритна); б – знижена (габаритна)

б) транспортування – допустимі габарити для залізничних перевезень: висота  $h \leq 3850$  мм, ширина  $b \leq 3250$  мм.

Як видно на схемах рис. 11.11, більш раціонально зробити ферму меншої висоти у порівнянні з оптимальною висотою, допустити деяке підвищення її маси, але вписатися у залізничний габарит і суттєво спростити транспортування і особливо – монтаж. Тому на практиці ферми мають наступні співвідношення:  $h/L = 1/8 \dots 1/11$  (ферми з паралельними поясами),  $h/L = 1/6 \dots 1/8$  (трапецієподібні ферми).

### Система решіток ферм та їх характеристика

Решітка ферм працює на поперечну силу, виконуючи функції стінки суцільної балки.

Від системи решітки залежить вага ферми, трудоємність її виготовлення, зовнішній вигляд. Оскільки навантаження на ферму передається у вузлах, то решітка повинна відповідати схемі додаткового навантаження.

Схеми решітки ферм мають суттєвий вплив на масу та трудоємність виготовлення, а також визначають умови роботи елементів поясів (рис. 11.12).

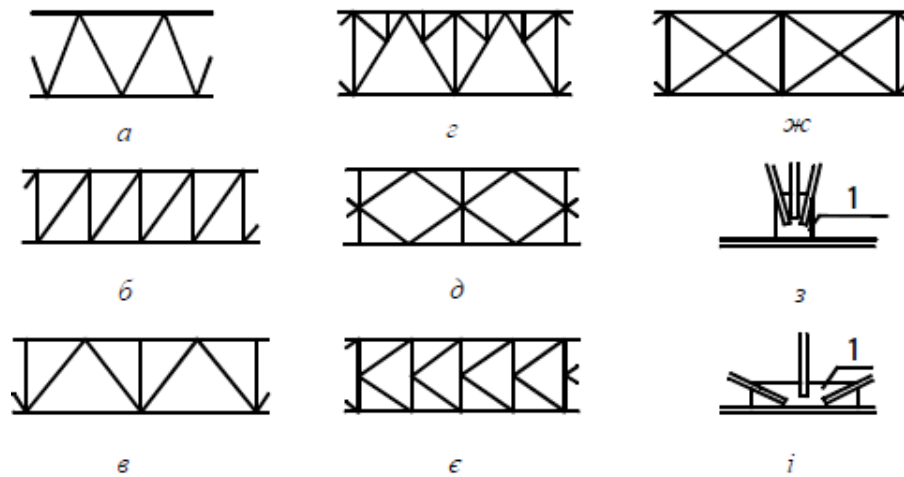


Рис. 11.12. Схеми решіток ферми а – трикутна; б – розкісна; в – трикутна з додатковими стояками; г – шпренгельна; д – ромбічна; е – напіврозкісна; ж – хрестова; з, і – кріплення елементів решітки (1 – вузлова фасонка)

Схеми решітки ферм мають суттєвий вплив на масу та трудоемність виготовлення, а також визначають умови роботи елементів поясів.

Статична незмінність конструкції ферми досягається застосуванням решітки, яка утворює систему трикутників. Решітка ферми виконує функцію стінки суцільної балки. Системи решітки ферм суттєво впливають на масу та трудомісткість їх виготовлення, а також визначають умови роботи елементів поясів.

**Трикутна решітка** (рис. 11.12, а) має найменшу сумарну довжину та найменшу кількість вузлів, але довжини панелей поясів (відстані між вузлами примикання розкосів) при цьому являються найбільшими, що не раціонально, особливо для стиснутих стрижнів.

Переваги: сумарна довжина решітки і кількість вузлів – мінімальні; шлях від навантаження до опор – найкоротший.

Недолік: довгі стиснуті висхідні (низхідні) розкоси.

**Розкісна решітка** (рис. 11.12, б) дозволяє зменшити довжини панелей, але при цьому зростає кількість вузлів та сумарна довжина розкосів і стояків.

Тому в практиці одержала розповсюдження схема, що об'єднує переваги обох типів решітки – трикутна решітка з додатковими стояками (рис. 11.12, в), яка зменшує довжини стиснутих панелей та створює додатковий вузол поясу для

можливого обпирання на нього несучого елемента покрівлі. Додаткові стояки хоча й збільшують декілька масу ферми (проте їх перерізи невеликі, бо вони сприймають тільки місцеві навантаження) в порівнянні з трикутною решіткою, але внаслідок скорочення розрахункових довжин елементів поясів зменшуються поперечні перерізи останніх і, відповідно, загальні витрати сталі.

Напрямок розміщення розкосів у різних типах решіток відіграє певну роль. Якщо перший від опори розкіс (він зветься опорним, бо безпосередньо сприймає опорну реакцію балкової ферми) спрямований знизу догори, тобто є висхідним, то він працює на стиск, а якщо навпаки, тобто є низхідним з обпиранням ферми на опору в рівні верхнього поясу, то – на розтяг. При змінному обрисі поясів під час вибору напрямку опорних розкосів беруться до уваги ще й довжини діагоналей у кожній панелі. Так, для трапецеїдальних ферм раціонально використовувати низхідні опорні розкоси, бо в цьому випадку вони мають меншу довжину. Для ферм з паралельними поясами напрямок опорних розкосів не має суттєвого значення (дослідження показують, що незначну (до 3-5%) економію сталі можна досягти, використовуючи низхідні розкоси). З метою уніфікації конструктивних рішень у типових фермах використовують висхідні розкоси.

Розкісна решітка застосовується в трикутних фермах. Зазвичай, перші від опори розкоси виконуються низхідними, бо вони працюють на стиск та забезпечують зручність конструювання опорних вузлів при менших власних довжинах.

Переваги: всі розкоси розтягнуті, всі стійки стиснуті, схема рекомендована при малій висоті і великих вузлових навантаженнях.

Недоліки: загальна довжина решітки і кількість вузлів більші, ніж у трикутних, тому решітка важче і складніше у виготовленні.

**Шпренгельна решітка** (рис. 11.12, г) використовується в разі необхідності зменшення довжин панелей у фермах великої висоти, а також для виключення місцевого згину при позавузловому прикладанні зовнішнього навантаження.

Переваги: виключається місцевий згин поясу; знижується розрахункова довжина стержнів; зменшена маса конструкції ферми; раціональний поділ на відправні марки.

Недолік: підвищена трудомісткість виготовлення.

**Ромбічна** (рис. 11.12, д) та **напіврозкісна** (рис. 11.12, є) решітки забезпечують велику жорсткість ферми і є раціональними при великих поперечних силах. Такі типи решіток застосовують у баштах, щоглах, мостах і рідко в багатопрольотних покриттях.

**Хрестова решітка** (рис. 11.12, ж) застосовується в фермах, елементи яких сприймають знакозмінні зусилля від навантажень, що діють з різних боків, наприклад, у в'язевих системах покриттів, мостах, висотних будівлях, у просторових фермах башт та щогол.

При цьому вважають, що від прикладеного з одного з боків навантаження працюють тільки розтягнуті стержні, а стиснуті виключаються з роботи. Якщо дія навантаження відбувається з протилежного боку, то зберігається той самий принцип, тільки розкоси міняються місцями.

Перевага: схема раціональна у фермах, що працюють на двостороннє навантаження (в'язі).

З урахуванням наведеного порівняння визначився основний варіант кроквяної ферми: ферма з паралельними поясами, решітка трикутна з додатковими стійками.

Розміри панелей ферми визначають при виборі схеми решітки та залежно від кроку несучих елементів покрівлі для того, щоб навантаження від неї були прикладені у вузлах. Як несучі елементи покрівлі розглядають ребра залізобетонних плит або прогоны, відстані між якими (довжина панелі), як правило, дорівнюють 1,5 і 3 м. Оптимальний кут нахилу розкосів до поясів визначається за умови найменших витрат матеріалу решітки та залежить від її типу: при трикутній становить  $45^\circ$ , розкісній –  $35^\circ$ . З конструктивних міркувань кут нахилу приймають близьким до  $45^\circ$ , бо при малих кутах вузлова фасонка, до

якої кріпляться розкоси у вузлах ферм, виявляється занадто витягнутою в ширину, а при великих - занадто високою.

При відповідному обґрунтуванні допускається обпирання прогонів та плит покриття між вузлами. В цих випадках пояси ферм працюють ще й на згин, що враховується при розрахунках та конструюванні. Якщо застосовується легка покрівля, то можна використовувати розріджену схему решітки, скоротивши кількість її елементів (такі ферми мають назву малоелементних).

### Типи перерізів ферм

Найбільш характерними перерізами для ферм є таврові, скомпоновані з двох прокатних кутиків (рис. 11.13). Ці перерізи зручні в конструктивному відношенні, забезпечують просте приєднання до фасонки у вузлах. Комбінуючи типи та розміри кутиків, можна конструювати перерізи з різними радіусами .

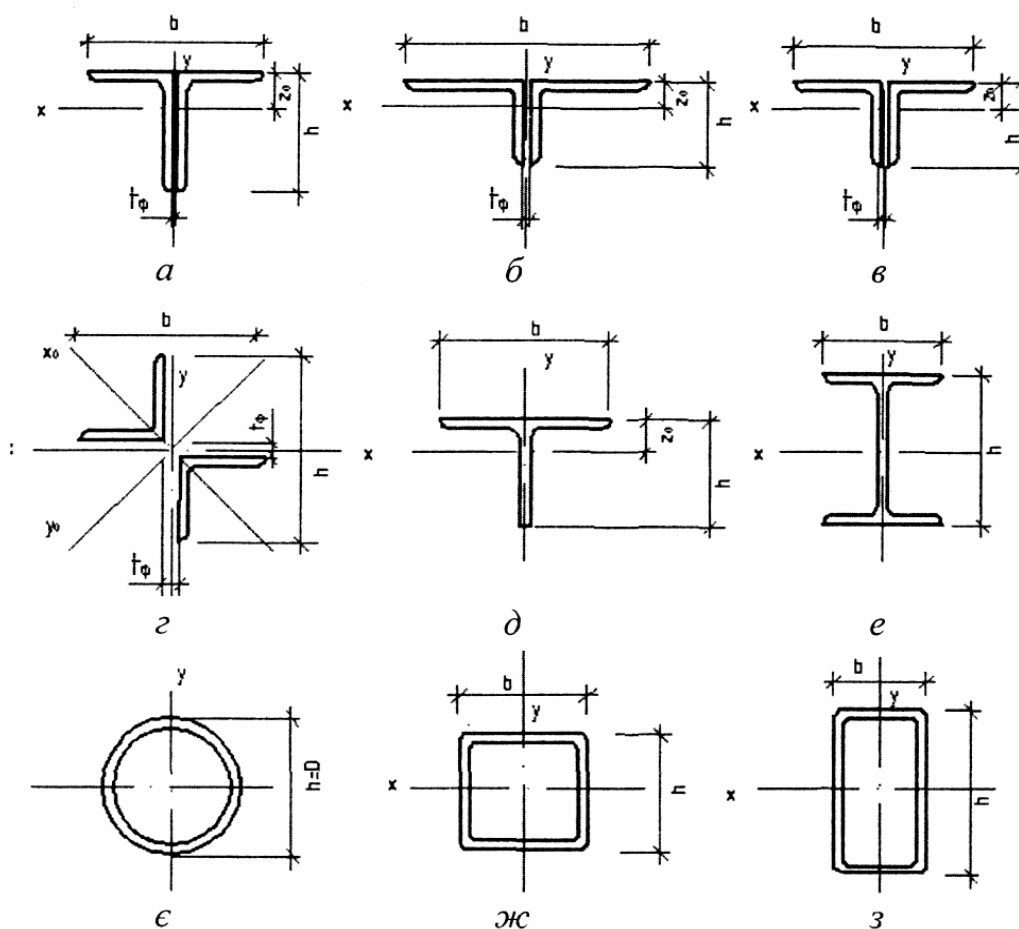


Рис. 11.13. Типи перерізів елементів ферм: а, б – з нерівнополічних кутиків; в – з рівнополічних кутиків; г – хрестовий з кутиків; д – з тавра; е – з двотавра; є – з труби; ж – з квадратного профілю; з – з прямокутного профілю

Стрижні ферм працюють в основному на центральний стиск або розтяг і тому їх поперечний переріз доцільно приймати рівностійким, тобто радіуси інерції якого перерізу  $i_x$  та  $i_y$  в обох головних площинах рівні.

## 11.2. Стійкість ферм

Втрата стійкості ферми може відбуватись у власній площині, внаслідок випинання стиснутого стрижня верхнього поясу і у перпендикулярному напрямку (поза площиною ферми) по довжині стиснутого верхнього поясу (рис. 11.14, б). Стійкість поясу поза площиною ферми буде значно меншою ніж у її площині, оскільки довжина стрижня значно менша розрахункової довжини поясу, яка дорівнює всьому прольоту ферми. Навіть за наявності прогонів та інших несучих елементів покрівлі, кріплення яких до ферм розглядається як шарнірне, система покриття не має достатньої кількості зв'язків для забезпечення її геометричної незмінюваності. Щоб надати системі покриття стійкості, необхідно прикріпити усі ферми до «нерухомої точки», тобто до достатньо жорсткої геометрично незмінюваної конструкції. Тому у покриттях у покриттях влаштовують жорсткі просторові блоки, що складаються з двох суміжних ферм, об'єднаних горизонтальними і вертикальними елементами, які називаються *в'язями*.

Кожна грань такого блока повинна бути геометрично незмінюваною (геометрична незмінюваність двох граней блока, що утворені самими фермами, забезпечена їхніми схемами), тому при виборі схеми горизонтальних в'язей по верхніх і нижніх поясах і вертикальних у торцях блока (тобто на опорах) необхідно враховувати цю вимогу (рис. 11.14, а).

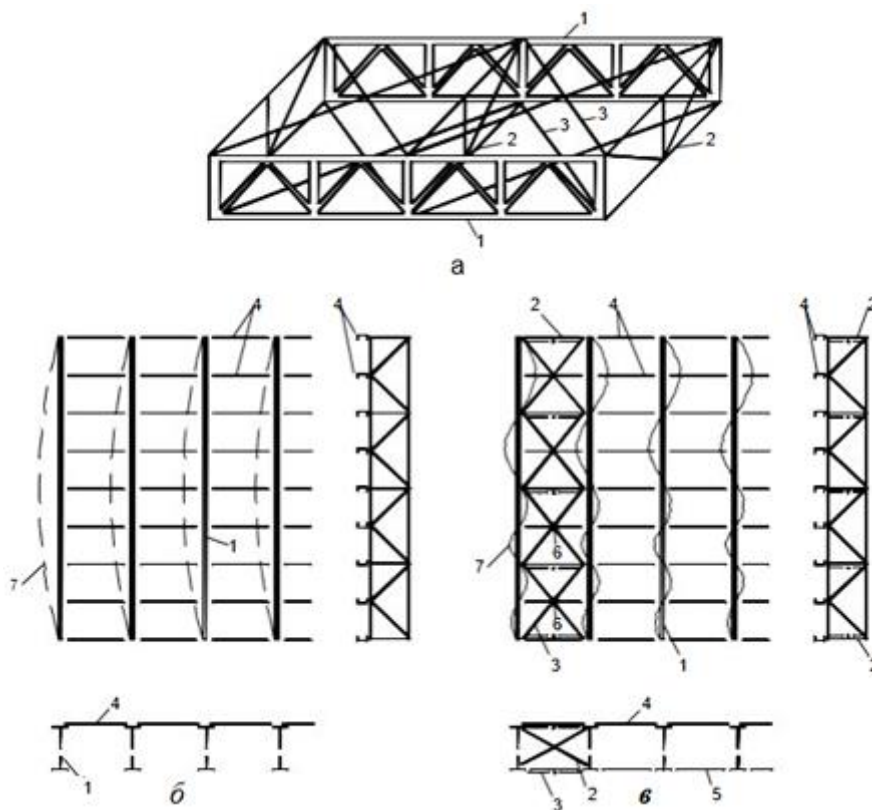


Рис. 11.14. Схеми в'язів: а – схема просторового блока; б – схема покриття без в'язів; в – схема покриття при наявності в'язевого блока; 1 – ферми; 2 – вертикальні в'язі; 3 – горизонтальні в'язі; 4 – прогони; 5 – розтяжки в рівні нижніх поясів; 6 – вузли кріплення прогонів до горизонтальних в'язів; 7 – осі поясів при втраті стійкості поза площиною ферми

### 11.3. Розрахунок ферм

Ферми розраховують на дію постійних (власна вага конструкцій покриття та покрівлі з утеплювачем) та тимчасових (від підвісного підйомно-транспортного обладнання, снігу та вітру) навантажень. Зазвичай, ці навантаження передаються на ферми у вигляді зосереджених сил, прикладених у вузлах. Розрахунок ферм виконується окремо від кожного навантаження для того, щоб при встановленні розрахункових зусиль можна було знаходити найбільш не вигідні їх комбінації.

Зосереджені сили прикладаються до ферми в тих вузлах, в яких опираються несучі елементи покрівлі (прогони чи ребра залізобетонних плит покриття) або елементи кріплення підвісної стелі.

Якщо навантаження прикладене поза вузлами – додатково враховується місцевий згин поясу.

