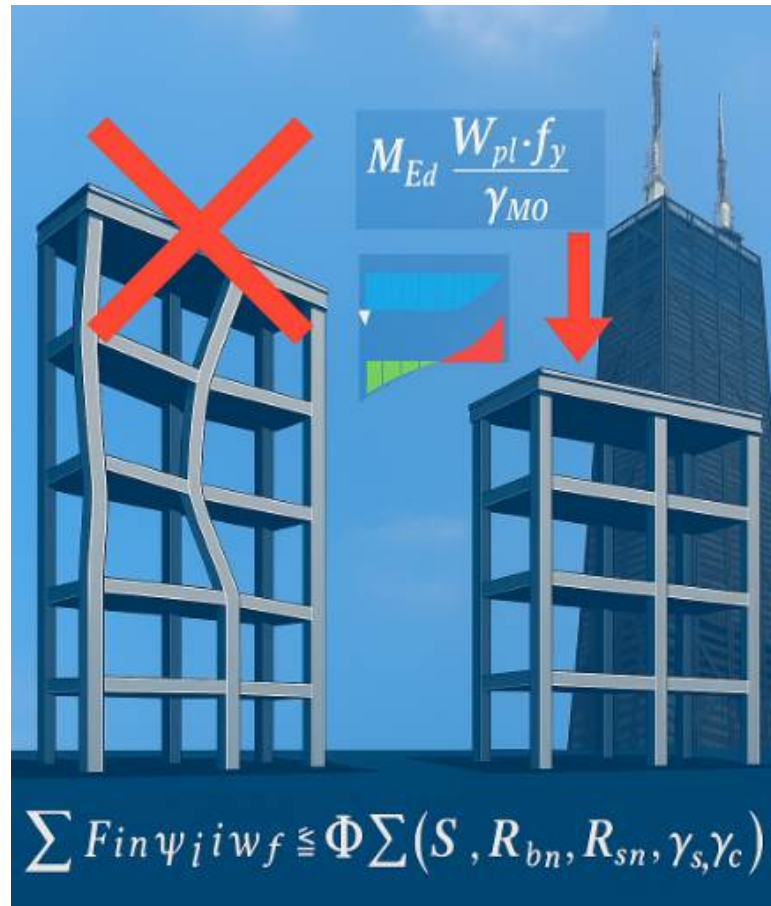


# НАВЧАЛЬНО-ПРАКТИЧНИЙ ПОСІБНИК

## МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ ТА РОЗРАХУНОК ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ (БАЛКИ І КОЛОНИ)



РАДКЕВИЧ А. В.,  
КОВТУН-ГОРБАЧОВА Т. А.,  
ДАВИДОВ І. І.,  
ІВЧЕНКО Ю. В.,  
КОВТУН К. А.



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ  
ННІ «ПРИДНІПРОВСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА  
АРХІТЕКТУРИ»

РАДКЕВИЧ А. В.,  
КОВТУН-ГОРБАЧОВА Т. А.,  
ДАВИДОВ І. І.,  
ІВЧЕНКО Ю. В.,  
КОВТУН К. А.

**МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ,  
З'ЄДНАННЯ ТА РОЗРАХУНОК ЗА ТЕОРІЄЮ  
ГРАНИЧНИХ СТАНІВ (БАЛКИ І КОЛОНИ)**

НАВЧАЛЬНО-ПРАКТИЧНИЙ ПОСІБНИК

ДНІПРО  
2026

Рекомендовано Радою якості освітньої діяльності УДУНТ  
*Протокол № 5 від 20 січня 2026 року*

**Авторський колектив:**

- А. В. РАДКЕВИЧ** Доктор технічних наук, професор, професор кафедри технології будівельного виробництва та геодезії ННІ ДІТ УДУНТ
- Т. А. КОВТУН-ГОРБАЧОВА** Кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій ННІ ПДАБА УДУНТ
- І. І. ДАВИДОВ** Кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій ННІ ПДАБА УДУНТ
- Ю. В. ІВЧЕНКО** Кандидат технічних наук, доцент, в. о. зав. кафедри металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій ННІ ПДАБА УДУНТ
- К. А. КОВТУН** Аспірант кафедри технології будівельного виробництва та геодезії ННІ ДІТ УДУНТ

**М 54** Металеві конструкції: матеріали, сортамент, з'єднання та розрахунок теорією граничних станів (балки і колони) : навч.-практ. посіб. / А. В. Радкевич, Т. А. Ковтун-Горбачова, І. І. Давидов, Ю. В. Івченко, К. А. Ковтун ; Укр. держ. ун-т науки і технологій. – Електрон. вид. – Дніпро : УДУНТ, 2026. – 299 с.

**ISBN 978-617-8314-91-0 (PDF)**

Навчально-практичний посібник підготовлено в рамках освітньо-наукової діяльності закладів вищої освіти України з метою удосконалення професійної підготовки майбутніх фахівців будівельної та інженерно-технічної галузей.

У посібнику систематизовано навчально-практичний матеріал, присвячений сучасним підходам до проектування та розрахунку металевих конструкцій будівель та споруд. Розглянуто властивості будівельних сталей, їх сортамент, типи та особливості з'єднань (зварних та болтових), а також вплив різних факторів на роботу конструктивних елементів.

Особливу увагу приділено принципам розрахунку за теорією граничних станів, що виконуються відповідно до чинних нормативних документів – ДБН, ДСТУ та Єврокодів. Наведено практичні рекомендації щодо розрахунку елементів металевих конструкцій, зокрема балок і колон, з урахуванням вимог надійності, міцності та жорсткості.

Посібник призначений для студентів освітніх програм спеціальності G19 (192) «Будівництво та цивільна інженерія», а також для слухачів напрямів «Проектування металоконструкцій» та «Проектування будівельних металевих конструкцій».

Матеріали посібника рекомендовано використовувати під час вивчення дисциплін: «Металеві конструкції», «Будівельні конструкції» та інших споріднених курсів інженерно-будівельного профілю.

Затверджено до видання Вченою радою ННІ ПДАБА (протокол № 5 від 25.12.2025).



Цей твір ліцензовано на умовах Ліцензії Creative Commons  
[«Attribution-NonCommercial-ShareAlike» 4.0 International \(CC BY-NC-SA 4.0\)](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)  
(«Із зазначенням авторства – Некомерційна – Поширення на тих самих умовах»  
4.0 Міжнародна)

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП</b> .....	6
<b>РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ:</b>	
<b>МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ</b> .....	8
1.1. Еволюція технологій металевих конструкцій. Область використання та класифікація. Переваги та недоліки .....	9
1.2. Сталеві матеріали для будівельних конструкцій: вимоги та базові властивості .....	21
1.3. Робота сталі під навантаженням. Фактори, що впливають на характер руйнування .....	41
1.4. Сортамент виробів зі сталі.....	64
1.5. Зварні з'єднання .....	78
1.6. Болтові з'єднання.....	87
1.7. Вибір сталей для металевих конструкцій .....	96
Контрольні запитання за розділом 1.....	109
<b>РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ</b> .....	113
2.1. Еволюція методу розрахунку за граничними станами.....	115
2.2. Поділ граничних станів на групи та їх практичне застосування .....	119
2.3. Граничні стани, що виникають у конструктивних елементах при центральному стиску, при згині, при дії комбінованих навантажень.....	130
2.4. Загальна характеристика та особливості урахування навантажень і впливів у розрахунках будівельних конструкцій .....	140
2.5. Граничні стани конструкцій та роль часткових коефіцієнтів надійності.....	146
2.6. Основні відмінності вимог Єврокодів від національної нормативної бази.....	154

Контрольні запитання за розділом 2.....	166
<b>РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ.....</b>	<b>171</b>
3.1. Металеві балки. Загальна характеристика балок .....	172
3.2. Основні принципи призначення генеральних розмірів металевих балок. Ефективні типи перерізів балок .....	176
3.3. Робота металевих балок на згин.....	179
3.4. Розрахунок на міцність балок суцільного перерізу .....	181
3.5. Порядок підбору перерізу прокатних балок.....	188
3.6. Компоновка поперечного перерізу складених балок та перевірка міцності прийнятого перерізу .....	196
3.7. Зміна перерізу балок.....	211
3.8. Забезпечення загальної стійкості балок .....	215
3.9. Забезпечення місцевої стійкості стиснутих елементів балок складеного перерізу .....	223
3.10. З'єднання поясів балок зі стінкою .....	235
3.11. Опорні частини балок.....	240
3.12. Центрово – стиснуті колони і стійки. Призначення і класифікація колон .....	250
3.13. Центрово – стиснуті колони і стійки. Стійкість металевих стержнів...	255
3.14. Розрахункові довжини стиснутих стержнів. Гнучкість.....	260
3.15. Конструкція, підбор перерізу і перевірка несучої здатності суцільних колон, забезпечення місцевої стійкості елементів перерізу .....	262
3.16. Конструкція й особливості роботи наскрізних колон. Приведена гнучкість. Розрахунок перерізу колони, планок і ґрат.....	267
3.17. Вузли центрово-стиснутих колон. Типи сполучення балок з колонами, конструкція і розрахунок оголовків колон. Бази колон. Конструкція, особливості розрахунку.....	277
Контрольні запитання за розділом 3.....	289
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....</b>	<b>292</b>

## Вступ

Сьогодні у сучасній будівельній індустрії неможливо уявити будівлі та споруди, які б проєктували без використання сталі. Сталь використовується як арматура в залізобетонних конструкціях, у комбінованих сталобетонних системах, у вузлах з'єднання залізобетонних і дерев'яних елементів, а також у вигляді самостійних сталевих конструкцій, де саме сталь є основним несучим матеріалом.