Види навантажень на ферми:

- постійне  $q_n$ : власна вага ферми, ліхтаря, в'язів, вага покрівлі (пошарово);
- змінне  $F_K$ : підвісне підйомно-транспортне обладнання, корисне навантаження (на дах від підвісної стелі та ін.);
- атмосферне: снігове  $q_c$ , інколи вітрове.

Розрахункове вузлове навантаження залежить від вантажної площі, з якої воно збирається (рис. 11.15) і визначається за формулою

$$F = \left( g_n + \frac{g_{нк}}{\cos \alpha} \right) B \frac{d_1 + d_2}{2},$$

де  $g_n$  – розрахункове навантаження від власної ваги конструкцій покриття (ферм, в'язей, ліхтарів);

$g_{нк}$  – розрахункове навантаження від покрівлі;

$\alpha$  – кут нахилу верхнього поясу до горизонту;

$B$  – крок ферм;

$d_1$  та  $d_2$  – довжина прилеглих до вузла панелей. Аналогічно визначається вузлове навантаження від снігу та від вітру залежно від району будівництва, профілю та висоти будівлі.

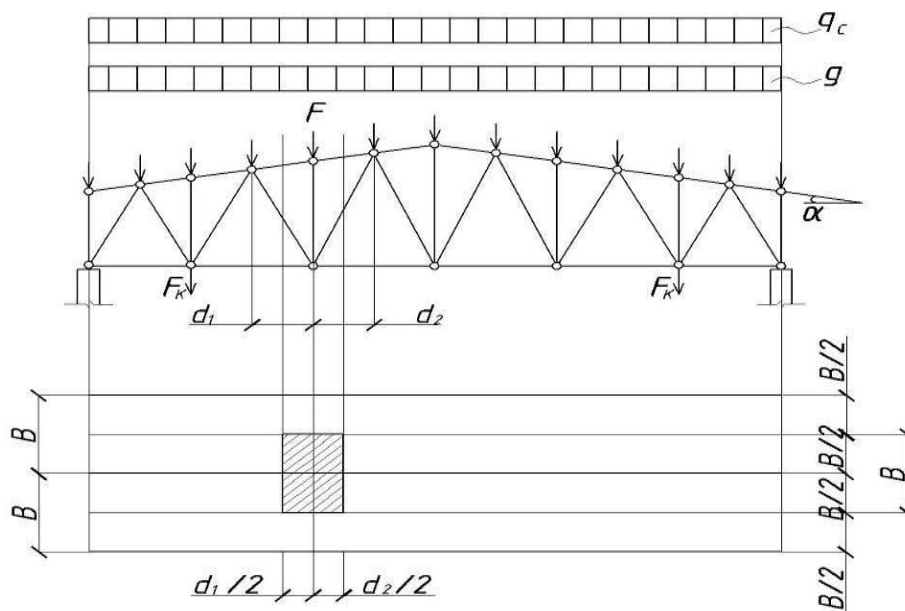


Рис. 11.15. Розрахункова схема ферми

Навантаження від снігу

$$F_c = S_m \cdot b \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = S_0 \cdot C \cdot \gamma_{fm} \cdot b \cdot \frac{d_1 + d_2}{2}.$$

Снігове навантаження може бути нерівномірним: біля ліхтарів, змін висот покрівлі, одностороннє, це враховується коефіцієнтом  $\mu$  [2, дод. Ж].

На кожне навантаження розрахунок виконується окремо, потім розраховуються сполучення зусиль в стержнях.

Статичний розрахунок ферм виконується методами будівельної механіки – чисельними, аналітичними, графічними. Враховувати жорсткості вузлів допускається наближеними методами.

Розрахунок ферм виконують на ЕОМ за відповідними програмними комплексами SCAD, ЛІРА та ін. Використання ЕОМ дозволяє отримати розрахункові зусилля з урахуванням необхідного сполучення навантажень, оптимізувати конструкцію, тобто знайти найбільш оптимальну схему ферми, марку сталі, тип перерезів і отримати найбільш економічне проектне рішення.

За відсутності ЕОМ розрахунок виконують графічним методом – побудовою діаграми Максвелла-Кремони. Для кожного виду навантажень будують свою діаграму. Для ферм з нескладними схемами (наприклад, з паралельними поясами) і незначною кількістю стрижнів більш простим є аналітичне визначення зусиль (методом вирізання вузлів).

### **Розрахункові довжини та граничні гнучкості елементів ферм**

Розрахункові довжини елементів кроквяних ферм призначають з урахуванням впливу прилеглих до вузлів ферм стрижнів, що перешкоджають поздовжньому згину елемента, який втрачає стійкість. При цьому розрахункові довжини стрижнів, визначають для двох напрямків, за якими можлива втрата стійкості: у площині  $l_{ef}$  та поза площиною  $l_{ef,1}$  ферми.

Втрата стійкості стиснутого стрижня в площині ферми супроводжується його випинанням та поворотом навколо центрів відповідних вузлів. Стрижні, що

примикають до вузлів, чинять опір цьому випинанню і повороту, особливо розтягнуті елементи, в яких деформації, викликані розтягом, протилежні за знаком деформаціям від згину, що виникає при повороті вузлів. У той же час у стиснутих стрижнях обидва види деформацій спрямовані в один бік, тому їх впливом на защемлення елемента можна знехтувати. Для стиснутих стержнів поясів, до яких примикає тільки один розтягнутий розкіс із перерізом значно меншим, ніж переріз поясу, вплив защемлення кінців незначний. В аналогічному стані знаходиться стиснутий опорний розкіс, до нижнього вузла якого примикає розтягнутий елемент. Тому їх розрахункова довжина в площині ферми збігається з геометричною  $l_{ef} = l$ .

До проміжних стиснутих розкосів решітки в нижніх вузлах примикають потужні розтягнуті пояси та розтягнутий розкіс, а до верхніх – розтягнутий розкіс. З урахуванням деякого запасу для стиснутих розкосів та стояків (крім опорних) норми [5] встановлюють розрахункову довжину в площині ферми  $0,9l$ .

Поза площиною ферми пояси розкріплені в'язями та несучими елементами покрівлі, які перешкоджають зміщенню конструкції в цьому напрямку. Розрахункова довжина поясів у цьому випадку дорівнює відстані між вузлами в'язей:  $l_{ef,y} = l_1$  (рис. 11.6, б).

Інші розкоси та стояки мають розрахункову довжину поза площиною ферми  $l_{ef,y} = l$ , тому що невелика жорсткість поясів на кручення та гнучкість вузлових фасонки наближають роботу цих стержнів до схеми з шарнірним обпиранням кінців.

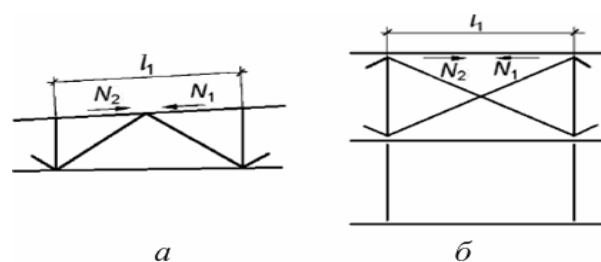


Рис. 11.6. Схеми для визначення розрахункових довжин елементів ферм: а – схема ферми; б – схема поперечних горизонтальних в'язей між фермами (вид зверху)

Всі інші випадки визначення розрахункових довжин елементів ферм наведені у нормах проектування.

Крім стиснутих розрахункові довжини встановлюють і для розтягнутих стержнів, оскільки занадто довгі або тонкі розтягнуті стержні можуть провисати під власною вагою, коливатися від динамічних впливів, викривлятися при транспортуванні та монтажі. Їхня несуча здатність не залежить від довжини. Для запобігання цьому у нормах проектування [5] встановлені обмеження гнучкості розтягнутих елементів ферм: гранична гнучкість  $\lambda_u$  при статичних навантаженнях дорівнює 400 для всіх стрижнів, а при динамічних – 250 для поясів та опорних розкосів, 350 – для інших елементів ферм. При статичних впливах гнучкість розтягнутих стрижнів перевіряють тільки у вертикальній площині, а в горизонтальній перевірка необхідна тільки для нижніх поясів ферм у будівлях, обладнаних мостовими або підвісними кранами.

Граничні гнучкості  $\lambda_u$  стиснутих стрижнів, встановлені для зменшення впливу випадкових ексцентриситетів (згинів, викривлень тощо), визначають залежно від рівня навантаженості, що характеризується коефіцієнтом

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \cdot \gamma_c} \geq 0,5$$

У ряді випадків (за наявності ексцентриситетів прикладення сили або місцевих згинальних моментів) – коефіцієнт  $\varphi$  замінюють коефіцієнтом  $\varphi_e$ .

Для стиснутих поясів, опорних розкосів та стояків, що передають опорні реакції, гранична гнучкість  $\lambda_u$  змінюється в межах від 120 до 150 і дорівнює  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ . Для інших елементів решітки - в межах від 150 до 180 і дорівнює  $\lambda_u = 210 - 60\alpha$ .

### **Підбір перерізів стрижнів ферм**

Підбір перерізів стрижнів виконують відповідно до їх напруженого стану та з урахуванням коефіцієнтів умов роботи. Потрібні характеристики поперечного

перерізу визначають за умови забезпечення міцності або стійкості, а також граничної гнучкості.

Потрібна площа перерізу (нетто) розтягнутого стрижня, що сприймає розрахункове зусилля  $N$  дорівнює:

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}$$

При визначенні потрібної площі перерізу центрально-стиснутого стержня за формулою

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

Значення коефіцієнта поздовжнього згину беруть за попередньо призначеною гнучкістю, яка має бути меншою, ніж гранична: для поясів та опорних розкосів  $\lambda = 60-80$ , для елементів решітки  $\lambda = 100-120$ . Радіус інерції перерізу знаходять виходячи з цих значень гнучкості. Більші значення гнучкості  $\lambda$  приймають при незначних зусиллях.

За знайденими значеннями площ та радіусів інерції за сортаментами прокатних або гнутих профілів добирають номер профілю та визначають його фактичні значення  $A$ ,  $i_x$ ,  $i_y$ , і знаходять  $\lambda_x = l_x / i_x$ ;  $\lambda_y = l_y / i_y$ . Якщо гнучкість більше ніж прийнята, то уточнюють коефіцієнт і виконують перевірку стійкості за формулою  $N / \varphi A \leq R_y \gamma_c$  з використанням фактичних значень геометричних характеристик перерізу  $A$ ,  $i_x$ ,  $i_y$ . Якщо перевірка показує перенапруження або значне (більше 5-10%) недонапруження, то виконують коригування перерізу, приймаючи проміжне значення між попередньо заданою та визначеною гнучкістю. Друге наближення, зазвичай, досягає мети.

### **Контрольні питання:**

1. Що таке ферма як будівельна конструкція та які її основні елементи?
2. Які основні ознаки класифікації ферм (за формою поясів, висотою, призначенням, матеріалом)?

3. У чому різниця між фермами з паралельними поясами, трикутними та полігональними?
4. Де застосовуються ферми суцільного перерізу і наскрізні ферми?
5. Які типи решіток ферм ви знаєте (трикутна, розкісна, хрестова, ромбічна тощо) та їх особливості?
6. Як вибір типу ферми залежить від прольоту та виду покрівлі?
7. Які переваги та недоліки мають ферми у порівнянні з балками?
8. Що означає загальна та місцева стійкість ферми?
9. Які елементи ферми найбільш схильні до втрати стійкості?
10. Як впливає довжина стержня та його закріплення на стійкість ферми?
11. Яким чином перевіряється стійкість стиснутих елементів ферм?
12. Чим відрізняється стійкість вузлів від стійкості окремих стержнів?
13. Які заходи застосовуються для забезпечення стійкості ферм у площині та з площини?
14. Як впливає вибір типу решітки на стійкість та жорсткість ферми?
15. Які основні припущення приймаються при розрахунку ферм (стрижнева схема, шарнірні вузли тощо)?
16. Як виконується розрахунок ферми на постійні та тимчасові навантаження?
17. Що таке розрахунок на граничні стани для ферми?
18. Як здійснюється перевірка міцності та стійкості стиснутих і розтягнутих стрижнів?
19. Які особливості розрахунку ферм з паралельними поясами порівняно з трикутними?
20. Як виконується розрахунок вузлів ферм (зварні, болтові, комбіновані з'єднання)?
21. Як у розрахунку враховуються впливи вітру, снігового навантаження та температурні впливи?

## ТЕМА 12. КОНСТРУКЦІЇ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

### План:

- 12.1. Загальна характеристика і класифікація виробничих будівель
- 12.2. Основи проектування виробничих будівель
- 12.3. Конструктивні схеми каркасів виробничих будівель
- 12.4. Основні несучі елементи каркасів
- 12.5. Конструкції покриття
- 12.6. Огороджувальні конструкції
- 12.7. Системи в'язей
- 12.8. Компонування каркасів виробничих будівель

### 12.1. Загальна характеристика і класифікація виробничих будівель

Будівлі, призначені для розміщення виробничих виробництв, та для забезпечення необхідних виробничих та санітарно-гігієнічних умов для працюючих називають **виробничими**. Такі будівлі оснащують необхідним обладнанням для виконання виробничого процесу.

Виробничим процесом називають сукупність технологічних, транспортних і складських операцій, які здійснюють у визначеній послідовності над переробною сировиною для виготовлення готової продукції або напівфабрикатів. Технологічна схема виробництва є основним фактором для вибору об'ємно-планувального і конструктивного вирішення виробничої будівлі.

До виробничих будівель ставлять технологічні, технічні, індустріальні, архітектурно-художні, економічні та екологічні вимоги.

**Технологічні вимоги** обумовлюють цілковиту відповідність будівлі своєму призначенню, тобто будівля повинна відповідати заданим параметрам розміщеного в ній технологічного устаткування й забезпечувати нормальне функціонування технологічних процесів. З урахуванням технологічних вимог вибирають вид і матеріал конструкцій, тип і вантажопідйомність підйомно-транспортного устаткування, забезпечують санітарно-гігієнічні умови

працюючим у цеху, якість і характер опорядження. Цим вимогам підпорядковане об'ємно-планувальне і конструктивне вирішення будівлі.

**Технічні вимоги** передбачають захист виробничих приміщень від впливу зовнішнього середовища і забезпечення міцності, стійкості, довговічності і опору конструктивних елементів при дії навантажень і виробничих шкідливостей (теплого випромінювання, вібрацій та ін.). До технічних вимог відносять також зниження пожежної та вибухової небезпеки для працюючих.

**Індустріальні** вимоги полягають у можливості зведення будівель із індустріальних конструкцій і деталей заводського виготовлення.

**Архітектурно-художні** вимоги передбачають потребу надання промисловій будівлі виразного, гарного зовнішнього і внутрішнього вигляду, завдяки гармонійному сполученню її окремих елементів, вибору відповідних матеріалів, високій якості робіт.

**Економічні** вимоги полягають у забезпеченні доцільно необхідних витрат як на будівництво, так і на експлуатацію будівлі. Важливим є зниження матеріалоємності виробничих будівель, що досягається за рахунок економічного вирішення плану будівлі, зменшення маси будівельних конструкцій і застосування ефективних матеріалів (сталі високої міцності, конструкцій із легких бетонів, тонких листових матеріалів та ін.).

**Екологічні вимоги** – промислові процеси повинні виключати або мінімізувати забруднення навколишнього природного середовища, людей та прилеглі житлові райони і забезпечувати раціональне використання природних ресурсів і відходів виробництва.,

Поряд із переліченими вимогами промислові будівлі повинні задовольняти **спеціальним вимогам**, які обумовлені характером виробництва (надлишком тепловибухових та хімічних речовин).

Загальні і спеціальні вимоги враховують у процесі проектування і будівництва виробничих будівель.

**Класифікація виробничих будівель.** Виробничі будівлі за призначенням поділяють на основні, допоміжні, енергетичні, транспортно–складські, санітарно-технічні, адміністративні та побутові.

До **основних** належать будівлі, в яких здійснюється випуск готової продукції або напівфабрикатів. Вони поділяються на багато видів, відповідно до галузей виробництва. Серед них мартенівські, прокатні, механоскладальні, термічні, ковальсько-штампувальні, ткацькі цехи та ін.

До **допоміжних** будівель належать ремонтні, механічні, інструментальні, тарні цехи та ін.

До **енергетичних** належать будівлі теплоелектроцентралей, котельних, електричні і трансформаторні підстанції та ін.

До **будівель транспортно-складського** господарства належать гаражі, склади готової продукції, пожежні депо та ін.

**Санітарно-технічні** призначені для обслуговування мереж водопостачання і каналізації, для захисту навколишнього середовища від забруднення (насосні, водонапірні станції, очисні станції тощо).

**За ступенем капітальності** (довговічністю і вогнестійкістю конструктивних елементів), вартістю технологічного обладнання будівлі поділяються на чотири класи.

До I класу відносять ті, до яких ставлять підвищені вимоги, а до IV класу – будівлі тимчасові та виробничі з коротким терміном експлуатації.

За особливостями будівельного вирішення промислові будівлі поділяють:

**за кількістю поверхів** – одноповерхові, багатоповерхові і змішаної поверховості;

**за кількістю прольотів** –одно- і багатопрольотні;

**за наявністю підйомно-транспортного устаткування** – безкранові або з мостовими і підвісними кранами;

**за профілем покриття** – з ліхтарями, без ліхтарів;

**за конструктивним типом** (каркасні, з несучими стінами, з неповним каркасом);

**за системами опалювання:** неопалювані «гарячі» (для виробництв з надлишковим тепловиділенням), «холодні» (склади, сховища та ін.); опалювані з позитивною температурою внутрішнього повітря в зимовий час;

**за системами освітлення:** будівлі з природним освітленням (бічним і верхнім);

з штучним освітленням (безвіконні і безліхтарні);

з комбінованим освітленням (що поєднує природне освітлення з штучним);

**за умовами повітрообміну:** з природною вентиляцією через вікна; з штучною вентиляцією за допомогою вентиляторів і системи повітроводу; з кондиціонуванням повітря.

Класифікація виробничих будівель допомагає чітко і повно описати об'єкт будівництва і необхідна для того, щоб вибрати найекономічніше вирішення будівлі при проектуванні.

## **12.2. Основи проектування виробничих будівель**

Будь-яка виробнича будівля створюється для розміщення в ній певного технологічного виробничого процесу. Особливості технологічного процесу та умови його нормального функціонування визначають об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення будівель. Тому ці особливості враховують при проектуванні будівель, і вони повинні бути відображені в технологічному завданні на виконання проектних робіт.

При проектуванні виробничих будівель в першу чергу необхідно забезпечити умови нормального функціонування технологічного процесу випуску продукції, а також нормальні санітарно-гігієнічні умови для працюючих. Конструктивні рішення основних несучих елементів каркаса залежать насамперед від габаритів будівлі, типу покриття, наявності підйомно-

транспортного обладнання, типу і вантажопідйомності кранів, режиму їх роботи, характеру внутрішньоцехового середовища, кліматичного району будівництва.

На фізичну довговічність і надійність роботи будівельних конструкцій впливають ступінь відповідальності будівлі, ступінь агресивності внутрішнього середовища, динамічні (кранові та інші) навантаження, температурно-вологісний режим експлуатації тощо.

При проектуванні виробничих будівель відповідно до ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності) [13, табл. 1] необхідно враховувати їх ступінь відповідальності. Встановлено три класи відповідальності за рівнем наслідків відмови конструкції: СС3, СС2, СС1. Об'єкти класу відповідальності – це всі об'єкти промисловості та сільського господарства і громадські споруди, матеріальні та соціальні збитки від руйнування яких мають помірні наслідки.

Виробничі будівлі у переважній більшості належать до об'єктів класу відповідальності СС1, для конструкцій яких може встановлюватися одне значення коефіцієнта  $\gamma_n$  за яким ця конструкція використовується незалежно від класу відповідальності об'єкта.

За ступенем впливу на будівельні конструкції середовища поділяються на неагресивні, слабо-, середньо- та сильноагресивні. При проектуванні конструкцій, що експлуатуються в середньо- та сильно- агресивних середовищах, необхідно використовувати такі конструктивні форми і перерізи елементів, при яких збільшується корозійна витривалість конструкцій. Так, огорожувальні конструкції з профільованими листами допускається використовувати тільки для неагресивних і слабоагресивних середовищ, а використання складених елементів таврового або хрестового перерізів з кутиків, двотаврових перерізів з швелерів або гнутих профілів у конструкціях для середньоагресивних і сильноагресивних середовищ не допускається.

За температурою внутрішнього середовища промислові будівлі підрозділяються на дві категорії – опалювані та неопалювані. До неопалюваних

будівель належать деякі складські приміщення, а також виробництва з надмірним виділенням тепла (металургійна промисловість, виробництво будівельних матеріалів). Температура і вологість внутрішнього середовища повинні бути враховані перш за все при виборі огорожувальних конструкцій покриття і стін. При виборі огорожувальних конструкцій основним питанням є опір теплопередачі у зимовий період відповідно до розрахункової від'ємної температури району будівництва. Необхідну товщину утеплювача визначають розрахунком за методикою, викладеною у ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд».

Для будівель, розташованих у районах із середньомісячною температурою липня 21°C і вище, необхідно враховувати додатково теплостійкість у літніх умовах.

З метою запобігання накопиченню вологи в огорожувальних конструкціях опалюваних будівель з внутрішньоцеховою вологістю понад 60% і температурою до 16°C необхідно передбачати пароізоляцію.

При проектуванні виробничих будівель необхідно враховувати вимоги [8], який встановлює необхідні межі вогнестійкості основних будівельних конструкцій (несучих елементів, зовнішніх стін, покриттів) залежно від необхідного ступеня вогнестійкості будівлі. За межу вогнестійкості конструкцій приймають час у хвилини від початку стандартного випробування до виникнення будь-якого з трьох граничних станів: втрати несучої здатності, втрати цілісності або втрати теплоізолюючої спроможності. Так, наприклад, для сучасних огорожувальних конструкцій на базі сталевого профільованого настилу фактична межа вогнестійкості становить всього 15 хвилин.

У разі необхідності границю вогнестійкості металевих конструкцій дозволяється збільшити конструктивними заходами, використовуючи облицювання з цегли або бетону, покриття на основі азбесту, перліту тощо. Для вогнезахисту несучих ригелів покриття доцільні підвісні стелі.

Для забезпечення нормального освітлення і вентиляції у виробничих будівлях можуть використовуватися ліхтарі, які залежно від їхнього призначення бувають світлові, аераційні та світлоаераційні.

Для вибухонебезпечних виробництв з метою зменшення негативних наслідків від можливих вибухів необхідно передбачати таке прикріплення елементів огорожувальних конструкцій до несучих конструкцій каркаса, при якому вони можуть під час дії вибухової хвилі вільно від'єднуватися від решти конструкцій, що запобігатиме руйнуванню конструкцій каркаса.

У будівлях, конструкції яких експлуатуються в умовах низьких від'ємних температур (нижче  $-40^{\circ}\text{C}$ ), слід врахувати підвищену небезпеку крихкого руйнування. Для запобігання цьому необхідно використовувати конструктивні форми, які зменшують концентрацію напружень, а також обирати відповідні сталі.

### **12.3. Конструктивні схеми каркасів виробничих будівель**

Виробничі будівлі відрізняються великою різноманітністю, що пов'язано з вибором їх конструктивних схем (каркасна або без каркасна), поверховістю (один або багато поверхів), матеріалом (сталеві, залізобетонні, дерев'яні або кам'яні конструкції), наявністю кранового обладнання (опорні чи підвісні крани або без кранів), ступенем агресивності середовища (неагресивне, слабо агресивне, середньо агресивне, сильно агресивне) і вогнестійкості (залежно від категорії виробництв за вибуховою, вибухово-пожежною і пожежною безпекою). Близько 90% загальної кількості виробничих будівель становлять каркасні будівлі, майже половина з яких виконана з металевих конструкцій.

Поверховість будівель визначається напрямком технологічного процесу (горизонтальний або вертикальний). Переважна більшість виробничих процесів вимагає горизонтального розташування технологічного обладнання, а тому найбільшого поширення в практиці будівництва набули одноповерхові промислові будівлі. Одноповерховими проектують будівлі для виробничих

процесів, пов'язаних з необхідністю застосування важкого громіздкого обладнання для виготовлення великогабаритних виробів, а також де можливі динамічні навантаження великих значень (ковальські, прокатні, термічні, ливарні та ін. цехи).

Технологічне обладнання при цьому розміщується на нульовій позначці і навантаження від нього не передається на несучі конструкції (крім вантажопідйомних кранів), що спрощує конструктивну форму і полегшує несучі конструкції. Крім того, в одноповерхових будівлях створюються умови для рівномірного освітлення внутрішніх приміщень через світлові прорізи в стінах і покритті, спрощується монтаж, забезпечується можливість зміни технології виробництва за рахунок заміни устаткування або розширення самої будівлі. Тому перспективним є створення будівель універсального призначення, які при незмінному об'ємі приміщень дозволяють розміщувати в них будь-які технологічні процеси.

Проте одноповерхове будівництво викликає й ряд незручностей, пов'язаних з великою площею забудови і великою протяжністю інженерних комунікацій, що в умовах високої вартості землі, особливо у великих містах і в районах з щільною забудовою, значно збільшує вартість будівництва.

Каркас виробничої будівлі –це єдина просторова систему конструкцій, яка сприймає діючі на неї впливи і навантаження та передає зусилля, що виникають при цьому, на фундаменти. При проектуванні виділяють основні несучі конструкції (плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями, які жорстко або шарнірно з'єднані між собою) і огорожувальні (покрівлі, стіни). Принципова конструктивна схема металевого каркаса наведена на рис. 12.1.

Основу каркасів виробничих багатопрольотних будівель становлять площинні поперечні рами, утворені колонами та ригелями, що на них спираються. Відстань між осями колон у поперечному напрямку і називається *прольотом*  $L$ , а в поздовжньому – *кроком рам*  $B$ .

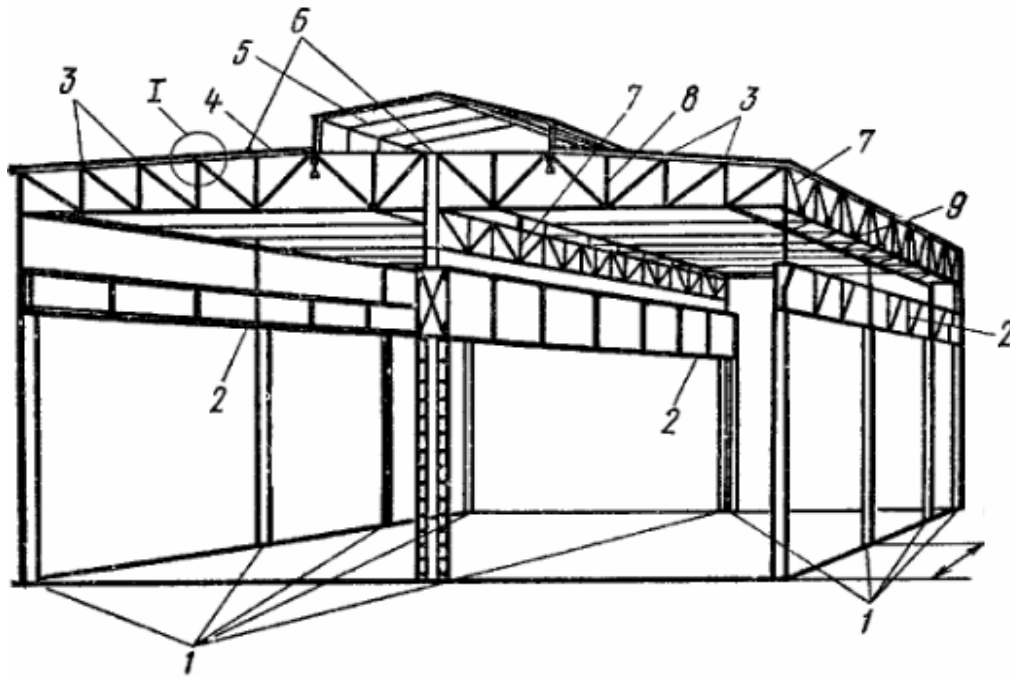


Рис. 12.1. Конструктивна схема каркасу одноповерхової промислової будівлі: 1 – колони, 2 – підкранові балки, 3 – прогони, 4 – покрівля, 5 – світлоаераційний ліхтар, 6, 9 – в'язі, 7 – підкрівляна ферма, 8 – підкрівляна ферма

Поперечні рами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса у поперечному напрямку. Каркас виробничої будівлі – це послідовність однакових поперечних рам, розташованих з кроком  $B$  і з'єднаних між собою поздовжніми конструктивними елементами (наприклад, підкрановими балками) та в'язями. Основні особливості конструктивних рішень каркаса, що враховують умови експлуатації, наявність і вид кранового обладнання, величину і кількість прольотів, знаходять відображення перш за все у схемах поперечних рам і обумовлюють їх велику різноманітність.

Залежно від наявності та виду кранового обладнання багатпрольотні каркаси поділяють на безкранові або обладнані мостовими опорними чи підвісними кранами.

Однією з визначальних особливостей поперечних рам є конструкції ригелів, які можуть бути наскрізними і суцільними. Для традиційних рішень багатпролітних рам із прольотами 18...36 м характерне використання

наскрізних ригелів (ферм), які довгий час вважалися більш раціональними за витратами сталі, ніж суцільні.

Висновок щодо ефективності застосування наскрізних ригелів базується на багаторічному досвіді проектування сталевих каркасів, що призначалися для сприйняття великих навантажень, в тому числі і від власної ваги важких залізобетонних плит, які використовувалися і використовуються й досі як несучі елементи покриття.

Широке впровадження легших елементів (прогонів з гнутих профілів, сталевих профільованих листів, ефективних утеплювачів) суттєво зменшило власну вагу покрівлі, що в результаті підвищило ефективність суцільних ригелів, які виготовляються двотаврового перерізу.

В одноповерхових каркасах крок колон і ригелів найчастіше приймають однаковим і таким, що дорівнює 6 м, особливо при наявності підвісних кранів і в безкранових будівлях. В безкранових будівлях крок ригелів залежить від несучої здатності прогонів або від довжин збірних залізобетонних плит, які дорівнюють 6 і 12 м. При прогонному покритті розмір кроку може відрізнятись від модульного, а у безкранових каркасах невеликої висоти економічно ефективним може бути крок колон навіть менший за 6 м.

В каркасах з опорними кранами крок колон і ригелів 12 м ускладнює підкранові конструкції і вимагає влаштування фахверка для кріплення стінового огородження. Тому таке рішення вважається доцільним лише в будівлях з прольотами понад 30 м, висотою більше 14 м і з кранами великої вантажопідйомності більше 50 т.

При будівництві будівель великої площі (понад 20 тис. м<sup>2</sup>) для зведення покрівлі може використовуватися метод блокового монтажу, який дозволяє зменшити трудомісткість виконання робіт на висоті. Цей метод передбачає конвеєрне складання на землі монтажних блоків, які утворюються з кроквяних і підкроквяних ферм, об'єднаних в геометрично незмінну систему. При цьому на колони опираються підкроквяні ферми, а кроквяні зміщуються з осей колон.

При кроці колон 12 м ферми можуть бути розташовані з кроком 4 м, що дозволяє відмовитись від прогонів, при цьому сталевий профільований настил влаштовують безпосередньо по верхніх поясах ферм.

Для додаткового освітлення і аерації внутрішньоцехового середовища по фермах розміщують поздовжні ліхтарі (рис.12.2, а, б), які найпростіші в конструктивному відношенні і забезпечують експлуатаційні вимоги для різних виробництв (машинобудування, металургія тощо).

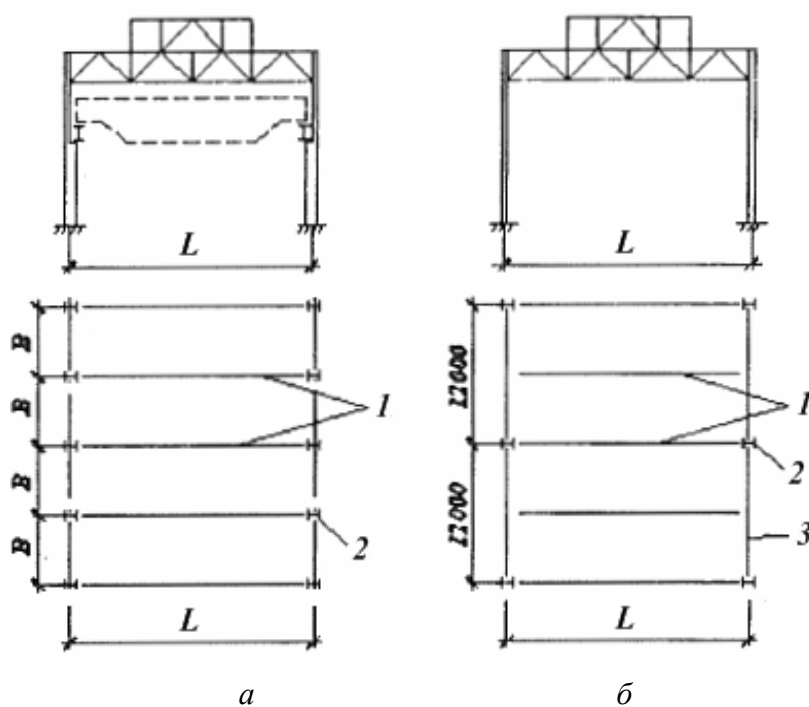


Рис. 12.2. Конструктивні схеми каркасу однопролітних виробничих будівель: а – крок колон і ферм однаковий; б – крок колон більший за крок ферм; 1 – кроквяні ферми, 2 – колони, 3 – підкряквяні ферми

У багатопрольотних каркасах найширше використовуються конструктивні схеми з однаковими прольотами і ригелями, розташованими в одному рівні (рис.12.3, а). Крок колон у поздовжньому напрямку для максимальної уніфікації елементів найчастіше встановлюється однаковим для крайніх і середніх рядів. Для деяких виробництв з метою звільнення внутрішнього простору крок колон середніх рядів може бути прийнятий більшим, ніж крайніх. При цьому по середніх колонах встановлюються підкряквяні або підкраново-підкряквяні ферми (рис.12.3, б).