Попит на сталь у світі постійно зростає, що стимулює збільшення обсягів її виробництва [54]. Використання сталі дає можливість суттєво підвищити ефективність будівництва та створювати унікальні споруди, які втілюють інженерну думку і творчі задуми людини. Водночас застосування сталі пов'язане з низкою технічних і технологічних проблем, над вирішенням яких працюють науковці та практики в усьому світі [53].

Однак вирішальну роль у цьому процесі відіграють інженери-проєктувальники. Саме вони, розуміючи фізичну сутність роботи конструкцій під дією навантажень та впливів і володіючи інженерними методами розрахунку, виконують основну частину проєктних робіт. У своїй діяльності вони поєднують аналітичні розрахунки з сучасними програмними комплексами, що значно підвищує якість та швидкість проєктування.

Сучасне проєктування сталевих конструкцій неможливе без глибокого розуміння взаємозв'язку між властивостями матеріалів, конструктивними формами, способами з'єднання елементів та методами розрахунку за граничними станами. Металева конструкція є не просто сукупністю окремих балок, колон чи вузлів, а цілісною просторовою системою, у якій взаємодія елементів визначає напружено-деформований стан, несучу здатність, стійкість і загальну надійність споруди.

Розвиток будівельної науки і технологій виготовлення сталевих елементів призвів до необхідності системного підходу в проєктуванні, який передбачає комплексне врахування всіх стадій життєвого циклу конструкції: від вибору матеріалу і визначення його механічних характеристик - до конструювання, монтажу, контролю якості та експлуатації. Такий підхід дозволяє забезпечити

узгодженість між розрахунковими моделями, конструктивними рішеннями та виробничими можливостями.

Основою системного підходу є теорія граничних станів, яка забезпечує об'єктивну оцінку несучої здатності, жорсткості та довговічності елементів. Вона дозволяє враховувати вплив не лише розрахункових навантажень, але й технологічних факторів, дефектів, режимів зварювання та монтажу. У поєднанні з сучасними системами автоматизованого проектування це створює умови для оптимізації сталевих конструкцій на основі реальної роботи системи.

Розглянуто питання вибору та характеристик сталевих матеріалів, аналіз сортаменту і типових перерізів, особливості болтових, зварних з'єднань. Значну увагу приділено методам розрахунку та елементів за граничними станами на прикладі балок, колон центрального стиску, а також особливостям конструювання і перевірки вузлів.

Цей підручник має на меті забезпечити базову підготовку майбутніх інженерів-будівельників (рівня бакалавра) за курсом «Металеві конструкції у будівництві», сформувані в майбутнього інженера-будівника цілісне уявлення про сталеву конструкцію як систему, у якій знання про матеріали, з'єднання, сортамент і теорію граничних станів поєднуються в єдиній логіці розрахунку та конструювання. Такий підхід сприятиме прийняттю обґрунтованих, безпечних і економічно ефективних рішень під час проектування сучасних будівель і споруд.

Художнє оформлення обкладинки та титульних сторінок розділів виконано з використанням технологій штучного інтелекту. Ілюстрації в тексті мають довідковий та навчальний характер. Технічні рисунки, схеми та діаграми, наведені в посібнику, створені на основі відкритих джерел і узагальнених матеріалів з адаптацією до розділів посібника, а також із нормативної та навчально-довідкової літератури [1–56] і відтворюють загальновідомі конструктивні та технологічні рішення.

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ:  
МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**





*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
**1.1 Еволюція технологій сталевих конструкцій. Область використання**

**та класифікація. Переваги та недоліки**

Сталеві конструкції виготовляють у вигляді окремих елементів, які після заводського виробництва транспортують на будівельний майданчик і монтують у готову будівлю чи споруду. Така схема - «заводське виготовлення + монтаж» - забезпечує перетворення традиційного будівельного процесу на потокове складання з великорозмірних елементів. Це дозволяє суттєво скоротити терміни зведення об'єктів, зменшити залежність від погодних умов, забезпечити високий рівень геометричної точності та стабільну якість конструкцій.

**Історичні етапи розвитку технологій:**

- **Кінець XIX - початок XX століття.** Основним способом з'єднання був клепаний монтаж. Хоча клепки забезпечували достатню міцність, процес був трудомістким, вимагав високої кваліфікації робітників і значною мірою залежав від погодних умов. Крім того, було важко гарантувати рівномірність зусиль у всіх клепках, що знижувало надійність конструкцій.
- **Середина XX століття.** Революційним кроком стало впровадження методу електрозварювання, розробленого українським вченим Є.О. Патоном та його школою. Зварювання дозволило отримати рівномірні, герметичні й надзвичайно міцні з'єднання, істотно знизило трудомісткість виробництва і відкрило шлях до масового індустріального виготовлення сталевих конструкцій.
- **Сучасний етап.** На сьогодні зварні з'єднання залишаються основним способом виготовлення сталевих конструкцій. Разом із тим, у випадках дії значних динамічних чи циклічних навантажень широке застосування отримали високоміцні болти. Вони поєднують у собі надійність, технологічну простоту монтажу, можливість демонтажу та заміни окремих елементів, що особливо важливо для складних та унікальних споруд. Окрім цього цей вид з'єднань не вимагав високої кваліфікації робітників і не залежав від погодних умов.

Еволюція технологій виготовлення сталевих конструкцій від клепок до зварних і болтових з'єднань відображає загальний прогрес у будівництві: від ручної

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ* майстерності окремих робітників до високоточного індустріального виробництва, що забезпечує швидкість, якість і надійність сучасних споруд [54].

Конструкція являє собою організовану систему взаємопов'язаних елементів, призначену для сприйняття розрахункових навантажень і впливів та забезпечення необхідного рівня міцності, стійкості, надійності й живучості протягом строку експлуатації. Основною ознакою типу конструкції є ознака основного конструктивного матеріалу з якого вона виконана (залізобетон, метал, дерево, каміння або сталезалізобетон).

До металевих конструкцій відносяться конструкції, які виготовляються зі сталі (99,5%); крім цього металевими є конструкції в яких використовуються сплави з алюмінію або титану.

За видом з'єднання елементів конструкцій поділяються– на зварні, болтові та комбіновані.

За призначенням сталеві конструкції можна поділити на два класи: стрижньові системи та системи, які мають суцільний переріз. До стрижньових систем, як правило, відносяться балки, ферми, колони. Системи які мають суцільний переріз – це оболонки або листові конструкції.

Сучасне виробництво сталевих конструкцій активно застосовує автоматизацію та механізацію процесів, зокрема роботизоване зварювання, лазерну різку та обробку деталей на верстатах з числовим програмним керуванням (ЧПК). Це підвищує точність, знижує відходи матеріалу та дозволяє виготовляти конструкції складної форми, які раніше були неможливі для промислового виробництва.

У 2024 році українські підприємства виготовили близько 91 тис. тонн сталевих конструкцій. Це суттєво нижче довоєнних показників: так у 2019-2021 роках обсяги становили 135-154 тис. тонн. Що стосується сталі загалом, Україна у 2024 році виробила близько 7,58 млн тонн сталі. Глобальне виробництво сирової сталі складає приблизно 1,885-1,904 мільярда тонн на рік. Із цього значна частина йде на різні види продукції: прокат, автомобілебудування, будівництво, інфраструктуру тощо.