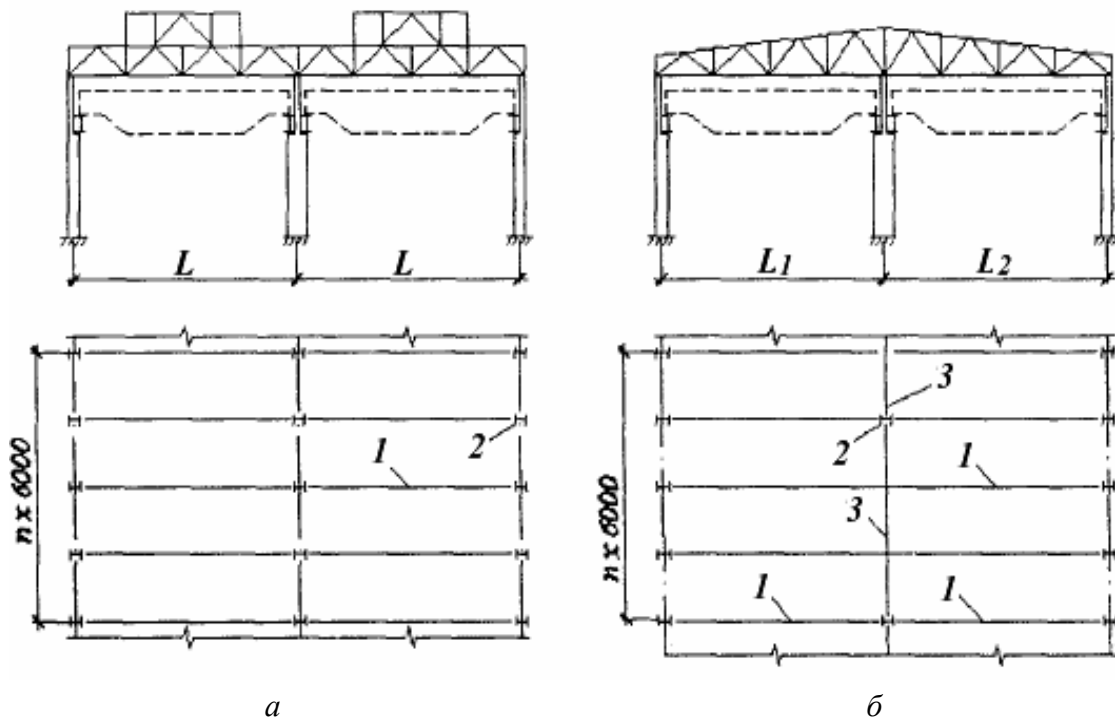


Рис. 12.3. Конструктивні схеми багатопрольотних каркасів: *а* – крок колон зовнішніх і внутрішніх рядів однаковий; *б* – крок колон зовнішніх і внутрішніх рядів різний; 1 – кроквяні ферми, 2 – колони, 3 – підкроквяні ферми

У багатопрольотних будівлях, що мають велику ширину і довжину, інколи доцільно використовувати ферми з консолями, на які опираються ліхтарі. Таке рішення дозволяє уникнути влаштування температурних швів, зменшити кількість ферм у покритті та розвантажити їх в середині прольоту. У рівнопролітних конструкціях досягається максимальна уніфікація і однотипність конструктивних елементів, проте для деяких виробництв ефективні каркаси з різними прольотами.

Використання в таких будівлях ригелів з паралельними поясами можливе тільки при організації внутрішнього водостоку, а при неорганізованому водовідведенні, коли вода стікає безпосередньо на землю, покрівля повинна мати відповідний ухил. У цьому разі використовують ригелі з ухилом верхнього поясу, величина якого залежить від типу огорожувальних конструкцій покрівлі.

Проте висота ригелів на середній опорі може виявитися занадто великою, що утруднить їх транспортування до будівельного майданчика. Крім того, велика

довжина стиснутих елементів решітки буде обумовлювати їхню роботу при граничних гнучкостях. Для зменшення висоти ригелів вони можуть бути запроектвані з ламаним нижнім поясом (рис. 12.4).

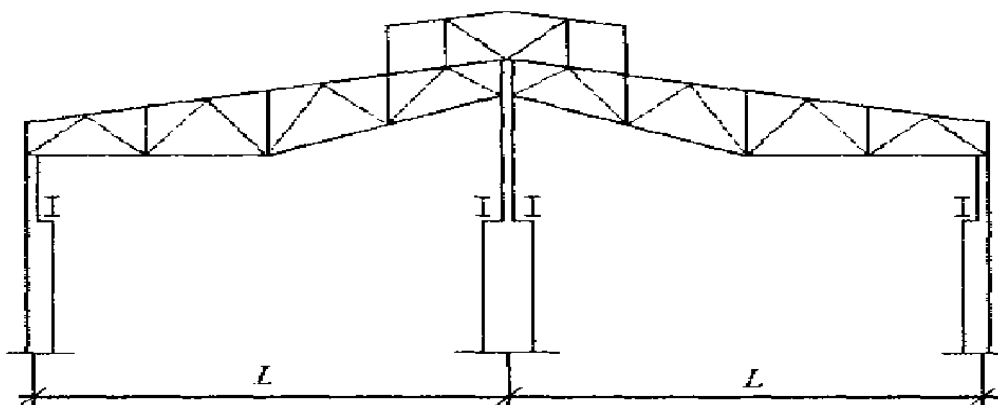


Рис. 12.4. Схема рами із зовнішнім водовідведенням і зменшеною висотою ферм

Для деяких виробництв умови технологічного процесу можуть обумовлювати проектування каркасів з прольотами різної висоти для зменшення внутрішнього об'єму, однак при цьому конструктивні рішення каркаса ускладнюються і тому перепади висот між сусідніми прольотами робити меншими ніж 1,2 м не рекомендується (рис. 12.5).

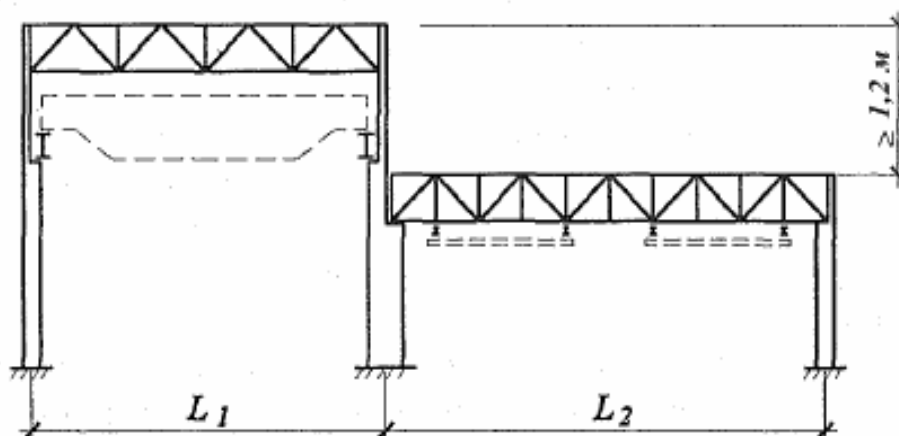


Рис. 12.5. Схема рами з прольотами різної висоти і довжини

Ефективним рішенням для ряду виробництв є каркаси з шедовим покриттям, в яких поперечні ліхтарі опираються на верхні і нижні пояси кроквяних ферм (рис. 12.6, а, б). Шедові конструкції мають багато позитивних якостей, але їх складно експлуатувати в районах з великим сніговим

навантаженням. У разі підвищених вимог до освітленості та аерації внутрішніх приміщень можуть бути запроєктовані каркаси з поперечними ліхтарями, які опираються на верхні пояси ферм.

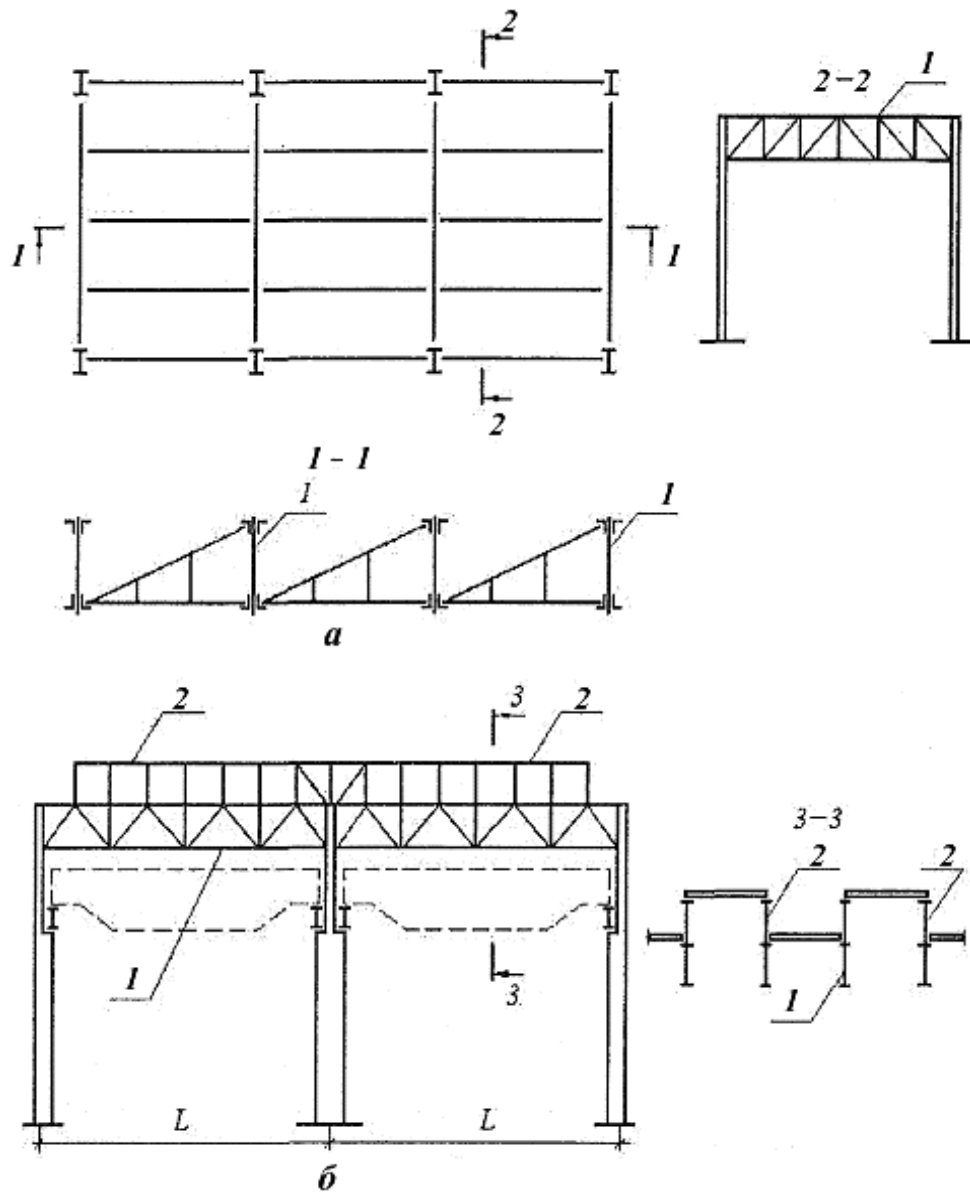


Рис. 12.6. Конструктивні схеми каркасів з підвищеними вимогами до освітлення: *a* – з шедовим покриттям; *б* – з поперечним ліхтарем; 1 – ферми, 2 – ліхтар

При наявності підвісних кранів вантажопідйомністю до 5 т підкранові колії кріпляться до вузлів нижнього поясу ригелів, де для цього, в разі необхідності, влаштовуються додаткові вузли.

Останнім часом значного поширення в практиці набули легкі металеві конструкції (ЛМК) одноповерхових будівель. Для них характерне використання

ефективних марок сталей та профілів, відмова від зварювання на монтажі з заміною зварювання на фланцеві з'єднання на високоміцних болтах. У таких будівлях використовуються колони та ригелі суцільного перерізу, в тому числі зі змінною висотою перерізу по їх довжині, що наближає епюру витрат матеріалу до огинаючої епюри внутрішніх зусиль і, таким чином, підвищує ефективність використання властивостей сталі.

Висота суцільних ригелів значно менша від висоти наскрізних і становить, як правило,  $1/15 \dots 1/20$  прольоту, а в деяких рішеннях може становити  $1/35$  прольоту. Зменшення висоти ригеля забезпечує зниження витрат на опалення та вентилявання внутрішнього об'єму, а також на стінове огороження. Суцільні ригелі також менш трудомісткі у виготовленні й монтажі, зручніші у транспортуванні. Вони найчастіше мають переріз у вигляді двотавру, що робить їх стійкішими до корозії порівняно з наскрізними ригелями, особливо з парних кутиків. Ефективність використання суцільних ригелів збільшується при зниженні власної ваги конструкцій покриття, для чого необхідно використовувати легкі огорожувальні конструкції (сталевий профільований настил), легкі утеплювачі, сталі підвищеної міцності.

До елементів каркаса прикріплюються огорожувальні конструкції. Для підтримання стінового огороження, вікон і воріт передбачаються елементи стінового каркаса, який має назву фахверк і також прикріплюється до поперечних рам.

#### **12.4. Основні несучі елементи каркасів**

Основну каркаса виробничої будівлі становлять несучі елементи поперечної рами, які сприймають навантаження і передають їх на фундамент. У плоских рамах такими елементами є *колони і ригелі*.

Конструктивні рішення несучих елементів каркаса залежать від призначення будівлі, типу покриття, типу та вантажопідйомності кранів, габаритних розмірів тощо.

Сталеві колони поперечної рами можуть бути сталого по висоті перерізу або ступінчастими. залежно від висоти приміщення і діючих навантажень Колони сталого перерізу можуть бути запроектовані суцільними або наскрізними (рис. 12.7, а, б). Їх використовують у безкранових будівлях, при підвісних кранах та мостових кранах вантажопідйомністю до 20 т. В останньому випадку на колонах влаштовують консолі для обпирання підкранових балок (рис.12.7, в, г).

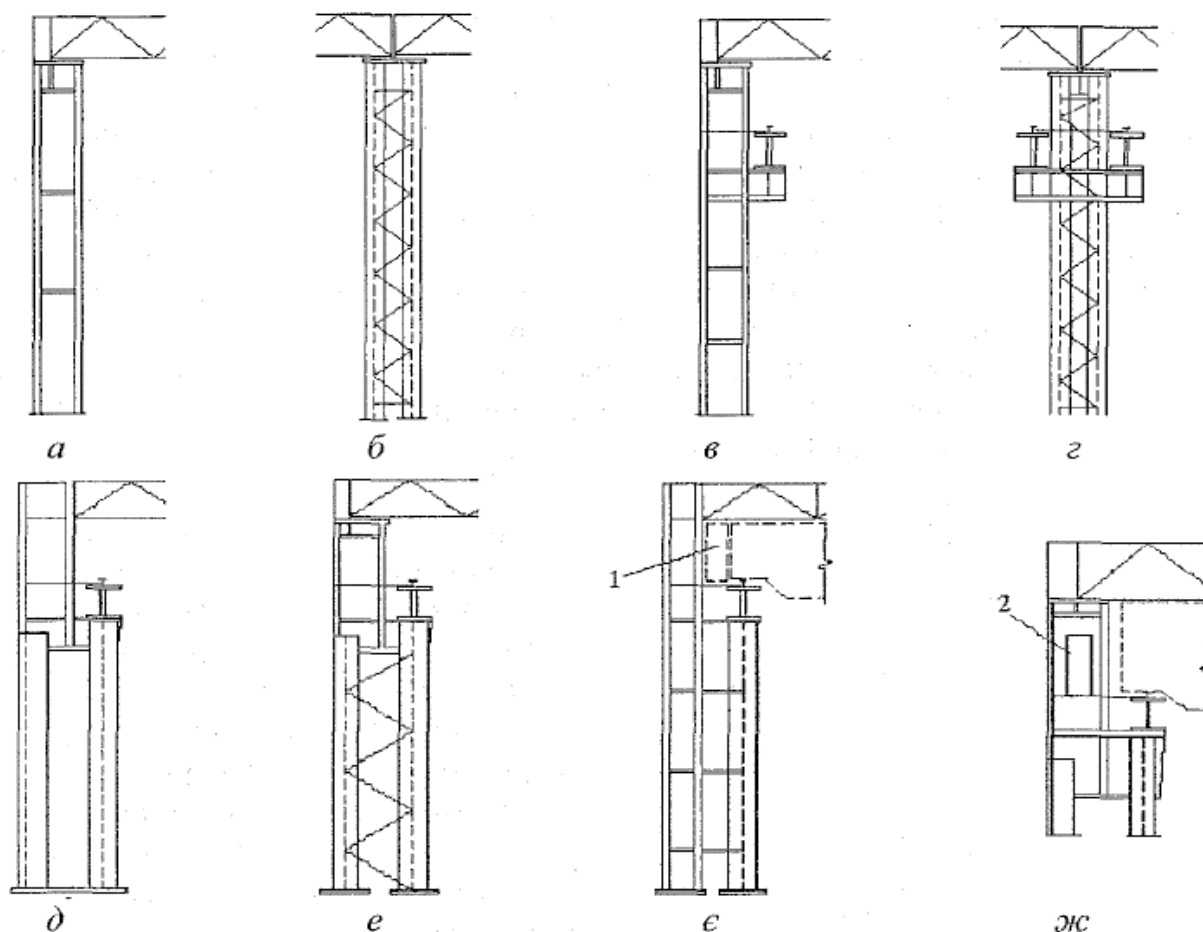


Рис. 12.7. Типи колон виробничих будівель: а, б – безкранові сталого перерізу; в, г – сталого перерізу з підкрановими консолями; д, е – ступінчасті; е – роздільна; ж – влаштування проходу всередині колони; 1- прохід збоку колони; 2 – прохід всередині колони

Ступінчасті колони зі змінним по висоті перерізом використовують у будівлях з опорними мостовими кранами вантажопідйомністю понад 20 т (рис. 12.7, д, е). Верхня частина таких колон (надкранова) має переріз у вигляді суцільного симетричного двотавру (прокатного або складеного), а нижня (підкранова) може бути запроектована суцільною або наскрізною. При ширині нижньої частини колони 1 м і більше найчастіше використовують наскрізний

переріз як найбільш економічний. Наскрізна колона складається з двох гілок, об'єднаних розкісною решіткою.

Безрозкісна решітка (планки) найчастіше виявляється неекономічною, оскільки перерізувальні сили в колонах виробничих будівель є досить значними, а тому планки, що працюють на згин і зсув, потребують значних перерізів, що збільшує витрати сталі. Підкранові балки встановлюють на уступ колони і суміщують вісь підкранової балки з віссю підкранової гілки нижньої частини колони. Зовнішню (шатрову) гілку крайньої колони приймають у вигляді швелера або двотавру, а внутрішню (підкранову) – у вигляді двотавру. В середніх рядах будівлі в колонах, на які з двох боків опираються мостові крани, обидві гілки є підкрановими і мають двотавровий переріз.

В окремих випадках, при низькому розташуванні підкранової колії і кранах великої вантажопідйомності, нижню частину колони проектують роздільного типу, в якій підкранова гілка пов'язана з шатровою гнучкими у вертикальній площині планками з листів і тому не передає вертикальне навантаження від підкранової балки на шатрову гілку (рис.12.7, є). Таке конструктивне рішення колони виявляється дуже зручним при можливому збільшенні вантажопідйомності крана, бо дозволяє підсилити тільки підкранову гілку колони і залишити незмінною шатрову.

У прольотах будівлі з мостовими кранами груп режимів роботи 8К незалежно від їх кількості або кранах груп режимів роботи 7К і 4К - 6К при кількості кранів більше двох у прольоті при цілодобовій безперервній їх роботі необхідно передбачати проходи вздовж кранових колій з обох боків прольоту. Робота кранів вважається безперервною, якщо найбільша одноразова перерва у їх роботі протягом доби не перевищує 4 години. Для проходів використовують гальмівні конструкції підкранових колій. Ширина проходу повинна бути не меншою 500 мм, а висота – не меншою 1800 мм. В місцях розташування колон прохід може бути збоку або всередині колони шириною не

менш як 400 мм. При влаштуванні проходу збоку додається ще 50 мм для влаштування огороження (рис.12.7, є, ж).

Для деяких виробництв характерне розташування мостових кранів у двох або більше рівнях. Колони в такому разі виконують також дво- або багатоярусними. Якщо при цьому вантажопідйомність одного з кранів не перевищує 20 т, то для його обпирання використовують консоль (рис. 12.8).

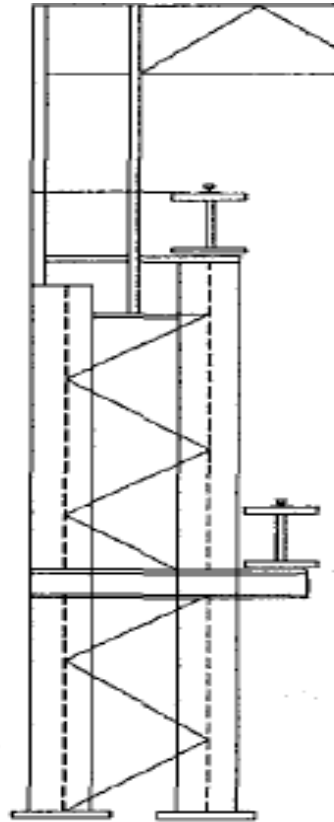


Рис. 12.8. Конструктивна схема колон з двоярусним розташуванням

Ферми, що використовуються як ригелі в каркасах виробничих будівель, за схемою найчастіше бувають: з паралельними поясами, трапецієподібними та трикутними. Вони можуть бути на двосхилими і односхилими (рис. 12.9).

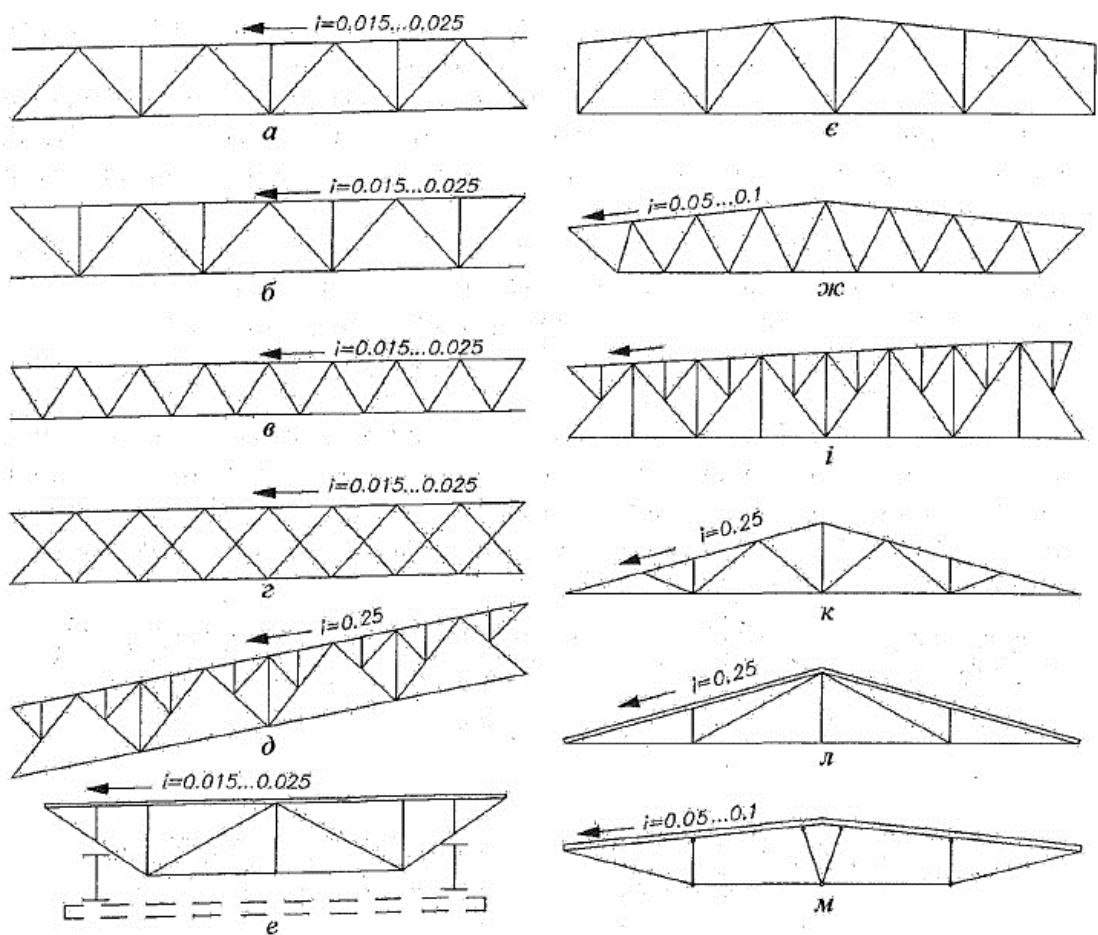


Рис. 12.9. Схеми кроквяних ферм: а, б, в, г, д, е – з паралельними поясами; є, ж, і – у формі трапеції; к, л – трикутні; м – шпренгельна

Кути ухилу верхніх поясів наскрізних ригелів, а також осей суцільних ригелів повинні задовольняти вимоги ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд» і ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри (ГОСТ 23838-89, MOD)», які регламентують ухили покрівель з різних матеріалів. Так, для рулонних і мастикових матеріалів ухил повинен бути 1,5...5%, що дозволяє використовувати ферми з паралельними поясами (рис. 12.9, а, б, в, г).

Необхідний для стоку води ухил покрівлі ферм з паралельними поясами забезпечується будівельним підйомом. При покрівлях з гідроізоляційним шаром з металевих профільованих листів (тришарових панелей) необхідний ухил становить 10...20%, тому ферми у цьому разі проектують двосхилими або односхилими (рис. 12.9, д, є, ж, і). Для холодних покрівель із використанням

азбестоцементних або сталевих профільованих листів необхідний ухил становить 25%, і тому тут використовуються трикутні ферми (рис. 12.9, к, л).

Крок вузлів верхнього поясу в теплих покрівлях вибирають, як правило, відповідно до схеми прикладання зовнішнього навантаження таким чином, щоб усі зосереджені сили від прогонів або плит покриття передавалися у вузлах ферм.

Спряження кроквяних ферм з колонами може бути шарнірним або жорстким. Жорстке спряження може бути здійснене тільки у фермах з паралельними поясами або трапецоїдних при їх примиканні до колон збоку. Жорстке поєднання ускладнює монтаж ферм і його використовують тільки тоді, коли воно сприяє економії сталі або коли шарнірне обпирання ферм не забезпечує необхідної горизонтальної жорсткості каркаса.

Обпирання кроквяних ферм на колони може здійснюватися в рівні нижніх або верхніх поясів ферм. Обпирання в рівні нижнього поясу завжди доцільне в будівлях, у яких необхідне влаштування поздовжніх та поперечних в'язей покриття, а також при жорсткому спряженні з колонами. Обпирання ферм у рівні верхнього поясу зручніше при монтажі, але не дозволяє виконувати вузол примикання ферми до колони жорстким.

Суцільні ригелі поперечних рам, зазвичай, жорстко приєднуються до колон. Опорний момент, що виникає в такому вузлу, зменшує згинальний момент у прольоті, внаслідок чого зменшуються розміри двотаврового перерізу ригеля.

У випадках, коли крок колон у будинках не збігається з кроком ригелів, у покриттях передбачають встановлення підкроквяних ферм по середніх і крайніх рядах. Уніфіковані підкроквяні ферми виконують з паралельними поясами або трикутними. Типи перерізів елементів підкроквяних ферм приймають такими ж, як і для кроквяних. Спряження кроквяних і підкроквяних ферм з паралельними поясами виконують таким чином, щоб їхні зовнішні грані знаходилися в одному рівні. Таке рішення забезпечує універсальність опорних вузлів кроквяних ферм, що обпираються на підкроквяні ферми і на колони. Висота уніфікованих підкроквяних ферм по зовнішніх гранях поясів становить 3130 мм.

Ферми з поясами із широкополичних таврів, двотаврів і труб обпираються на підкроквяні ферми трикутного обрису. Підкроквяні ферми із замкнених гнутозварних профілів мають висоту 1700 мм, а ригелі обпираються на їх верхні пояси у вузлах.

Якщо крок колон по середніх рядах прийнятий 18 або 24 м, то використовують підкроквяні ферми висотою 3130 мм відповідних прольотів, а кроквяні ферми розташовують з кроком 6 або 12 м.

Для покриттів неопалюваних будівель з азбестоцементних листів розроблені уніфіковані схеми двосхилих та односхилих трикутних ферм прольотами 18 і 24 м. Верхні пояси виконуються з балкових двотаврів з паралельними гранями полиць, а решітка – розрідженою з парних кутиків. Двосхилі ферми використовуються в однопрольотних будівлях, а односхилі – в двопрольотних.

### **12.5. Конструкції покриття**

Покриття виробничих будівель можуть вирішуватися з використанням прогонів або без них. При безпрогоновому рішенні безпосередньо по верхніх поясах ригелів укладаються великорозмірні залізобетонні ребристі плити, які виконують роль несучих елементів огорожувальних конструкцій і створюють жорсткий диск у площині покрівлі. Довжина плит відповідає кроку ферм і становить 6 або 12 м, а ширина, як правило, 3 м, що збігається з розмірами панелей верхнього поясу в більшості типів ферм. Плити шириною 1,5 м рекомендується використовувати як добірні у фермах з прольотами 21, 27 і 33 м. Висота поздовжніх ребер таких плит становить 300 мм при довжині 6 м і 300 або 400 мм при довжині 12 м. Маса плит змінюється від 150 кг/м<sup>2</sup> до 290 кг/м<sup>2</sup> залежно від розмірів плити і снігового району. Шви між плитами заповнюються цементним розчином, а самі плити приварюються у трьох точках до ферм і є основою для покрівлі (рис. 12.10).

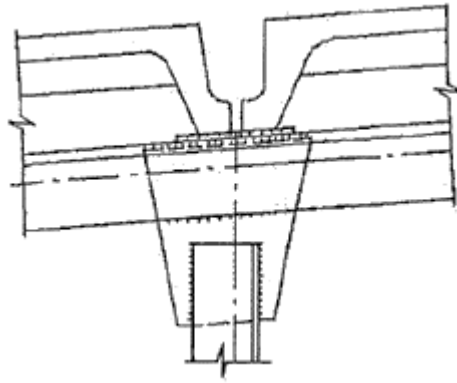


Рис. 12.10. Вузли обпирання на ферму залізобетонних плит

Для опалюваних і неопалюваних будівель основним типом ригелів при використанні залізобетонних плит є ферми з паралельними поясами і ухилом верхнього поясу  $i = 1,5\%$ . Покрівля виконується з рулонних або мастикових матеріалів. Слід зазначити, що сучасні мастикові покрівлі можуть застосовуватись і при крутіших ухилах - від 5 до 25 %.

В опалюваних будівлях рулонна покрівля складається, як правило, з захисного шару гравію товщиною до 25 мм, рулонного килима (3-4 шари руберойду, гідроізоли, ізоли тощо), вирівнювального шару, утеплювача та пароізоляції. Можуть також використовуватися шари мастики під шаром гравію або фарби (суспензія алюмінієвої пудри в гасі).

Теплоізоляцію покрівель відповідно до ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд» слід виконувати з негорючих і важкогорючих матеріалів з міцністю на стиск не менш як  $0,6 \text{ кгс/см}^2$  і густиною від 30 до  $600 \text{ кг/м}^3$ . В неопалюваних будівлях або будівлях із надмірним виділенням тепла утеплювач відсутній, а стяжка товщиною 25 мм виконується безпосередньо по залізобетонних плитах.

Прогонні рішення ефективні лише при використанні легких настилів – сталевих, алюмінієвих, азбестоцементних. По наскрізних ригелях прогони, як правило, розташовують з кроком, що дорівнює розміру панелі верхнього поясу ферм, найчастіше 3 м.

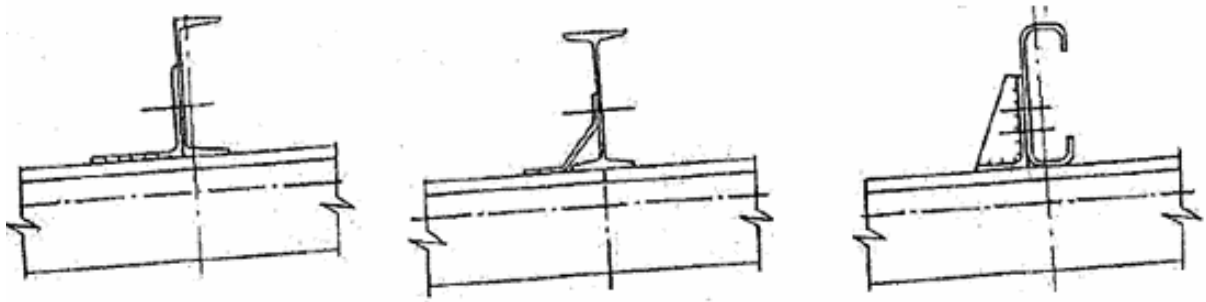


Рис. 12.11. Вузли обпирання на ферму сталевих прогонів і варіанти їх кріплення

При кроці ферм покриття 6 м прогони виконують з гарячекатаних або гнутих швелерів, рідше двотаврів (рис. 12.11). Можливе використання також замкнених гнутих профілів, які мають підвищену жорсткість при крученні та корозійну стійкість. При кроці ферм 12 м використання прогонів із гнутих профілів можливе тільки при умові їх сумісної роботи з профільованим настилом покрівлі за нерозрізною схемою в кліматичних умовах з відносно малим сніговим навантаженням.

У покрівлях, що мають значне навантаження від власної ваги і снігу, найчастіше використовують наскрізні прогони довжиною 12 м у вигляді легких ферм, схеми і поперечні перерізи яких бувають дуже різноманітними. Елементи таких прогонів виконують з гарячекатаних або гнутих профілів, а при невеликих навантаженнях - з сортової сталі круглої або квадратної форми.

Суцільні і наскрізні прогони, які розміщують у покриттях з ухилом до 2%, працюють, як звичайні балки, що сприймають вертикальні навантаження. При більших ухилах вони працюють на косий згин з крученням. У цих випадках найбільш раціональним перерізом є швелер, орієнтований кінцями полиць вгору по схилу, тому що при такому розташуванні лінія дії вертикального навантаження проходить поблизу його центра згину або навіть через нього. Це дозволяє при розрахунках нехтувати зусиллями кручення, а вертикальне навантаження на прогін розкласти на дві складові – перпендикулярну до площини схилу покрівлі і таку, що діє в площині схилу.