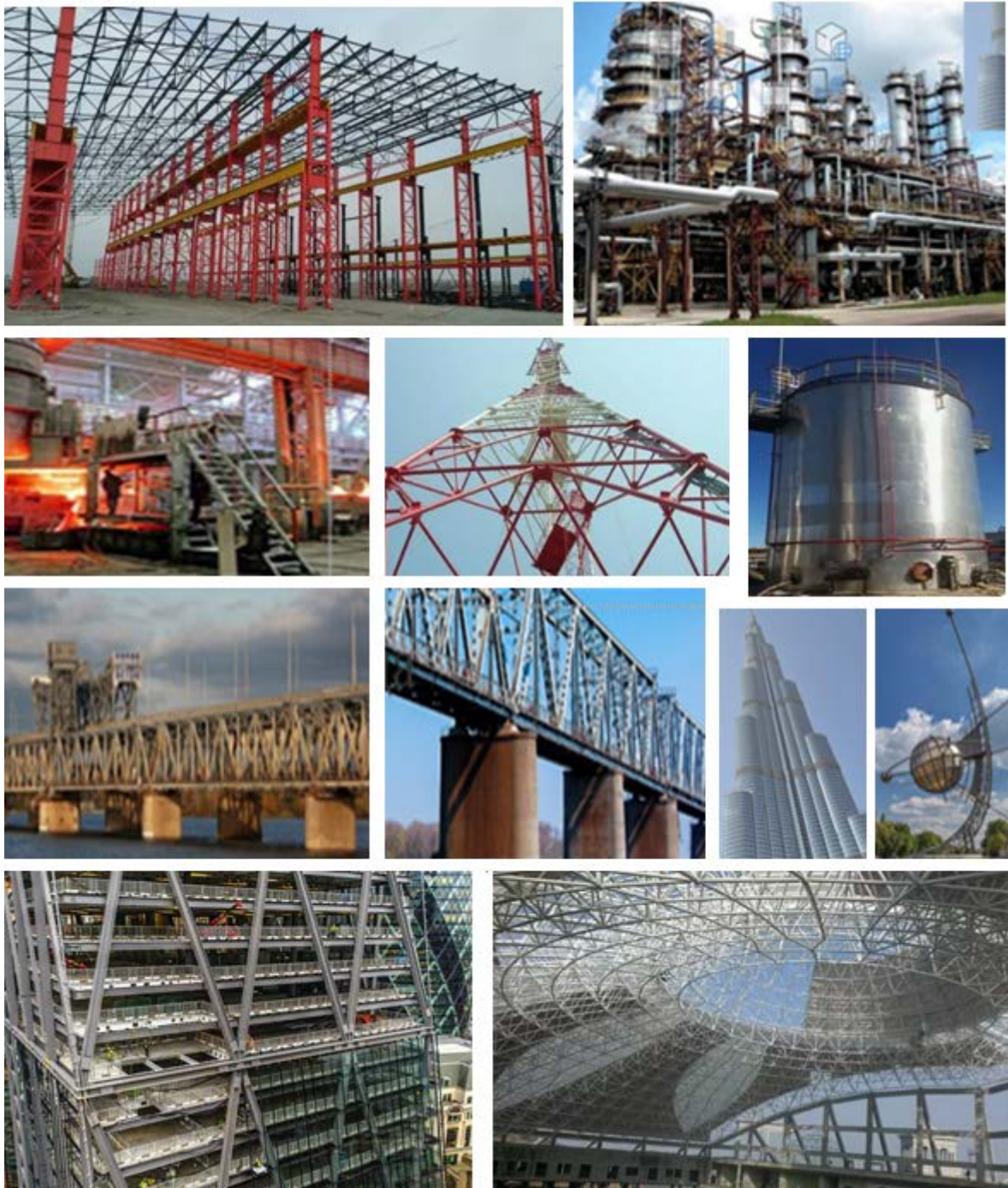
Сталеві конструкції широко застосовуються у різних будівлях і спорудах, і сьогодні їх використання виходить далеко за межі класичних сфер. Особливо

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
ефективними вони є в конструктивних системах, які працюють під дією статичних і динамічних навантажень із високим рівнем напружень. До таких систем належать:

- **несучі каркаси промислових будівель** (одноповерхових та багатоповерхових), у яких все частіше застосовують високоміцні сталі й композитні рішення «сталь-бетон»;
- **великопрольотні покриття** спортивних арен, театрів, виставкових павільйонів, ангарів та інших споруд, що реалізуються за допомогою просторових ферм і оболонки складної форми, створених із використанням параметричного проектування;
- **мости, шляхопроводи та естакади**, які проєктуються з урахуванням цифрових двійників і систем моніторингу технічного стану в реальному часі;
- **висотні споруди та інженерні вежі** (радіо- і телекомунікаційні щогли, опори ЛЕП, нафтові та геодезичні вишки), що дедалі частіше обладнуються сенсорами для контролю динамічної поведінки під час вітрових та сейсмічних впливів;
- **каркаси багатоповерхових цивільних будинків**, у тому числі модульних і швидкозбірних, що відповідають сучасним стандартам енергоефективності;
- **кранові та транспортні конструкції**, а також системи рухомих споруд, які використовують легкі високоміцні сталі для підвищення вантажопідйомності;
- **спеціальні споруди** (атомні реактори, радіотелескопи, космічна інфраструктура, випробувальні стенди), де сталь поєднується з новими матеріалами для забезпечення унікальних експлуатаційних характеристик;
- **листові конструкції** (резервуари, газгольдери, сілоси, трубопроводи великих діаметрів), у яких застосовують новітні захисні покриття та зварювальні технології для підвищення довговічності;
- **конструкції унікального призначення**, що інтегрують принципи «зеленої» металургії та повторного використання сталі з мінімальним вуглецевим слідом.

Сталеві конструкції стають ключовою основою для «розумних» будівель, інтегрованих у цифрову інфраструктуру міста. Вони поєднують нові матеріали з

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
підвищеними експлуатаційними характеристиками, а завдяки BIM-технологіям та цифровим двійникам забезпечують ефективне управління всіма етапами життєвого циклу споруди. Водночас сталеві системи відповідають сучасним вимогам сталого розвитку та екологічності.



*Рис.1.1.1. Сталеві конструкції у будівлях і спорудах*

## **РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ Інноваційні матеріали та технології**

- Використання високоміцних і надвисокоміцних сталей, що зменшують масу конструкцій та підвищують їхню надійність.
- Композитні рішення: поєднання сталі з бетоном, склопластиком та вуглепластиком для досягнення оптимальних властивостей.
- Захисні покриття нового покоління (цинко-алюмінієві, полімерні, нанопокриття), які істотно продовжують термін служби конструкцій.
- інтеграція технологій 3D-друку металевих елементів у поєднанні з класичними сталевими системами.

### **Цифрові технології**

- BIM-моделювання (Tekla Structures, Revit, Advance Steel) для автоматизації розрахунків, проектування та випуску креслень.
- Використання цифрових двійників для моніторингу стану конструкцій протягом усього життєвого циклу.
- Застосування сенсорів та систем SHM (structural health monitoring) для контролю динамічної поведінки споруд у реальному часі.

### **Стійкість і «зелена» будівельна політика**

- Повторне використання сталі, яка на 100% підлягає переробці.
- Зниження вуглецевого сліду завдяки впровадженню «зеленої сталі», виготовленої із застосуванням водневої металургії.
- Розробка конструкцій, які легко демонтувати, адаптувати та використовувати повторно.

### **Архітектурна виразність і нові сфери застосування**

- Використання сталевих систем у параметричній архітектурі для створення складних просторових форм, раніше майже нереалізованих.
- Модульні та швидкозбірні системи для житлового та громадського будівництва.
- Формування «smart»-об'єктів у міському середовищі: каркаси хмарочосів з інтегрованими системами енергоефективності та адаптивними фасадами.

При проектуванні конструкцій повинні бути забезпечені експлуатаційна придатність і безпека протягом проектного терміну експлуатації, визначеного у

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
завданні на проектування з врахуванням вимог охорони навколишнього середовища, а також інших особливих умов. Проектним терміном експлуатації вважається передбачувальний проміжок часу, протягом якого конструкція або її частина експлуатується за призначенням з передбачуваним технічним обслуговуванням, але без необхідного капітального ремонту.

Відповідно до ДБН В.1.2-14 [2], будівельні об'єкти повинні знаходитися в такому стані, щоб вони могли використовуватися за призначенням згідно з проектом протягом усього встановленого терміну експлуатації.

Встановлений термін експлуатації споруди або будівлі це календарна тривалість експлуатації об'єкта, при досягненні якої їх подальше застосування за призначенням допускається лише після спеціального підтвердження працездатності.

Терміни експлуатації будівель або споруд, які проектуються, а також залишковий термін експлуатації частин існуючих будівель і споруд, які зберігаються при реконструкції, переобладнанні або після капітального ремонту (далі – встановлений термін експлуатації), визначаються в завданні на проектування.

У складі об'єкта можуть бути окремі частини будівель і споруд, конструкції та підсистеми, термін експлуатації яких менший, але, як правило, кратний загальному встановленому терміну експлуатації, табл. 1.1.1.

Конструкція повинна бути сконструйована та виконана так, щоб протягом призначеного життєвого циклу з відповідними ступенем надійності та економічності вона: витримувала всі можливі дії та впливи під час її зведення і використання та залишалася придатною до використання, для якого вона була призначена.

Конструкція повинна бути законструйована з відповідною: несучою здатністю, експлуатаційною придатністю та довговічністю, а у випадку пожежі несуча здатність повинна бути достатньою протягом визначеного періоду часу. Для цього, при проектуванні конструкцій, необхідно забезпечити **надійність, міцність, жорсткість, стійкість, просторову незмінність та довговічність** будівель і споруд та їх окремих елементів під час транспортування, монтажу і експлуатації.

## Основні терміни експлуатації

<i>Найменування</i>	<i>Встановлений термін експлуатації <math>T_{ef}</math>, у роках</i>
<b><i>Будівлі:</i></b>	
<i>житлові та громадські</i>	<i>100</i>
<i>виробничі складські та допоміжні</i>	<i>60</i>
<i>сільськогосподарські</i>	<i>50</i>
<i>мобільні збірно-розбірні</i>	<i>20</i>
<i>мобільні контейнерні</i>	<i>15</i>
<b><i>Інженерні споруди:</i></b>	
<i>мости, в залежності від типу</i>	<i>80-100</i>
<i>Греблі, тунелі</i>	<i>120</i>
<i>резервуари для води</i>	<i>80</i>
<i>резервуари для нафти і нафтопродуктів</i>	<i>40</i>
<i>резервуари для хімічної промисловості</i>	<i>30</i>
<i>ємнісні конструкції для сипких матеріалів</i>	<i>20-30</i>
<i>бапти і щогли, в залежності від призначення</i>	<i>20-40</i>
<i>димові труби</i>	<i>30</i>
<i>теплиці</i>	<i>30</i>

**Надійність** будівельного об'єкта визначається як здатність конструкції або елемента конструкції виконувати визначені вимоги протягом всього проектного строку служби (встановленого терміну експлуатації), для якого вони були запроєктовані та зведені.

*Встановлена надійність повинна бути забезпечена на всіх етапах життєвого циклу об'єкта:*

- вишукування і проектування;
- виготовлення, транспортування та збереження будівельних виробів;

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

- освоєння будівельного майданчику і зведення об'єкта та введення його в експлуатацію;

- використання об'єкта за призначенням в межах встановленого терміну експлуатації, оцінка технічного стану та ремонт;

- реконструкція і подальше використання конструкцій в нових умовах ;

- ліквідація об'єкта.

Чисельно надійність, як правило, виражається в імовірнісних показниках і характеризується показниками імовірності безвідмовної роботи, наробітком до відмови, середнім строком служби і т.д.

**Міцність** - це механічна властивість матеріалу, що відображає його здатність протидіяти навантаженням і впливам, які визначаються виходячи з вимог ДБН [1] (надається в одиницях напруження Па, МПа, кН/см<sup>2</sup>).

Висока міцність та ізотропність сталі зумовлюють широкі можливості її застосування у будівництві. У багатьох випадках саме сталеві конструкції є єдиним ефективним рішенням для реалізації складних архітектурно-конструктивних завдань. Завдяки ізотропним властивостям сталь характеризується однаковими механічними параметрами у всіх напрямках, що забезпечує передбачуваність її роботи під навантаженням. Це не лише розширює сферу ефективного використання сталевих конструкцій, але й сприяє високій точності інженерних розрахунків, особливо з урахуванням сучасних методів комп'ютерного моделювання та чисельного аналізу.

**Жорсткість** – здатність конструкції або елемента чинити опір деформаціям під дією навантажень.

**Стійкість** – здатність конструкції або елемента зберігати рівновагу та форму під навантаженням, не піддаючись різкому чи прогресуючому руйнуванню (наприклад, втраті стійкості через згинання чи викривлення).

**Просторова незмінність** – властивість конструкції зберігати свою геометричну форму та розташування елементів у просторі при навантаженні, без значних деформацій, які змінюють просторову конфігурацію.

**Довговічність** це здатність конструкції зберігати роботоздатний стан до



**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ** настання граничного стану в умовах заданої системи технічного обслуговування та ремонту. Конструкцію слід проектувати так, щоб її зношування протягом проектного терміну служби не погіршувало експлуатаційних характеристик конструкції, нижче визначених показників, беручи до уваги вплив навколишнього середовища та передбачений рівень поточного обслуговування. Для досягнення необхідної довговічності конструкції має братися до уваги таке:

- призначене або передбачене використання конструкції; обов'язкові розрахункові критерії; очікувані умови навколишнього середовища; склад, властивості та характеристики матеріалів та виробів; властивості ґрунтів; вибір конструктивної схеми; форма елементів і виготовлення детальних креслень конструкції; рівень кваліфікації виконання робіт та рівень контролю; відповідні захисні заходи; передбачене поточне обслуговування протягом проектного терміну служби.

**Легкість.** Зважаючи на те, що сталь має високу щільність ( $\rho=7850$  кг/м<sup>3</sup>), у порівнянні з бетоном ( $\rho=2400$  кг/м<sup>3</sup>) та деревиною ( $\rho=500$  кг/м<sup>3</sup>), вона має найкращий показник відносної легкості  $C$ .

$$C = \rho / R_y,$$

де  $R_y$  - розрахункова міцність матеріалу, для звичайної сталі ( $R_y=240$  МПа, для бетону класу С25/30 - 17 МПа, для класу міцності деревини сосни С24 розрахункова міцність на стиск вздовж волокон  $f_{cd}$  становить 24 МПа).

Щоб визначити розмірність  $C$ , підставимо одиниці:

$$C = \frac{\text{кг/м}^3}{\text{Па}} = \frac{\text{кг/м}^3}{\text{Н/м}^2} = \frac{\text{с}^2}{\text{м}^2}$$

Таким чином теоретично  $C$  має розмірність  $\text{с}^2/\text{м}^2$ , як ми визначили. Але на практиці для порівняння матеріалів часто користуються відносною легкістю, тобто беруть щільність у кг/м<sup>3</sup> і міцність у МПа (Н/мм<sup>2</sup>) без переведення одиниць у СІ.

$$C_{\text{сталі}} = 7850 / 240 = 32,7; C_{\text{бетону}} = 2400 / 17 = 141,2; C_{\text{дерево}} = 500 / 24 = 20,8.$$

Величина  $C$  показує, скільки «щільності» потрібно матеріалу для одиниці міцності. Чим менше  $C$ , тим «легший» матеріал відносно своєї міцності. Таким чином, показник відносної легкості сталі виявляється у чотири рази меншим (тобто

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ* кращим) ніж у бетону. Це дозволяє знизити матеріалоемність споруди і спростити їх виготовлення та монтаж. За показником «легкість відносно міцності» (С) дерево виглядає ефективніше за сталь. За практичною конструктивною ефективністю (несуча здатність, довговічність, розміри, стійкість до навантажень) сталь більш ефективна.

Необхідно розуміти, що вага будь-якої конструкції залежить від питомої міцності матеріалу, яка визначається як відношення розрахункової міцності сталі  $R_y$  до об'ємної ваги матеріалу  $L=R_y/\gamma$ . Для маловуглецевої сталі  $L= 2700$  м, алюмінієвого сплаву Д16Т  $L= 7500$  м, дерева (сосни)  $L= 1850$  м, бетону марки 300  $L= 540$  м. Цей показник має розмірність довжини і вказує довжину вертикального стержня, що може сприймати власну вагу не руйнуючись. На відміну від інших матеріалів, сталь і алюміній мають однакову міцність як при стиску, так і при розтягуванні, що також знижує вагу конструкцій і у цьому випадку показник відносної легкості сталі у 4 рази менш ніж у бетону.

**Непроникність.** Сталь має не тільки значну міцність, але має таку властивість як непроникність для рідини та газу, що дозволяє широко застосовувати сталеві листові конструкції для виготовлення різного виду ємкостей.

**Індустріальність.** Сталеві конструкції часто виготовляються на спеціалізованих заводах або у майстернях, які оснащені сучасним обладнанням та контрольно-вимірювальною технікою, а їхній монтаж ведеться спеціалізованими організаціями. Це дозволяє застосовувати високопродуктивне устаткування і монтажні механізми, що забезпечує високу ступень якості робіт;

**Ремонтпридатність.** Стосовно до сталевих конструкцій питання, які пов'язані з підсиленням, ремонтом та реконструкцією вирішуються порівняно просто у порівнянні з конструкціями, які виготовляються з інших матеріалів. Так само це легше робити, як що змінюються умови експлуатації або необхідно усувати ушкодження конструкцій.

**Часткове збереження металевих фонду.** Можливість використання сталевих конструкцій, які відпрацювали свій строк експлуатації та у разі фізичного

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
або морального старіння є можливість використовувати відпрацьовані конструкції у якості металобрухту для металургійної промисловості на переплав і отримати нові сталі для виготовлення нових конструкцій.