Прогони служать опорами для несучого настилу покрівлі, для якого частіше використовують сталеві профільовані листи. Такі листи виготовляють з рулонної

гарячеоцинкованої сталі з границею текучості не менш як 230 МПа із захисним лакофарбовим покриттям за ДСТУ 8802:2018 «Вироби з тонколистової сталі із захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови». Несуча здатність профільованих листів залежить від матеріалу і товщини рулонної сталі, форми і висоти гофру. Профнастили виготовляються довжиною до 12 м і тому можуть використовуватися за дво-, три- і чотирипролітними нерозрізними схемами, а також за однопролітною розрізною.

Профільований настил, як правило, вкладається по прогонах, розташованих із кроком 3 м; якщо ферми розміщені через 4 м – то безпосередньо по верхніх поясах ферм. На ділянках снігових мішків крок прогонів може бути зменшений до 1,5 м. Настил з висотою гофра 114 мм може використовуватися при кроці ферм 6 м без прогонів при безпосередньому обпиранні на верхні пояси ферм.

Покриття на основі профільованих настилів бувають двох видів: пошарового складання та панелей заводського виготовлення. Покриття пошарового складання повністю монтують на об'єкті, послідовно укладаючи передбачені проектом елементи – сталевий настил, пароізоляцію, утеплювач, гідроізоляцію. При використанні сталевого профільованого настилу замість залізобетонних плит і рулонних матеріалів склад покриття та його ухил залишаються такими ж, як і при безпрогоновому рішенні, однак при цьому рекомендується використовувати ефективні утеплювачі з густиною до 300 кг/м<sup>3</sup>. Такими утеплювачами на сьогодні можуть бути рекомендовані мінераловатні або скловатні плити підвищеної жорсткості, які відповідають вимогам пожежної безпеки, а також пінополіуретан.

При ухилах покрівлі понад 5% верхній гідроізоляційний шар можна виконувати з профільованого настилу замість рулонного килима. Таке рішення є прогресивним, бо полегшує покрівлю, збільшує строк її служби і дає можливість виконувати роботи незалежно від погодних умов (рис. 12.12). При таких конструктивних рішеннях гофри верхнього листа завжди повинні бути розташовані у напрямку ухилу покрівлі для забезпечення водовідведення.

З'єднання профільованих листів між собою у жорсткий диск у напрямку вдовж гофрів здійснюють за допомогою комбінованих заклепок, які дозволяють виконувати роботи з однієї сторони листів. Стикування листів у поздовжньому напрямку здійснюється на опорах – несучих елементах (прогонах, фермах). До них настили рекомендується прикріплювати самонарізними болтами довжиною 25-60 мм з кроком через один гофр.

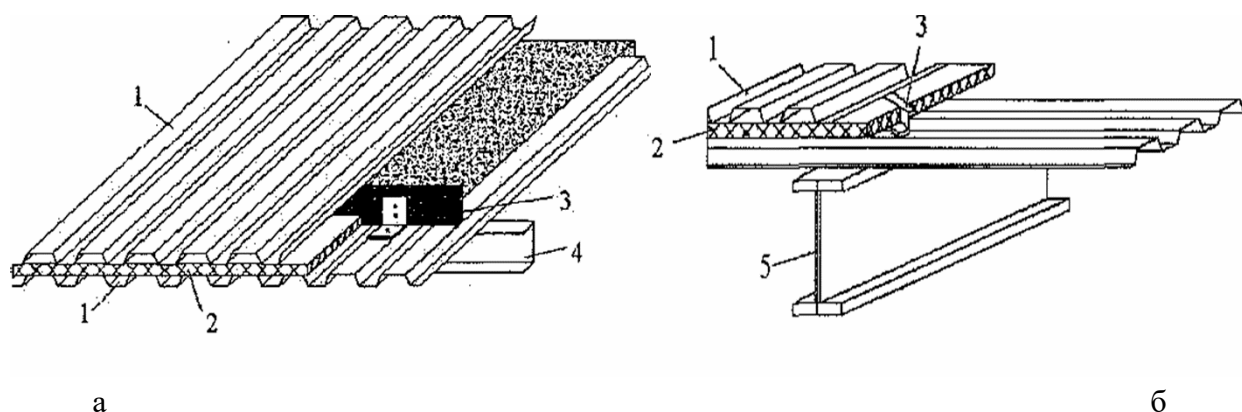


Рис. 12.12. Покрівля з подвійного профнастилу: а – по прогонам; б – по ригелях рами; 1 – профнастил; 2 – утеплювач; 3 – прокладки з деревини чи полімеру; 4 – прогон; 5 – ригель рами

У теплих покрівлях сталеві профільовані настили можуть використовуватись також у вигляді тришарових панелей, що підвищує їх заводську готовність, спрощує монтаж і поліпшує якість покриття.

Тришарові безкаркасні панелі складаються з двох зовнішніх обшивок з профнастилу і розміщеного між ними шару утеплювача. Тут зазвичай застосовують легкі ефективні утеплювачі, такі як спінений поліуретан або мінераловатні плити, приклеєні по всій площі до зовнішніх оболонок. Усі три складові таких панелей працюють сумісно, що забезпечує досить високу їх несучу здатність, яка, як правило, гарантується заводами-виробниками з урахуванням схеми роботи.

Теплопровідність, яку має шар пінополіуретану завтовшки 40 мм, відповідає теплопровідності шару цегли завтовшки 500...700 мм, шару газосилікату завтовшки 550 мм або пористого бетону завтовшки 400 мм. Теплопровідність мінеральної вати приблизно вдвічі вища. Залежно від

теплотехнічних властивостей утеплювача і розрахункової температури району будівництва застосовують утеплювач завтовшки від 40 мм до 150 мм.

Безкаркасні панелі типу «сендвіч» випускаються довжиною до 12...14 м і вкладаються по прогонах, розташованих з кроком до 4 м у покрівлях з ухилом не менш як 5%. Панелі прикріплюються до прогонів за допомогою довгих самонарізних гвинтів, а герметизацію поздовжніх стиків виконують за допомогою клейкої гумової стрічки (рис. 12.13). Маса панелей становить 1,3...40 кг/м<sup>2</sup> і підбирається за каталогами заводів-виробників. Довжину панелей рекомендується обирати таким чином, щоб уникнути поперечних стиків.

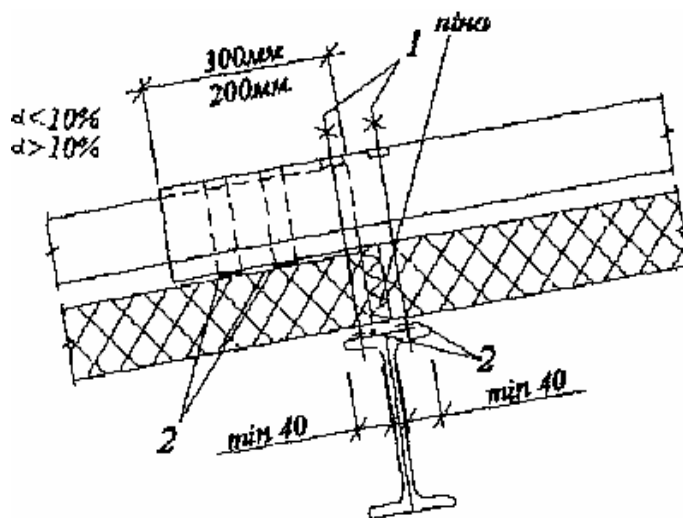


Рис. 12.13. Стик тришарових панелей: 1 – самонарізний гвинт з ущільнювальною шайбою; 2 – ущільнювальна стрічка

Каркасні панелі заводського виготовлення можуть бути дво- і тришаровими. Найбільшого поширення набули двошарові панелі довжиною 12 м і шириною 3 м (1,5 м в разі необхідності). Каркас панелей складається з поздовжніх несучих ребер висотою 400 мм (прокатний швелер або гнучий С-подібний профіль) і прикріплених до них з кроком 1,5 м поперечних ребер з кутиків або швелерів, по яких укладається сталевий профільований лист.

Каркасні панелі можуть використовуватися як несучі плити для подальшого влаштування покрівлі за проектом. Однак для підвищення заводської готовності та зменшення трудомісткості монтажу такі панелі можуть випускатися у вигляді

комплексних плит, до складу яких входить утеплювач із мінераловатних плит, наклеєний на пароізоляцію і закритий зверху одним шаром наклеєного руберойду. Після монтажу комплексних панелей додатково наклеюють 4 - 5 шарів руберойду і влаштовують гравійний захист.

В неутеплених покрівлях настили виконують несучі й огорожувальні функції. Холодні покрівлі виконують з використанням як сталевих профільованих настилу, так і хвилястих азбестоцементних, сталевих або алюмінієвих листів, які розміщуються по прогонах, розташованих з кроком 1,25-1,5 м.

Хвилясті азбестоцементні листи підсиленого профілю обпираються на три прогони з напуском по довжині на 25-30 см і по ширині на півхвилі. Щоб запобігти затіканню води у стиках, ухил покрівлі призначають не менш як 1:5. Маса азбестоцементних листів становить близько 20 кг/м<sup>2</sup>.

Сталеві хвилясті листи виготовляють з холоднокатаної сталі товщиною 0,5-1,0 мм та висотою хвилі 30 і 35 мм. Маса цих листів становить 20...25 кг/м<sup>2</sup>. Такі листи для збільшення корозійної стійкості крім цинкового покриття потребують ще й додаткового фарбування, особливо в місцях встановлення болтів для його кріплення до прогонів.

Алюмінієві хвилясті листи мають вищу корозійну стійкість і випускаються товщиною 0,6-1,2 мм з масою 5-7 кг/м<sup>2</sup>. Однак при цьому поверхні контакту алюмінію зі сталлю (прогонами) необхідно захищати спеціальними ґрунтами для запобігання виникненню електрохімічної корозії або використовувати ізолюючі прокладки. Сталеві металеві вироби для кріплення алюмінієвих листів також повинні бути захищені шаром цинку або кадмію.

Ухил покрівлі для хвилястих сталевих і алюмінієвих листів призначається не менш як 1:6. Усі хвилясті листи прикріплюють до прогонів сталевими скобами, клямерами або болтами з гаками на кінцях, а під гайки підкладають гумові шайби (рис. 12.14, а).

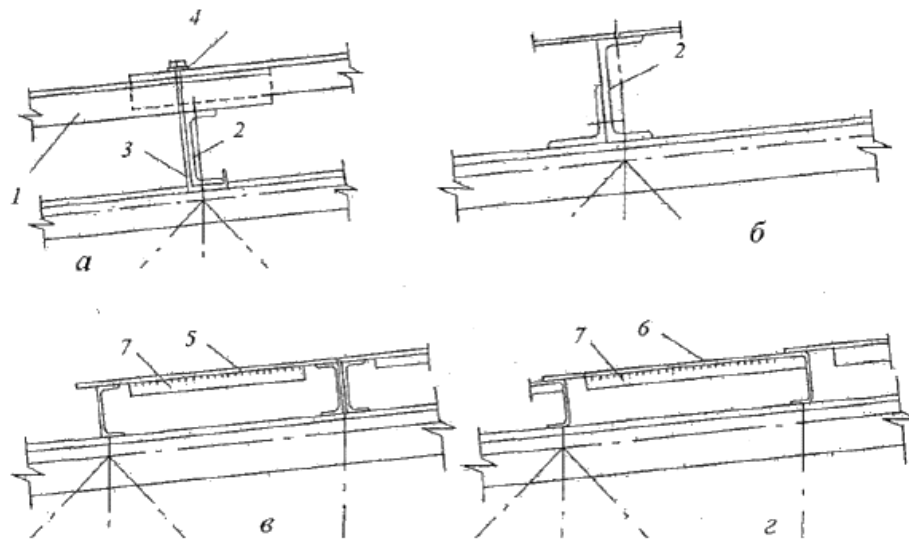


Рис. 10.14. Узли холодних покрівель: а – кріплення азбестоцементних листів до прогонів; б – кріплення плоских листів до прогонів; в, г – панелі для холодних покрівель; 1 – хвилястий лист; 2 – прогін; 3 – гак для кріплення настилу; 4 – гумова шайба; 5 – сталевий лист  $t = 3-4$  мм; 6 – гнутий лист  $t = 3-4$  мм; 7 – ребра жорсткості  $t = 4-6$  мм

У будівлях з підвищеним виділенням тепла холодні покрівлі можуть бути виконані з плоских сталевих листів товщиною 3...4 мм. Такі листи або вкладаються по прогонах і зварюються суцільними стиковими швами (рис. 12.14, б), або входять до складу панелей покриття і також зварюються суцільними швами після монтажу панелей (рис. 12.14, в). Внаслідок повної герметичності швів ухил покрівлі приймається  $1/8...1/12$ .

## 12.6. Огороджувальні конструкції

У сучасних промислових будівлях стіни виконуються з навісних панелей. За призначенням стінові панелі підрозділяються на дві групи: для використання в неопалюваних та опалюваних будівлях. Вони відрізняються теплоізоляційними властивостями, а за матеріалом можуть бути бетонними (залізобетонними), металевими та з азбестоцементних листів.

Бетонні панелі для неопалюваних будівель виготовляються з важкого залізобетону або легких бетонів (перлітобетону, керамзитобетону тощо). З метою зменшення власної ваги конструкцій стінове огороження неопалюваних будівель доцільно виконувати з азбестоцементних листів підсиленого профілю

або сталевому профільованому листу. Азбестоцементні листи прикріплюють до ригелів фахверка, які розташовують з кроком 1,3 м, за допомогою гаків з гайками (рис. 12.15, а).

Стінове огороження із сталевих профільованих листів прикріплюють до прогонів самонарізними болтами (рис. 12.15, б). Крок ригелів залежить від типу профнастилів та вітрового району будівництва і становить 2,4...4 м. На відміну від стін з бетонних панелей у металевих стінах найчастіше використовують вертикальне розташування елементів обшивки з метою зменшення кількості та скорочення довжини горизонтальних стиків у зв'язку зі складністю забезпечення їхньої герметичності. Проте для деяких типів панелей, зокрема каркасного типу, може бути і горизонтальне розташування.

При вертикальному розташуванні панелей стрічкове скління передбачають, як правило, в одному ярусі безпосередньо над цоколем, хоча, зрозуміло, допускаються і винятки. Легке стінове огороження влаштовують від верху цокольної частини висотою 0,9...1,2 м ( яка може бути виконана з бетонних панелей або цегли, що менше пошкоджуються при випадкових ударах) до низу віконних прорізів (при їх розташуванні вище цоколя) або до верху парапету (для глухих стін).

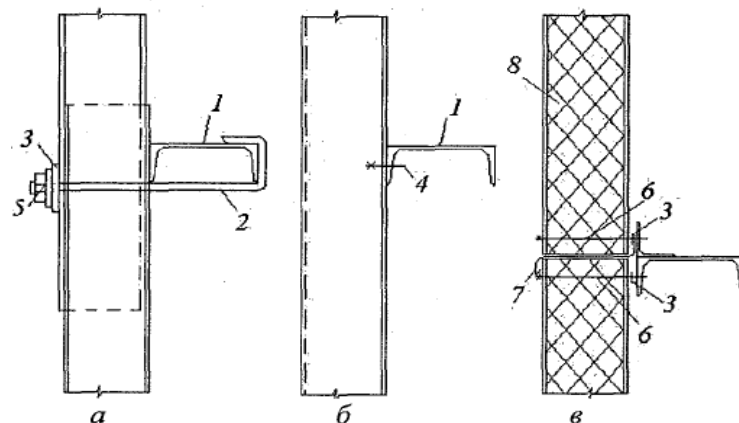


Рис. 12.15. Кріплення легкого стінового огороження до ригелів фахверка: а – з азбестоцементних листів; б – із сталевому профільованому настилу; в – із тришарових панелей; 1 – ригель фахверка; 2 – гак з прутка  $\varnothing 12$  мм; 3 – гідроізолювальна прокладка; 4 – короткий самонарізний гвинт; 5 – гайка; 6 – довгий самонарізний гвинт; 7 – гнутий профіль; 8 – утеплювач

Як і покрівля, стінове огороження або виконується пошаровим складанням на монтажі, або виготовляється на заводі у вигляді тришарових панелей з ефективним утеплювачем. Безкаркасні тришарові стінові панелі за конструкцією аналогічні панелям, що використовуються для покрівлі. Довжина панелей від 2,4 до 12 м (кратна 0,6 м), ширина до 1 м і товщина 150 мм залежно від утеплювача та району будівництва. Велика довжина панелі дозволяє зменшити кількість поперечних стиків і навіть обійтися без них.

Для стінових панелей використовується стіновий профільований настил з меншою висотою гофра і товщиною листа порівняно з профнастилом для покрівлі. Стінові панелі можуть мати як однакові за профілем внутрішні та зовнішні листи обшивки, так і різні. Маса їх залежно від марки профільованого настилу, товщини і типу утеплювача становить 12...20 кг/м<sup>2</sup>.

Стіни пошарового складання виконуються у процесі монтажу, який полягає в послідовному утворенні шарів обшивок і розташованого між ними утеплювача. Можливі три варіанти конструктивного рішення стінового огороження такого типу (рис. 12.16):

- зовнішня гофрована обшивка, середній шар плитного утеплювача і внутрішня гофрована обшивка розташовані з зовнішньої сторони ригеля фахверка (рис. 12.16, а);
- зовнішня гофрована обшивка і утеплювач розташовані з зовнішньої сторони ригеля, а внутрішня обшивка – зсередини будівлі (рис. 12.16, б);
- з зовнішньої сторони ригеля розташована тільки зовнішня обшивка, а утеплювач і внутрішня обшивка прикріплюються до ригеля зсередини будівлі (рис. 12.16, в).