Зазначені властивості зумовлюють істотні переваги використання сталі в конструкціях будівель і споруд. Разом з тим сталеві конструкції характеризуються рядом недоліків, які обмежують можливість їх застосування або потребують реалізації спеціальних конструктивних і захисних заходів. До таких недоліків, у першу чергу, варто віднести:

**Корозія.** Корозія металів - це процес їх самопливного руйнування внаслідок хімічної або електрохімічної взаємодії з навколишнім середовищем. Цей процес призводить до втрат металу, що можуть бути значними, особливо в агресивних умовах.

Швидкість корозії металу залежить від багатьох факторів, таких як тип металу, агресивність середовища, температура, вологість, наявність забруднень та інші. Зазвичай швидкість корозії вимірюється в мікронах на рік (мкм/рік) або міліметрах на рік (мм/рік).

Приблизні значення швидкості корозії для різних металів:

- сталь: від 0,1 до 1,0 мм/рік у помірних умовах; до 5 мм/рік у агресивних середовищах;
- чавун: від 0,2 до 1,5 мм/рік;
- мідь: від 0,1 до 0,5 мм/рік;
- алюміній: від 0,05 до 0,3 мм/рік.

До основних видів корозії відносяться - місцева, контактна, щілина корозії, корозія розтріскування, міжкристалева корозія та корозія утомленості тощо. Сталеві конструкції мають достатньо слабку корозійну стійкість особливо в агресивному середовищі. Захист від корозії слід передбачити з урахуванням вимог ДСТУ Б В.2.6-193:2010 до первинного захисту (підвищення корозійної стійкості конструктивної форми) і вторинного захисту (підвищення довговічності засобів і методів протикорозійного захисту).

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
**Конструктивні заходи, що забезпечують підвищення корозійної стійкості**

**під час проектування.**

Деякого підвищення корозійної стійкості сталі можна досягнути за рахунок додавання до її складу спеціальних легуючих елементів, але це значно підвищує її вартість.

На стадії виготовлення та експлуатації захист виконується за допомогою лакофарбових покриттів, що повинні відновлятися в процесі експлуатації конструкцій. У деяких випадках їх оцинковують.

Досягнути підвищення корозійної стійкості можна і за рахунок, вибору при проектуванні, раціональної конструктивної форми елементів, яка дозволяє спростити процес очистки та захисту (проектувати конструкції без щілин і пазух, де може накопичувати волога або газ).

**Низька вогнестійкість.** Сталеві конструкції мають, у порівнянні з конструкціями зі залізобетону, низьку межу вогнестійкості і цей поріг залежить від терміну часу, коли вона підпадає під дію високих температур. При підвищенні температури внаслідок пожежі чи експлуатаційних впливів метали втрачають свою міцність. При температурі  $400^{\circ}\text{C}$  у сталі починає зменшуватись модуль пружності  $E$ , а при температурі  $600^{\circ}\text{C}$  (алюмінієві сплави вже при температурі  $300^{\circ}\text{C}$ ) сталь повністю переходять у пластичний стан, деформуються та втрачає свою несучу здатність. Підвищення вогнестійкості сталевих конструкцій у необхідних випадках здійснюється захисним облицюванням (керамікою, бетоном, обмазкою, що спінюється й ін.), встановленням спеціальних підвісних стель та улаштування вогнезахисних екранів для сталевих конструкцій. При проектуванні сталевих конструкцій, до яких у ДБН В.1.2-7-2021 та в інших нормативних документах встановлені вимоги до значення класу вогнестійкості, рекомендується враховувати вимоги стосовно проектування вогнестійких конструкцій, визначені у ДБН В.1.1-7:2016.

**Відносно висока вартість сталі.** Це пов'язано з тим, що вартість металу залежить від сталої роботи цілого ряду енергозатратних виробництв та наявності ресурсів і будь який локальний збій у цьому ланцюгу приводить до підвищення вартості металу.

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Останнім часом одним з суттєвих недоліків сталі, як будівельного матеріалу, стає високий рівень енергозатрат та забруднення навколишнього середовища. Це видобуток сировини, його переробка, виплавка чавуну і тільки після цього виплавка самої сталі.

В Україні станом на 2025 рік вартість для сталевих конструкцій становить:

- виготовлення металоконструкцій: від 20 000 до 25 000 грн/т;
- монтаж металоконструкцій: від 20 000 до 22 000 грн/т ([sbk.ltd.ua](http://sbk.ltd.ua));
- зварювання металоконструкцій: від 15 000 до 35 000 грн/т ([Rabotniki.UA](http://Rabotniki.UA)).

Для порівняння для монолітного бетону:

- монтаж монолітних перекриттів: від 500 до 1 250 грн/м<sup>2</sup>
- Влаштування монолітних фундаментів: від 1 300 до 2 500 грн/м<sup>3</sup> ([perfora.com.ua](http://perfora.com.ua)).

Для порівняння зі збірним залізобетоном:

- вартість монтажу збірних плит перекриття: від 500 до 1 000 грн/шт;
- монтаж монолітних сходів: від 650 до 2 300 грн/шт ([kpv-stroy.com.ua](http://kpv-stroy.com.ua)).

### **1.2. Сталеві матеріали для будівельних конструкцій: вимоги та базові властивості**

Основним матеріалом сталевих будівельних конструкцій є сталі, що об'єднуються під загальною назвою «будівельні сталі» та характеризуються регламентованими механічними й технологічними властивостями [53]. Сталь - це сплав заліза з вуглецем (С) масова частка, якого для будівельних сталей не повинна перевищувати 0,22 %. Низька масова частка вуглецю дозволяє отримати матеріал, структура якого має високу міцність, пластичність і зварюваність.

До сталей **звичайної міцності** відносяться вуглецеві сталі, в яких масова доля вуглецю (С) не перевищує 0,22 %. Це сталі 18Гпс, 18Гсп; СтЗпс; СтЗсп; СтЗкп. Характеристики міцності даної групи: границя текучості  $\sigma_T = 210 \div 290$  МПа; тимчасовий опір на розрив  $\sigma_B = 370 \div 390$  МПа; відносне видовження  $\delta = 22 \div 25$  %.

До сталей **підвищеної міцності** відносяться вуглецеві і низьколеговані сталі, в яких масова доля вуглецю не перевищує 0,22 %. Це сталі 09Г2С; 10Г2С; 15ХСНД. Характеристики міцності даної групи:  $\sigma_T = 310 \div 390$  МПа;  $\sigma_B = 440 \div 490$  МПа;

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
відносне видовження  $\delta = 19,2\% \div 21\%$  ; при цьому пластичність зберігається на достатньому рівні, а міцність підвищується за рахунок легування сталі елементами: мідь (Д Cu), хром (Х Cr), нікель (Н Ni), молібден (М Мо), марганець (Г Mn), кремній, (С Si) алюміній (Ю Al), вольфрам (В W), ванадій (Ф V). Масова доля легуючих елементів у складі даної групи сталі не перевищує  $4 \div 5\%$ . Легування сталі дозволяє підвищити міцність на  $25 \div 28\%$  при зниженні пластичності до  $10\%$  Ця група добре експлуатується при низьких температурах (до  $-65^{\circ}\text{C}$ ).

До сталей **високої міцності** відносяться низьколеговані та термічно зміцнені сталі, в яких масова доля вуглецю не перевищує  $0,18\%$ . Це сталі 16Г2АФ; 18Г2СФ; 15Г2СФ; 12Г2СМФ; 12ГН2СФА. Характеристики міцності даної групи  $\sigma_T = 450 \div 750$  МПа;  $\sigma_B = 650 \div 850$  МПа; відносне видовження  $\delta = 10 \div 16\%$ .

Підвищення міцності низьколегованих сталей досягається за рахунок її термічної обробки (рис. 1.2.1). Залежно від режимів нагрівання і охолодження використовуються наступні види термічної обробки: **відпал; нормалізація, гартування, закалювання і відпуск.**

**Відпал** - це операція, при якій сталь нагрівають вище критичної точки  $A_{c3}$ , яка залежить від масової долі вуглецю (в будівельних сталях масова доля вуглецю не перевищує  $0,22\%$ ) і складає  $900 \dots 880^{\circ}\text{C}$ . Після цього сталь витримують при цій температурі приблизно протягом 1 години і охолоджують на спокійному повітрі. Ця операція дозволяє отримати стійку феритно - перлітну структуру, підвищити пластичність, зменшити твердість та зняти внутрішні напруження після лиття або гарячої деформації під яку підпадає сталь під час виготовлення прокату

**Нормалізація** - процес нагріву сталі до температури, яка на  $30^{\circ} \div 50^{\circ}\text{C}$  перевищує критичну точку  $A_{c3}$  ( $900^{\circ}\text{C}$ ). Термін досягання заданої температури по всьому перетину зразка складає один міліметр товщини прокату за одну хвилину. На наступному етапі сталь витримують при цій температурі і охолоджують повільно разом з піччю. Під час нормалізації утворюється більш дрібнозерниста феритно - перлітна структура, що приводить до покращення механічних властивостей (одночасне підвищення міцності та пластичності матеріалу).

**Гартування** дозволяє відтворити нерівноважну структуру, яка відповідає

мартенситній структурі. Данна структура забезпечує більш високу міцність і твердість сталі. При цьому гартована (гартування) сталь перебуває у внутрішньому напруженому стані і має високу крихкість. Під час гартування сталь нагрівають до температур  $\approx 950^{\circ}\text{C}$ , витримують деякий час при цій температурі і далі охолоджують зі швидкістю, яка дорівнює або більша за критичну. Критичною швидкістю вважається мінімальна швидкість при якій формується мартенситна структура (мінімальна швидкість розраховується за термокінетичними діаграмами і для будівельних сталей складає  $150\dots 250^{\circ}\text{C}/\text{с}$  - градусів Цельсія на секунду, швидкість охолодження).

**Загартування (закалювання)** є видом термічної обробки сталі, який полягає в нагріві матеріалу до температури аустенітизації з витримуванням протягом заданого часу та наступним інтенсивним охолодженням з метою отримання необхідної структури та механічних властивостей. Це дозволяє підвищити твердість і міцність але приводить до зниження в'язкості і пластичності.

Для того, щоб зменшити напруженість сталі і підвищити пластичні властивості сталі застосовують операцію **відпуск** гартованих сталей.

Розрізняють низький, середній і високий відпуск. Тип відпуску, як правило, залежить від температури до якої повторно нагрівають деталі (низький - до  $150^{\circ}\text{C}\div 200^{\circ}\text{C}$ ; середній -  $350^{\circ}\text{C}\div 450^{\circ}\text{C}$ ; високий -  $450^{\circ}\text{C}\div 650^{\circ}\text{C}$ ). При цьому швидкість охолодження для більшості сталей особливого значення не має. Як правило, будівельні сталі підлягають низькому відпуску. При цьому, після охолодження, структура сталі практично не змінюється, але зменшуються напруження і дещо підвищується в'язкість. Твердість залишається без суттєвої зміни.

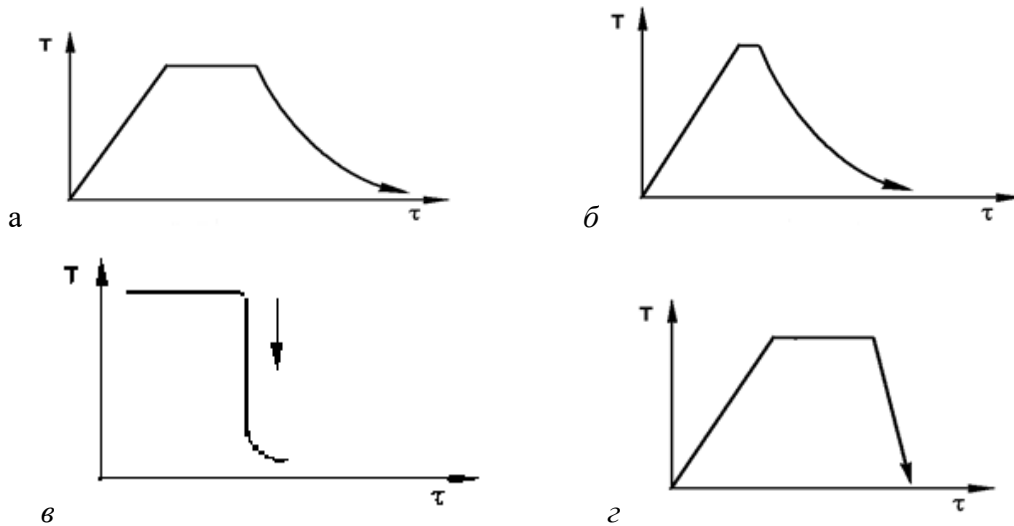


Рис. 1.2.1. Види термічної обробки сталі:

відпал (а), нормалізація (б), гартування (в), загартування (закалювання) (г)

До **фізичних властивостей** відносяться:

- температура плавлення - це температура, при якій метал переходить з твердого до рідинного стану;
- теплопровідність - здатність матеріалу переносити тепло від більш нагрітих частин тіла до менш нагрітих;
- густина - відношення маси однорідного матеріалу до одиниці його об'єму;
- лінійне розширення - його визначаються коефіцієнтами лінійного та об'ємного розширення;
- електропровідність - здатність матеріалу проводити електричний струм без втрат на виділення тепла;
- магнітність - здатність намагнічуватись.

Так для прокату і сталевих виливків густина ( $\rho$ ) дорівнює  $7850 \text{ кг/м}^3$ , коефіцієнт лінійного розширення  $\alpha, \text{ }^\circ\text{C}^{-1} = 0,12 \times 10^{-4}$ , модуль пружності прокатної сталі та сталевих виливків  $E = 2,06 \times 10^5 \text{ Н/мм}^2$ , а модуль зсуву -  $G = 0,79 \times 10^5 \text{ (Н/мм}^2)$ , коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона)  $\nu = 0,3$ .

**Хімічні властивості** характеризують взаємодію різних речовин на метали і пов'язані з можливістю протидіяти їх впливу на властивості сталі.



*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
Серед хімічних властивостей, для будівельних конструкцій, найбільше

значення має:

**корозійна стійкість** - це здатність матеріалу чинити опір різним хімічним впливам і не руйнуватись в наслідок дії зовнішнього середовища на протязі всього періоду експлуатації. Так за рекомендаціями ДБН [1] у проєкті слід використовувати конструктивні рішення, що підвищують корозійну стійкість. Досягнути цих вимог можна за рахунок раціонального вибору сталі, концентрації матеріалу в перерізах, вибору геометричної форми конструкції в цілому, та її елементів зокрема, а також їх розташуванні у просторі, опору внутрішнім факторам корозії (місцевій, пітінговій, контактній, щілинній корозії, корозійному розтріскуванню, міжкристалевій корозії, корозійній втомленості тощо).

За показниками корозійної стійкості сталі поділяються на три групи:

- I група - сталі звичайної корозійної стійкості, а саме маловуглецеві сталі марки Ст3пс та низьколеговані сталі марок 09Г2С, 10Г2С, 15Г2СФ, 18Гпс;
- II група - сталі пониженої корозійної стійкості марок 09Г2, 14Г2, 14Г2СМФР для середньо, високо та сильно агресивного середовищ;
- III група - атмосферостійкі (економно леговані) сталі марок 10ХДП, 10ХНДП, 12ХГДАФ для слабо та сильно агресивного середовищ.

На розробку технологічного процесу виготовлення металевих конструкцій великий вплив мають технологічні властивості сталі, що, у свою чергу, змінюються при виконанні технологічних операцій.

Технологічні властивості сталі умовно можна поділити на первинні та вторинні. До первинних відносять властивості, з якими металопрокат надходить з металургійних комбінатів на заводи та підприємства, які виготовляють металоконструкцій. Вторинними вважають властивості сталі, які придбані металом після виконання однієї чи декількох технологічних операцій. Так, після операцій виправлення, гнуття чи вальцювання, які пов'язаних із пластичними деформаціями, метал здобуває наклеп; після виконання операцій кисневого різання на кромках деталей утворюються зони загартування або зменшення міцності.

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Процес виготовлення сталевих конструкцій складається з ряду технологічних операцій, різних за способом впливу на метал (пружно-пластичне деформування, зняття стружки, нагрівання і швидке охолодження) і це ускладнює розробку технологічних процесів.

Проектування технологічних процесів виготовлення та монтажу будівельних конструкцій ускладнюється тим, що застосовуються сталі багатьох марок, вироблені за різними системами легування та технологіями, що зумовлює широкий спектр їхніх технологічних властивостей. Тільки повні відомості про технологічні властивості сталі дозволяють призначати оптимальні режими, підвищувати надійність процесів, зменшувати час на проведення операцій, підвищувати якість конструкцій.

Для зручності вивчення технологічних властивостей сталей їх можна умовно поділити на чотири групи: механічні; хімічний склад; властивості, обумовлені умовами постачання; теплофізичні константи.