З точки зору зручності монтажу остання конструкція стінового огороження найбільш раціональна, особливо при зведенні в зимових умовах. Це пояснюється тим, що з зовнішньої сторони будівлі ведуться роботи тільки з закріплення зовнішньої обшивки, а більшість робіт з монтажу утеплювача і внутрішньої обшивки виконується вже у закритому приміщенні.

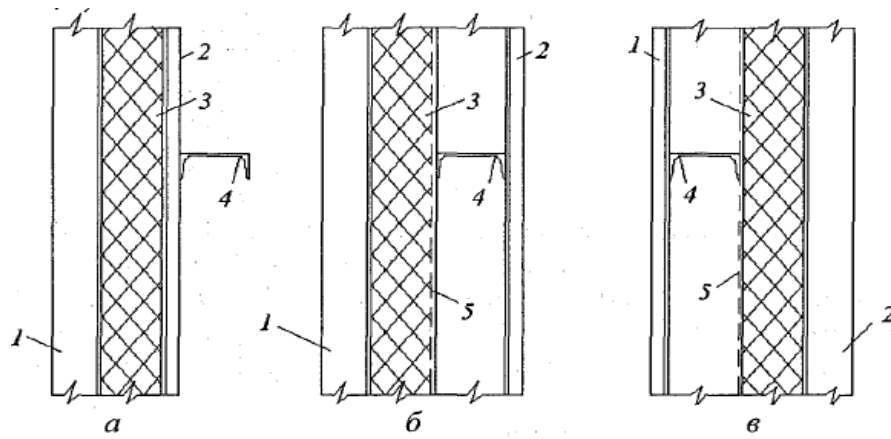


Рис. 12.16. Конструкції утеплених стін із пошаровим монтажем: 1, 2 – відповідно зовнішня і внутрішня обшивки; 3 – утеплювач; 4 – ригель фахверка; 5 – монтажна сітка

У якості утеплювача використовуються напівжорсткі та жорсткі мінераловатні плити, а також плити з пінополіуретану. При використанні мінераловатних плит на синтетичній основі необхідно вживати конструктивних заходів проти їх можливого осідання. Можливе використання й інших утеплювачів, таких як рулонні скловатні мати. З внутрішньої сторони будівлі завжди використовується профільований настил з меншою висотою гофра, ніж із зовнішньої.

Конструкції стін, що складаються на монтажі, не відзначаються високою індустріальністю, і їх зведення вимагає значних витрат часу.

На відміну від стін пошарового монтажу використання стінових металевих каркасних панелей дозволяє покращити якість огороження, скоротити строки і трудомісткість монтажних робіт. Такі панелі складаються із зварної рами (вертикальні стояки та горизонтальні ригелі) і прикріпленої до неї зовнішньої та внутрішньої обшивок, між якими знаходиться утеплювач (найчастіше мінераловатні плити).

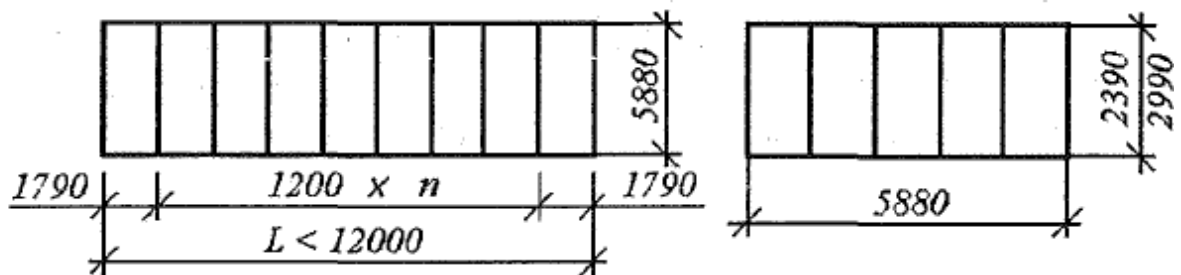


Рис. 12.17. Схеми каркасів стінових панелей

Ширина основних панелей для стін становить 6 м, а висота від 2,4 до 6 м (рис. 12.17). Панелі на будівельному майданчику складають з елементів заводського виготовлення і встановлюють на опорні столики, приварені до колони, або на цоколь.

### **12.7. Системи в'язей**

За допомогою в'язей плоскі поперечні рами каркасів об'єднують в єдину просторову систему, здатну сприймати навантаження різних напрямків, що діють на будівлю, і передавати їх на фундаменти.

У сталевих каркасах розрізняють в'язі по покриттю, ліхтарях і колонах (основних та фахверкових). Схеми в'язей призначають залежно від генеральних розмірів будівлі, кроку колон, виду і групи режимів роботи кранів, а також особливостей конструктивних рішень (конструкції покриття, схеми ферм тощо).

В'язі працюють сумісно з іншими конструктивними елементами каркаса і виконують такі функції:

- забезпечення геометричної незмінюваності каркаса;
- забезпечення просторової роботи каркаса при дії локальних поперечних навантажень;
- сприйняття горизонтальних поздовжніх навантажень на каркас (від вітру на торець будівлі, поздовжнього гальмування кранів) і передача їх на фундаменти;
- забезпечення стійкості стиснутих елементів каркаса за рахунок зменшення їхніх розрахункових довжин;
- забезпечення закріплення конструкцій у процесі монтажу.

**В'язі по покриттю.** В'язі по покриттю підрозділяють на горизонтальні поперечні і поздовжні та вертикальні.

Поперечні горизонтальні в'язі необхідно передбачати в рівні верхнього або нижнього поясів кроквяних ферм у кожному прольоті будівлі по торцях температурних блоків. У місцях розташування горизонтальних поперечних

в'язей необхідно також передбачати вертикальні в'язі між фермами. За допомогою поперечних горизонтальних і вертикальних в'язей, що з'єднують між собою дві суміжні кроквяні ферми, утворюються жорсткі просторові блоки, до яких приєднуються ригелі проміжних рам. Такі блоки обов'язково розміщують у торцях будівлі або температурного відсіку, а при їх довжині понад 144 м – і на проміжних ділянках з кроком не більш як 72 м (рис. 12.18).

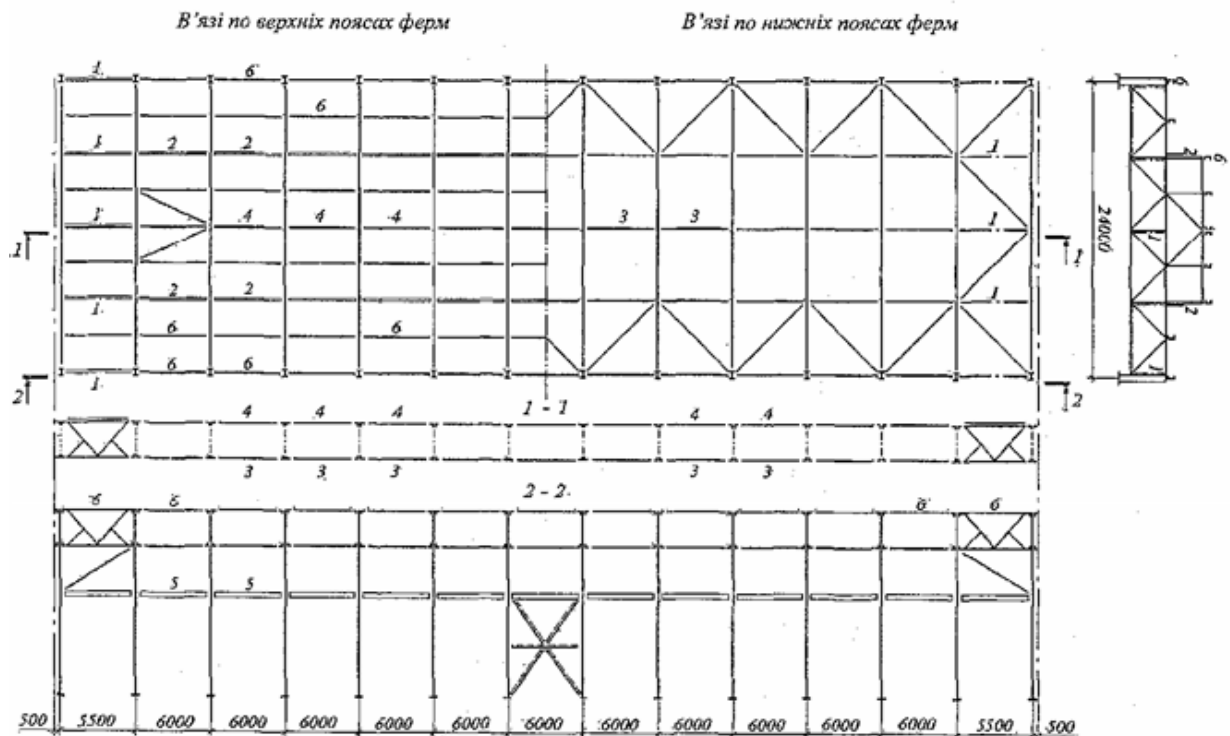


Рис. 12.18. Схема в'язей каркаса при прогонному рішенні: 1 – вертикальні в'язі; 2 – ліхтарна панель; 3 – розтяжка; 4 – розпірка; 5 – підкранова балка; 6 – прогони

При відсутності кроквяної ферми в торці будівлі поперечні в'язі встановлюють між першими двома фермами, передаючи горизонтальні навантаження від торця на жорсткий блок спеціальними розпірками.

Вертикальні в'язі між фермами в жорсткому блоці розміщують по його торцях, а також по гребеню покрівлі та під зовнішніми стояками ліхтарів. їх проектують як окремі відправні елементи у вигляді ферм, схеми яких залежать від прольоту (6 або 12 м) і конструкції прогонів покриття.

При наявності жорсткого диска покриття горизонтальні поперечні в'язі розміщують тільки в рівні нижніх поясів ферм, що входять до складу жорсткого

блока, але при цьому передбачають інвентарні тимчасові в'язі в рівні верхніх поясів для вивірення конструкцій і забезпечення їх стійкості під час монтажу. Вертикальні в'язі в цьому разі розміщують з кроком 6 м поперек прольоту. У будівлях з підвісними кранами вертикальні в'язі доцільно розташовувати в площинах підвіски кранових колій.

Проміжні ригелі (кроквяні ферми) з'єднують із жорстким просторовим блоком, використовуючи для цього розпірки та розтяжки. У рівні нижніх поясів розпірки розташовують по осях колон, а розтяжки – в середній частині прольоту для зменшення гнучкості розтягнутих поясів з площини рами. Зазвичай, при прольотах 24-36 м вистачає однієї розтяжки, яку розміщують у площині вертикальної в'язі в середині прольоту або найближчої до середини.

Несучі елементи покрівлі – прогони або ребра залізобетонних плит, а також балки ліхтарних панелей – виконують роль горизонтальних в'язей (розпірок) у рівні верхніх поясів кроквяних конструкцій. У цьому ж рівні додатково розташовують горизонтальні поперечні в'язі в торцях ліхтарів і розпірки в межах ліхтарів, а також розпірки вздовж рядів колон у покриттях із застосуванням залізобетонних плит. У безліхтарних будівлях розпірки завжди встановлюють у середині прольоту - в площині розташування вертикальної в'язі.

Поздовжні горизонтальні в'язі в площині нижніх поясів кроквяних ферм слід передбачати в будівлях із кранами груп режимів роботи 6К - 8К, в покриттях із підкроквяними фермами, в одно- і двопролітних будівлях – з мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т і більше, а при позначці низу кроквяних конструкцій понад 18 м – незалежно від вантажопідйомності кранів. Поздовжні в'язі розміщуються на ширині, що дорівнює довжині опорної панелі нижнього поясу кроквяної ферми. У будівлях із кількістю прольотів до трьох поздовжні в'язі розміщують вздовж крайніх рядів колон, а при кількості прольотів більше трьох ці в'язі слід розміщувати також вздовж середніх рядів колон не рідше як через проліт у будівлях із кранами груп режимів роботи 6К - 8К і через два прольоти – в інших будівлях.

Як елементи горизонтальних і вертикальних в'язей можуть бути використані й наскрізні прогони. Це характерно для суцільностінчастих ригелів, висота яких занадто мала для влаштування вертикальних в'язей у вигляді ферм.

Поздовжні горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм забезпечують сумісну роботу плоских рам при горизонтальних навантаженнях, у першу чергу при навантаженні від поперечного гальмування візків кранів із вантажем.

При конструюванні в'язей керуються наступними правилами:

- кути нахилу осей в'язевих елементів приймають не менш як  $30^\circ$ , тому що при менших кутах ускладнюється конструювання вузлів їхнього спряження між собою і з елементами каркаса;

- довжина кожного в'язевого елемента не повинна перевищувати 12 м, при більшій довжині слід перевіряти прогин елемента і передбачати заходи щодо запобігання його провисанню;

- осі елементів в'язей центрують на центри вузлів наскрізних несучих конструкцій, проте допускається й деяке розцентрування в межах 300 мм;

- в'язі закріплюють безпосередньо до елементів несучих конструкцій без фасонки.

Монтажні кріплення в'язей до несучих конструкцій, як правило, здійснюють на болтах. Горизонтальні в'язі по нижніх поясах ферм у будівлях з мостовими кранами, режим експлуатації яких відповідає групі 8К, закріплюють зварюванням або високоміцними болтами. В'язі по верхніх поясах не повинні виступати вище поясу, щоб не заважати розміщенню несучих елементів покрівлі. Якщо в'язь проектують з кутиків, то площину їх горизонтальних полиць суміщають з рівнем горизонтального поясу, а вертикальні полиці спрямовують всередину габариту кроквяної конструкції.

**В'язі по колонах.** Вертикальні в'язі між колонами забезпечують геометричну незмінюваність і жорсткість каркаса в поздовжньому напрямку та беруть участь у передачі зусиль від вітрового навантаження, що діє на торець будівлі, і поздовжнього гальмування мостових кранів на фундаменти. їх

встановлюють по всіх поздовжніх координаційних осях будівлі і, як правило, між одними й тими самими поперечними осями.

У безкранових будівлях та будівлях, обладнаних підвісними кранами, вертикальні в'язі розміщуються від рівня чистої підлоги до опорного вузла ригеля покриття (рис.12.19, а). У будівлях з мостовими опорними кранами в'язі між колонами розміщують у двох ярусах – вище та нижче підкранових балок (рис.12.19, б).

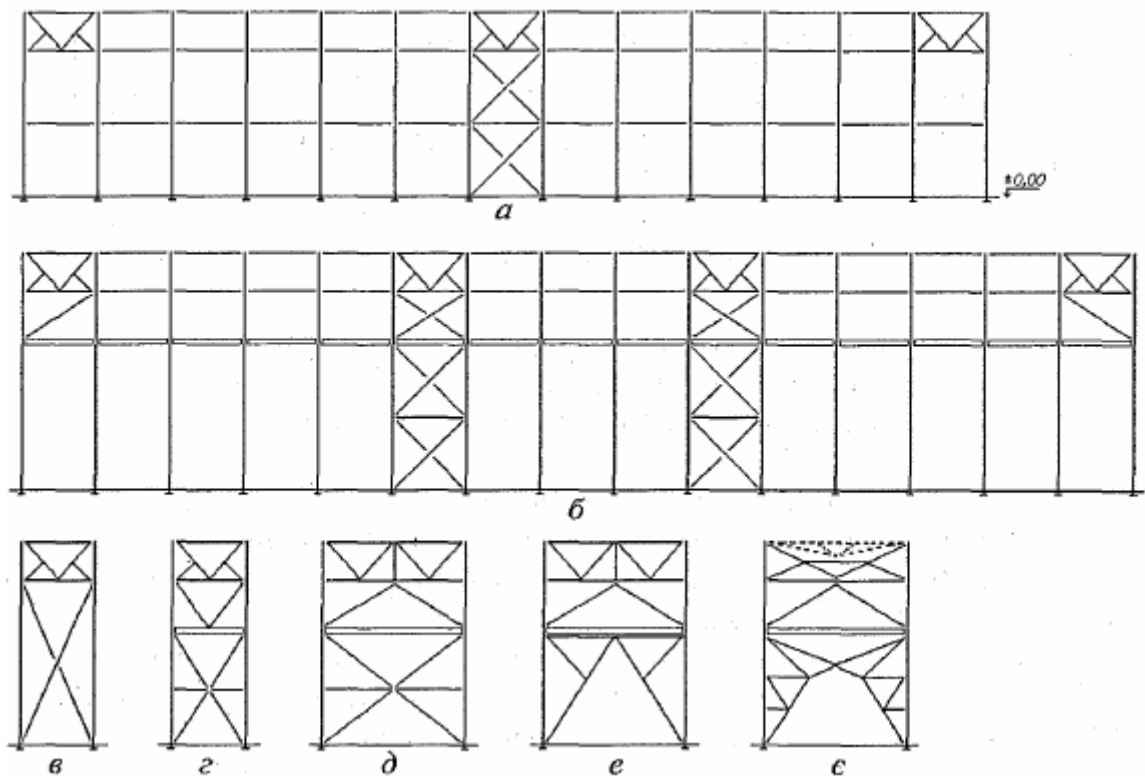


Рис. 12.19. Схема вертикальних в'язей по колонам: а – у безкранових каркасах і з підвісними кранами; б – з мостовими кранами; в,г,д,е,є – схеми в'язей

В'язі верхнього ярусу встановлюють між тими колонами, де розташовані жорсткі просторові блоки покриття: в торцях будівлі або температурних відсіків, а також на проміжних ділянках при довжині будівлі понад 144 м.

В'язі нижнього ярусу розміщують у середній частині будівлі або температурного відсіку, об'єднуючи ними дві (рідше три, якщо вимагає розрахунок) суміжні колони. У місцях встановлення вертикальних в'язей нижнього ярусу в рівні верхніх поясів підкранових конструкцій завжди

передбачають гальмівні балки зі стінкою із суцільного листа незалежно від ширини гальмівної конструкції. На інших ділянках гальмівні конструкції можуть виконуватися наскрізними. Вертикальні в'язі першого і другого ярусу разом з колонами, підкрановою і гальмівною балками, а також розпірками покриття утворюють вертикальний жорсткий диск, до якого приєднуються інші колони за допомогою поздовжніх елементів.

При великій відстані від вертикальних в'язей до крайніх колон останні можуть мати значні переміщення у поздовжньому напрямку, обумовлені температурними деформаціями, а також внаслідок піддатливості кріплень поздовжніх елементів до колон. В табл.12.1 наведено граничні відстані від торця будівлі до осі вертикальних в'язей (жорсткого диска) залежно від характеристики будівлі й розрахункових температур зовнішнього повітря.

Таблиця 12.1

Граничні відстані між вертикальними в'язями по колонах

Характеристика будівель	Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря	Відстань, м	
		від торця будівлі до осі найближчої вертикальної	між осями вертикальних в'язей в одному блоці
Опалювані	≥ -40°C	90	50
Неопалювані і гарячі		75	
Опалювані	< -40°C	60	40
Неопалювані і гарячі		50	

У довгих будівлях вертикальні в'язі встановлюються у двох панелях, які зміщуються до середини температурних блоків. Це пов'язано з необхідністю забезпечення вільних поздовжніх деформацій каркаса при перепаді температур. Вертикальні в'язі komponують залежно від висоти будівлі та кроку колон, а також необхідності влаштування проходу або проїзду між колонами по середніх рядах. Найбільшого поширення набула хрестова система в'язей. Враховуючи, що раціональний кут нахилу елементів в'язей до горизонту становить 35-55°, при кроці колон 6 м і висоті підкранової частини до 8,5 м в'язі виконують з двох

пар перехресних розкосів, при більшій висоті – з чотирьох або шести пар. Для зменшення довжин елементів хрестової решітки можна передбачити розпірку, що проходить крізь центральний вузол. При значній висоті підкранової частини колони для їхньої розв'язки з площини рам можливе розміщення розпірок по довжині будівлі або температурного відсіку. Необхідність у них встановлюється при перевірці стійкості нижньої частини колони з площини поперечної рами.

В'язі верхнього ярусу також проектують з хрестовою решіткою, якщо висота надкранової частини колони дозволяє забезпечити раціональний кут нахилу в'язевих елементів. При обмеженій висоті використовують V- подібні схеми. У торцях будівлі для забезпечення свободи температурних деформацій можливо встановити тільки один розкіс, який працює тільки на розтяг від навантажень, що діють вздовж будівлі.

### **12.8. Компонування каркасів**

Для забезпечення однотипності параметрів каркасів, можливості використання типових елементів при розробленні проектів виробничих будівель доцільно дотримуватись вимог ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри (ГОСТ 23838-89, MOD» щодо кроку колон, прольоту будівель та висоти приміщень.

Для спрощення конструктивної форми одноповерхові будівлі рекомендується проектувати, зазвичай, з паралельно розташованими прольотами, які мають однакову ширину і висоту. Будівлі з прольотами у двох взаємно перпендикулярних напрямках, а також різної висоти та ширини допускається проектувати тільки тоді, коли це обумовлено технологічним процесом. Перепади висот 1,2 м і менше між прольотами одного напрямку не рекомендуються, бо це призводить до збільшення трудомісткості виготовлення конструкцій і снігового навантаження внаслідок утворення снігових мішків.

При великій довжині й ширині будівель в елементах каркаса можуть виникати зусилля, обумовлені деформаціями внаслідок перепаду температур, що може привести до пошкоджень несучих конструкцій. Для зменшення температурних впливів каркас будівлі розчленовують температурними швами на окремі температурні блоки.

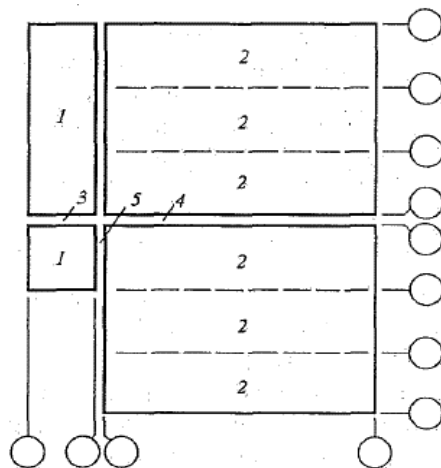


Рис. 12.20. Схема розміщення температурних швів у будівлі: 1 – перпендикулярні прольоти; 2 – паралельні прольоти 3 – поперечний шов; 4 – поперечний шов; 5 – шов примикання перпендикулярних прольотів

Температурні шви і перепади висот здійснюють, як правило, на парних колонах, що дозволяє ізолювати елементи каркаса одного температурного блока від іншого.

Прив'язка крайніх колон до поздовжніх осей а залежить від кроку колон, наявності й типу вантажопідйомного обладнання, вантажопідйомності та групи режимів роботи кранів. Поздовжня координаційна вісь може бути або суміщена із зовнішньою гранню колони ( $a = 0$ ), або зміщена із зовнішньої грані на  $a = 250$  чи  $500$  мм (рис 12.21, а, б).

Нульову прив'язку ( $a = 0$ ) приймають, як правило, в однопролітних безкранових будівлях і при кранах вантажопідйомністю до  $30$  т при кроці колон  $6$  м та висоті до низу кроквяних конструкцій до  $18$  м. Прив'язку колон  $a = 500$  мм приймають перш за все в будівлях, обладнаних вантажопідйомними кранами груп режимів роботи 7К і 8К при влаштуванні проходу в тілі колони, а

також у досить високих будівлях із кранами великої вантажопідйомності (100 т і більше). В інших випадках приймають прив'язку  $a = 250$  мм.

Прив'язка до поперечних координатних осей колон крайніх і середніх рядів повинна відповідати вказаній на рис. 12.21, в або залежно від конструктивного рішення торцевого фахверка.

Прив'язка колон середніх рядів до поперечних координаційних осей (крім колон у торцях будівель, біля температурних швів та перепадів висот) і до поздовжніх осей повинна відповідати вказаній на рис. 12.21, д. У будівлях із мостовими кранами при наявності проходів вздовж кранових колій з одного боку колон середнього ряду прив'язку до координаційних осей приймають по перерізу їхніх підкранових частин. При цьому переріз верхньої частини колони допускається зміщувати відносно поздовжньої координаційної осі.

Прив'язка внутрішніх граней зовнішніх стін до поздовжніх осей дорівнює сумі прив'язок зовнішньої грані колон  $a$  та зазору  $e$ , а до поперечних - зазору  $e$ , де  $e$  визначається конструкцією кріплення стін (рис. 10.21, а – г).

Геометричні осі парних колон у місцях розташування поперечних температурних швів зміщуються відносно осі рами на 500 мм (рис. 10.21, е). При необхідності у шві можна передбачати дві поперечні осі зі вставкою між ними шириною  $s$ , кратною 50 мм, але, як правило,  $s = 0$ .

При організації поздовжнього температурного шва в будівлях без перепаду висот суміжних прольотів передбачають дві осі зі вставкою між ними розміром  $s$ , а прив'язку колон  $a$  до цих осей приймають, як для колон крайніх рядів (рис. 12.21, є). Розмір вставки дорівнює сумі розмірів прив'язок колон  $a$  до поздовжніх осей та відстані між гранями колон, яка приймається такою, що дорівнює 500 мм або більшою, кратною 250 мм.

Викладені правила прив'язки колон до координаційних осей поширюються на всі каркасні будівлі незалежно від типу каркасів і матеріалу основних несучих елементів.

Відповідно до вимог уніфікації прольоти будівель (відстані між колонами в поперечному напрямку) призначаються кратними 6 м, для виробничих будівель  $L = 18, 24, 30, 36$  м і більше. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні можуть бути використані прольоти, кратні 3 м (тобто  $L = 15, 21, 27, 33$  м і т. д.). Уніфікований крок колон крайніх рядів у поздовжньому напрямку  $B$  також приймається кратним 6 м і становить 6 або 12 м.

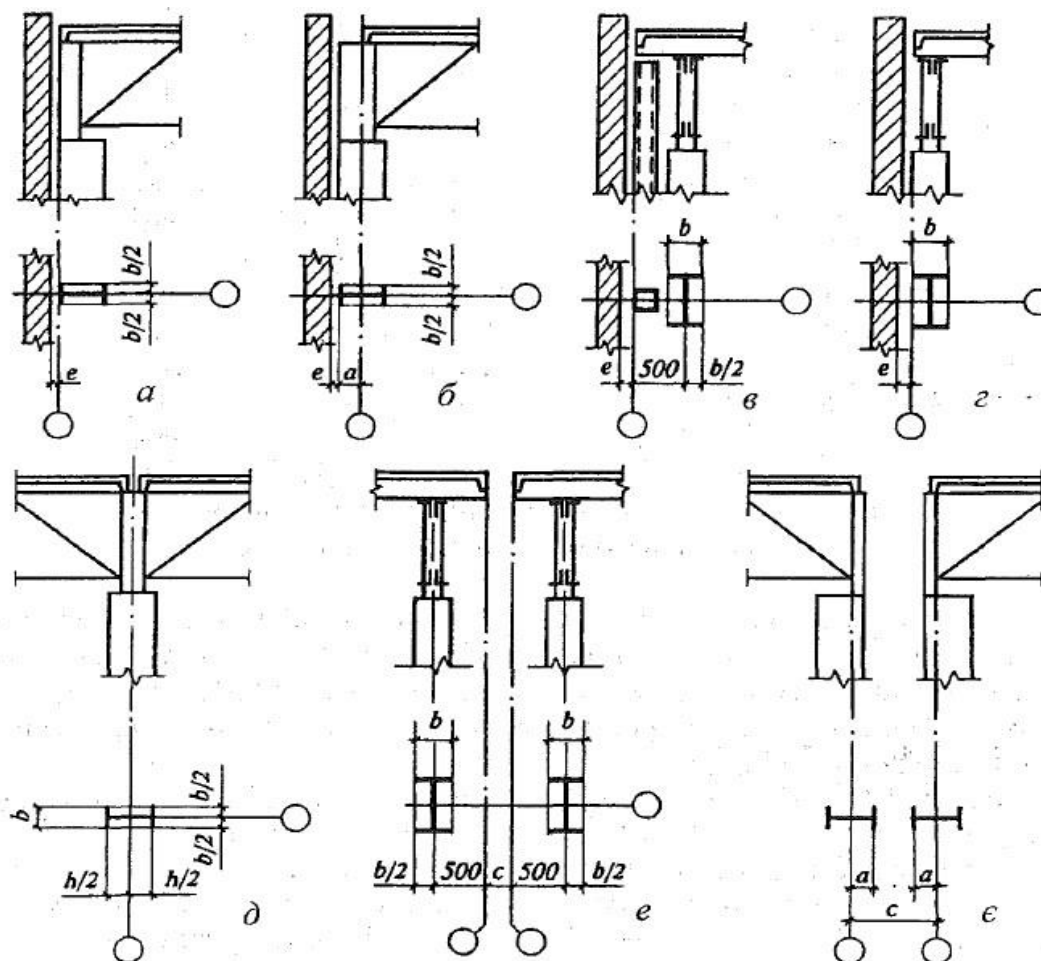


Рис. 12.21. Прив'язки колон до координаційних осей: *а, б* - крайніх рядів; *в, г* - в торці будівлі; *д* - середніх рядів; *е* - поперечних температурних швів; *є* - у місцях розташування поздовжніх температурних швів

При індивідуальному проектуванні вищевказані вимоги можуть не виконуватись і габарити поперечних рам будівель при техніко-економічному обґрунтуванні приймають залежно від функціонального об'єму, який обумовлюється габаритами технологічного обладнання і загальними умовами експлуатації будівлі.

### **Контрольні питання:**

1. Що таке виробнича будівля та які її функції?
2. Які існують класифікаційні ознаки виробничих будівель?
3. Як поділяють виробничі будівлі за об'ємно-планувальними рішеннями?
4. Чим відрізняються одно- і багатопверхові виробничі будівлі?
5. Які основні фактори враховуються при проектуванні виробничих будівель?
6. Як забезпечується відповідність технологічного процесу та архітектурно-конструктивного рішення?
7. Які нормативні документи регламентують проектування виробничих будівель?
8. Що таке каркасна конструктивна схема?
9. Які основні типи каркасів застосовують у виробничих будівлях?
10. У чому різниця між поперечною та поздовжньою несучою системою?
11. Які конструктивні елементи входять до складу каркасу виробничої будівлі?
12. Які вимоги висуваються до колон, ригелів і фундаментів?
13. Як забезпечується стійкість каркасу під час роботи?
14. Які типи покриттів застосовуються у виробничих будівлях?
15. Чим відрізняються безбалкові та балкові покриття?
16. Які вимоги до конструкцій покриття в умовах великих прольотів?
17. Які функції виконують огорожувальні конструкції?
18. Які основні типи стін застосовують у виробничих будівлях?
19. Як вибір огорожувальних конструкцій впливає на мікроклімат виробничих приміщень?
20. Що таке система в'язей у каркасних будівлях?
21. Які типи в'язей застосовуються для забезпечення просторової жорсткості?
22. Як розташування в'язей впливає на роботу каркасу?
23. Які фактори враховуються при компоюванні каркасу виробничої будівлі?
24. Які існують принципові схеми компоювання?
25. Як компоювання впливає на технологічність і економічність будівництва?

## ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. Зі зміною №1. – К.: Мінрегіон, 2022. – 41 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-753>
3. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. – К.: Мінрегіон України, 2020. – 71 с.
4. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 118 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. – К.: Мінрегіон України, 2022. – 224 с.
6. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. – К.: Мінрегіон України, 2009. – 101 с.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2022. – 27 с.
8. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 47 с.
9. Ковтун Р.М. Складання металоконструкція: Підручник.– К.: Вища освіта, 2006. – 560 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: [http://www.kgmt.org.ua/pdf/about\\_college/library\\_fund/Ковтун%20Р.М.%20-%20Складання%20металоконструкцій%202006.pdf](http://www.kgmt.org.ua/pdf/about_college/library_fund/Ковтун%20Р.М.%20-%20Складання%20металоконструкцій%202006.pdf)
10. ДСТУ EN 10020:2007. Сталі. Визначення і класифікація. – К.: Держспоживстандарт України, 2009. – 9 с.

11. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий горячокатаний. Сортамент.– К.: ДП УкрНДНЦ, 2016. – 14 с.
12. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіон України. – 60 с.
13. ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). – К.: ДП УкрНДНЦ, 2019. – 17 с.
14. Лавріненко Л.І. Металеві конструкції. Робочі площадки виробничих будівель: навчальний посібник / Л.І. Лавріненко. – К.: КНУБА, 2009. – 150 с.
15. Курс лекцій із дисципліни «Металеві конструкції» для студентів підготовки бакалаврів спеціальності 0901 «Будівництво та цивільна інженерія». Частина 3 «Елементи сталевих каркасів ОББ» – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – 67 с.
16. Хоменко О.Г. Сталеві конструкції у будівництві: підручник. – Глухів, 2018. – 347 с.
17. ДСТУ Б В.1.3-3:2011. Модульна координація розмірів у будівництві. Загальні положення. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 19 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/5-1-0-1024>
18. Будівельні конструкції: навчальний посібник / авт.. кол. Т.М. Пащенко, О.О. Сліпич, І.Б. Дремова – К. : ТОВ «НВП Поліграфсервіс», 2015. – 310 с.

Навчальне видання

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«Будівельні конструкції»

Частина 2.

*(для здобувачів вищої освіти  
спеціальності G19 Будівництво та цивільна інженерія)  
(Електронне видання)*

Укладачі: БІЛОШИЦЬКИЙ Микола Володимирович  
ТАТАРЧЕНКО Галина Олегівна  
БІЛОШИЦЬКА Наталія Іванівна

Оригінал - макет Н.І. Білошицька

Підписано до друку \_\_\_\_\_

Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Папір типограф. Гарнитура Times.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. \_\_\_\_ . Обл.-вид.арк. \_\_\_\_ .

Тираж \_\_\_\_ прим. Вид. № \_\_\_\_ . Замовл. № \_\_\_\_ . Ціна договірна.

Видавництво Східноукраїнського національного університету  
імені Володимира Даля

Адреса видавництва: м. Київ, вул. Іоанна Павла II буд 17, Телефон: +38(050)  
218 04 78, факс (064 52) 4 03 42  
E-mail: [vidavnictvosnu.ua@gmail.com](mailto:vidavnictvosnu.ua@gmail.com)