Механічні властивості сталі, що впливають на технологію виготовлення, характеризуються тимчасовим опором сталі  $\sigma_B$ , та границею текучості  $\sigma_T$ ; відносним видовженням  $\delta$ ; твердістю  $H_B$  і видом діаграм розтягування сталевих зразків. Велика складність витримування постійного хімічного складу сталі при виготовленні металопрокату призводить до того, що у різних прокатних виробів з однієї і тієї ж марки сталі значення  $\sigma_B$ ,  $\sigma_T$ ,  $\delta$  і  $H_B$  мають істотні відхилення (таблиця 1.2.1).

При виготовленні та під час виконання монтажних робіт метал конструкцій обробляють у широкому діапазоні температур: від  $-40^\circ\text{C}$  (при монтажі в північних районах країни) до  $1040\dots 1200^\circ\text{C}$  (при кисневому газовому різанні, ковальських і зварювальних роботах).

Механічні властивості сталі в цьому діапазоні температур змінюються дуже широко. З підвищенням температури модуль пружності  $E$  знижується, а механічні характеристики ( $\sigma_B$ ,  $\sigma_T$ ,  $\delta$ ) змінюються за складним законом. Тимчасовий опір і границя текучості сталі при нагріванні спочатку знижуються, а потім (у діапазоні

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
 температур 100...300°C) підвищуються але при більш високому рівні температури знову зменшуються. При температурі 500...650°C значення  $\sigma_B$  і  $\sigma_T$  практично наближаються до нуля. Графік відносного видовження носить зворотний характер.

Таблиця 1.2.1

Середні значення і стандарти механічних властивостей  
 деяких будівельних сталей

Сталь	$\sigma_y$ , МПа		$\sigma_T$ , МПа		$\delta$ , %		$H_B$	
	$\sigma_B$	$\sigma$	$\sigma_T$	$\sigma$	$\delta$	$\sigma$	$H_B$	$\sigma$
ВСтЗкп	421	14,1	252	12,0	27,8	1,84	120	10
ВСтЗсп	444	22,3	279	18,9	31,15	3,32	120	10
10Г2С1	550	24,9	388	18,6	28,8	3,13	155	15
15ХСНД	555	30,8	394	25,5	25,9	3,15	155	15
16Г2АФ	650	32,6	490	29,0	24,3	2,77	190	20
10ХСНД	602	40,7	454	43,3	24,8	3,57	166	18
12Г2СМФ	850	79,5	759	86,5	16,4	2,38	225	25
14Х2ГМР	791	71,9	671	43,1	16,3	2,49	225	25

П р и м і т к а. Досліджувалися властивості листової сталі товщиною 16...20 мм. Ці дані можна використовувати і при розрахунку технологічних процесів обробки листової сталі інших товщин і будь-якого фасонного прокату.

Таким чином, у діапазоні температур 100...300°C відбувається зростання механічної міцності сталі та одночасне зниження її пластичності. Сталь стає схильною до крихкого руйнування.

Фізико-механічні характеристики сталі (густина, модуль пружності, коефіцієнт Пуассона) в Єврокод 3 (EN 1993 - Eurocode 3) наведені як базові константи для розрахунків та відповідають ДБН [1], EN 1993-1-1 [8] і містять загальні положення щодо вибору матеріалу.

Єврокод встановлює класи сталей із гарантованими значеннями границі текучості ( $f_y$ ) та тимчасового опору ( $f_u$ ). Наприклад, S235 -  $f_y = 235$  МПа, S275 -  $f_y =$

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
275 МПа, S355 -  $f_y = 355$  МПа, S460 -  $f_y = 460$  МПа для товщини елемента до 40 мм тощо. Для більш товстих перерізів значення  $f_y$  може зменшуватися згідно з таблицями стандарту.

Єврокод вводить поняття класифікації перерізів (Class 1-4), що враховує здатність елементів працювати у пружнопластичній або лише пружній стадії до втрати стійкості:

Клас 1 (пластичні перерізи) - здатні розвивати повну пластичну моментну несучу здатність із достатнім обертанням для перерозподілу зусиль.

Клас 2 (компактні перерізи) - досягають пластичного моменту, але з обмеженим обертанням.

Клас 3 (напівкомпактні перерізи) - досягають лише границі текучості у волокні, але не повного пластичного моменту.

Клас 4 (тонкостінні перерізи) - локальна втрата стійкості настає ще до досягнення  $f_y$ , і в розрахунках застосовують знижені ефективні характеристики (effective cross-section).

Таким чином, Єврокод (Eurocode 3) задає не лише матеріальні характеристики сталі, але й регламентує правила застосування різних класів матеріалів та перерізів у залежності від їхньої стійкості. Це дозволяє конструкторам більш гнучко підходити до вибору оптимального перерізу та оцінки реальної несучої здатності елементів.

Питання корозійної стійкості та класифікація середовищ (вологість, агресивність, зовнішнє/внутрішнє середовище) розглядається у EN 1993-1-9 [16] та ще більш системно у EN 1993-1-10 [17], а особливо - в EN 1993-1-4 [11] та нормативних документах EN ISO 12944 [26] (захист від корозії фарбуванням).

Найважливішою технологічною характеристикою сталі є її хімічний склад. Саме він визначає технологію термічного різання сталі і її зварювання. З цих позицій хімічний склад зручно оцінювати за еквівалентом вуглецю  $C_e$ . Еквівалент вуглецю  $C_e$  визначають за рядом формул. Найбільш розповсюдженою є наступна (розрахунок виконується у %):

$$C_e = \frac{C}{1} + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{Ni}{15} + \frac{Cu}{13} + \frac{P}{2} + \frac{V}{5}. \quad (1.2.1)$$

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
де *C, Mn, Cr, V, Nb, Ni, Cu, Si, Mo, P* – масові частки вуглецю, марганцю, хрому, ванадію, ніобію, нікелю, міді, кремнію, молібдену і фосфору, відповідно, до 5%.

Особливу увагу необхідно приділяти дотриманню вимог ДБН [1] щодо гранично допустимого вмісту фосфору та сірки в будівельних сталях. Так у разі термічної обробки сталі, призначеної подрібнити зерно, вміст сірки повинен складати не більше за 0,025%, а сумарний вміст сірки і фосфору не повинен перевищувати 0,02%.

Вимоги до хімічного складу низьколегованої сталі для сталевих конструкцій наведена в таблиці 1.2.2.

У чисельнику членів правої частини формули (1.2.1) - відомі символи компонентів, що входять до складу сталі. У знаменнику - коефіцієнти, що показують вплив компонента на рівень загартування сталі при охолодженні після нагрівання. Для обчислення  $C_e$  замість символів компонентів слід підставити їхній зміст у сталі у відсотках за даними сертифікатів або ДСТУ, табл. 1.2.3.

До теплофізичних констант, що впливають на технологію обробки сталі, належать: температура займання металу, температура плавлення його й окислів. Теплофізичні константи для маловуглецевих і низьколегованих сталей:  $t_{зап}=1350^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{пл}=1500^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{п.о.}=1400^{\circ}\text{C}$ .

Якщо порівняти з Єврокодами (EN 1993 [8-25], EN 10025 [28-30], EN 10210 [31-32], EN 10219 [33-34]) можна зробити висновки.

*Таблиця 1.2.2*

Вимоги до хімічного складу низьколегованої сталі для сталевих конструкцій

Конструкції будівель і споруд при границі текучості сталі, Н/мм <sup>2</sup>	Масова частка елементів, %, не більше			Вуглецевий еквівалент $C_e$ , не більше
	вуглець	фосфор	сірка	
до 290	0,22	0,040	0,050	
понад 290 до 390	0,15	0,035	0,010	0,45

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

понад 390 до 490	0,15	0,020	0,010	0,46
понад 490 до 590	0,15	0,015	0,010	0,47
понад 590	0,15	0,010	0,005	0,51

*Таблиця 1.2.3*

Середні значення коефіцієнта  $C_e$

Ст3кп	Ст3сп	10Г2С1	15ХСНД	16Г2АФ	12Г2СМФ	15ХГ2СМФР
0,204	0,303	0,437	0,467	0,506	0,630	0,830

Eurocode 3 не наводить безпосередніх обмежень на хімічний склад сталі (як це роблять ДБН), а встановлює вимоги до міцності, пластичності, зварюваності і ударної в'язкості. Хімічний склад відсилається до європейських стандартів на сталі (EN 10025, EN 10210, EN 10219 тощо).

**Вуглецевий еквівалент (CEV або CET) :**

У Європі використовується не один стандарт, а кілька різних формул для оцінки зварюваності:

CET (Carbon Equivalent by PW) :

$$CET = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{10} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (1.2.2)$$

CEV (Carbon Equivalent Value, EN 10025) :

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (1.2.3)$$

Значення  $CEV \leq 0,45\%$  вважається допустимим для нормальної зварюваності без попереднього підігріву.

**Обмеження на домішки (S, P):**

За EN 10025-2:2004 (Hot rolled products of structural steels):

Фосфор (P)  $\leq 0,035\%$ .

Сірка (S)  $\leq 0,035\%$ .

Для підвищених класів (S355, S460) обмеження жорсткіші:

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
Фосфор (P)  $\leq 0,025$  %.

Сірка (S)  $\leq 0,025$  %.

Для тонколистових сталей або зварюваних товстостінних профілів іноді  $P+S \leq 0,040$  % сумарно.

**Теплофізичні константи** ( $t_{зап}$ ,  $t_{пл}$ ,  $t_{п.о.}$ ) - у Єврокодах вони не прописані. Для різання і зварювання EN відсилає до EN 1011 (Welding - Recommendations for welding of metallic materials), де акцент робиться не на температурах займання/плавлення, а на тепловкладення, швидкості охолодження у допустимих режимах.

Тобто у ДБН/ДСТУ - головний акцент на хімічному складі + Се, з чіткими таблицями за границею текучості, а у Єврокодах/EN - акцент на категоріях сталі за міцністю (S235-S460), зварюваність визначається через CEV/CET та обмеження щодо S і P. Хімічний склад задається менш жорстко, але контроль за CEV - обов'язковий.

У маловуглецевих і низьколегованих сталей температура займання нижче температури плавлення. Це дозволяє застосовувати для їхнього різання спосіб, заснований на згорянні металу в струмені кисню (кисневе різання).

Прокат з багатьох марок сталі підвищеної і високої міцності на металургійних заводах термічно зміцнюють шляхом послідовного застосування двох видів термічної обробки - загартування та відпуску (чи високого відпуску.). При виготовленні деталей з цих сталей варто уникати нагріву металу вище температури відпуску щоб уникнути втрати міцності, яка придбана металом при термічній обробці. Температура відпуску вказується постачальником металу у сертифікатах.

До **механічних властивостей** належать: міцність, твердість, пластичність, зносостійкість, пружність, ударна в'язкість. Для будівельних конструкцій основними показниками, які дозволяють визначити здатність матеріалу витримувати ті чи інші навантаження і впливи та чинити опір деформаціям від дії цих навантажень і впливів є міцність, пластичність, пружність, ударна в'язкість.

**Міцність** - здатність матеріалу чинити опір руйнуванню при дії внутрішніх зусиль.

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Ця властивість кількісно характеризується границею текучесті ( $\sigma_T$ ) і тимчасовим опором руйнуванню ( $\sigma_B$ ) за результатами випробувань, які проводяться на стандартних зразках за державними стандартами і технічними умовами.

**Пластичність** - здатність матеріалу сприймати достатньо великі деформації і зберігати міцність до руйнування.

**Пружність** - здатність матеріалу відновлювати початкову форму після зняття навантаження.

Кількісно цей параметр визначається відносним видовженням стандартних зразків ( $\delta$ ) та відносним звуженням ( $\psi$ ).

**В'язкість** - здатність сталі чинити опір руйнуванню при дії динамічних та знакозмінних навантажень.

Для того, щоб оцінити як матеріал працює у складі конструкції і як чинить опір зовнішнім навантаженням і впливам необхідно поводити випробування на стандартних зразках в лабораторних умовах. Роботу сталі при дії навантажень і впливів, як правило, вивчають при розтягу(зі) зразків. Європейський стандарт, рекомендований до застосування в Україні (через ДСТУ EN 10025). Випробування проводяться на стандартних зразках.

Наприклад американський стандарт на вуглецеву конструкційну сталь ASTM A36/A36M-19 визначає технічні вимоги для вуглецевої конструкційної сталі, що використовується у будівництві та машинобудуванні. Ця сталь застосовується для виготовлення балок, кутиків, швелерів, двотаврів, листового металу та інших конструкційних елементів, що експлуатуються при нормальних температурах.

Хімічний склад (макс. %): вуглець (C): 0,25-0,29, марганець (Mn): 0,60-1,20, фосфор (P):  $\leq 0,04$ , сірка (S):  $\leq 0,05$ , кремній (Si):  $\leq 0,40$ , мідь (Cu):  $\geq 0,20$  (якщо вказано в замовленні).

Механічні властивості: границя текучості: мін. 250 МПа, межа міцності на розрив: 400-550 МПа, відносне видовження (на зразку 200 мм): мін. 20%. Сталь ASTM A36 має добру зварюваність завдяки низькому вмісту вуглецю та інших легуючих елементів.

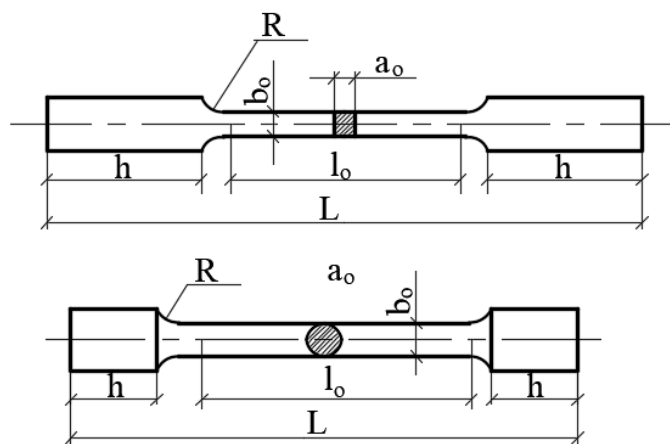


*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Форма випуску: гарячекатані плоскі вироби (пластини, листи), двотаврові балки, швелери, кутики, прокат для зварних та болтових конструкцій.

Переваги стандарту ASTM A36: висока зварюваність, хороші механічні властивості при стандартних температурах, універсальність застосування в будівництві та машинобудуванні. Необхідно звернути увагу на те, що стандарт ASTM містить вимоги до розмірів, допусків та механічних властивостей. Він також описує методи випробувань: розтягування, вигин, ударні випробування (опціонально) та ключає позначення та маркування, щоб ідентифікувати матеріал на будівельному майданчику або на заводі. Застосування: сталеві конструкції будівель та споруд, балки, колони, ферми, каркаси, загальні металоконструкції та мости.

Відповідно до означених стандартів існує два типи зразків - плоскі зразки, які мають прямокутний переріз або циліндричні зразки переріз яких має круглу форму. Для циліндричних зразків прийнято наступні співвідношення між довжиною зразка ( $l_0$ ) і діаметром ( $d_0$ ): так п'ятикратні зразки мають співвідношення  $l_0/d_0 = 5$ , а десятикратні зразки -  $l_0/d_0 = 10$  (рис. 1.2.2).



*Рис. 1.2.2. Зразки для проведення випробувань на розтяг:*

*а) плоскі зразки; б) циліндричні зразки.*

Для прокатних профілів, які входять до складу існуючого сортаменту сталі випробування проводяться на плоских зразках, для яких співвідношення між шириною зразка ( $b_0$ ) і його довжиною ( $l_0$ ) повинні призначатися за законом Барба. За цим законом встановлено, що механічні властивості при випробуваннях будуть

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
сумісні, як що їх геометричні параметри призначаються відповідно до залежності:  
 $l_0/\sqrt{A_0} = const$ . Так для п'ятикратних плоских зразків  $l_0 = 5,65\sqrt{A_0}$ , а для десятикратних плоских зразків  $l_0 = 11,3\sqrt{A_0}$ .

Випробування проводяться на спеціальних машинах типу FP100/1. Результатом випробування є умовна діаграма розтягу «напруження - відносне видовження», де  $\sigma = F/A_0$ - напруження (Па, МПа, кН/см<sup>2</sup>), а  $\delta = (\Delta l: l_0) \times 100\%$ - це відносне видовження ( $F$ - зусилля розтягу,  $A_0$  - площа зразка до початку випробувань,  $l_0$  - довжина зразка до початку випробувань,  $\Delta l = l - l_0$  - збільшення довжини зразка після розриву), яке характеризує зміну розмірів зразка при дії навантаження. Необхідно звернути увагу на те, що деформації можуть бути пружними і пластичним.

При пружній деформації зразок повертається в початковий стан після зняття навантажень, пластичні - це деформації які залишаються після зняття навантажень. Діаграму вважають умовною, тому що при визначенні напружень площа зразка враховується незмінною під час випробувань (зменшення площі поперечного перерізу зразка під час випробувань не враховується). Діаграми розтягу зразків наведені на рис. 1.2.3 для маловуглецевої (рис. 1.2.3-1), низьколегованої (рис. 1.2.3-2) та високоміцної (рис. 1.2.3-3) сталей.

Маловуглецева сталь має границю текучості, яка обумовлена особливостями структури цього типу сталі. У результаті випробувань матеріал проходить п'ять стадій: пружну, пружно-пластичну, стадію текучості матеріалу, стадію само зміцнення і стадію руйнування зразка. **На першій стадії** матеріал працює пружно і після зняття навантажень повертається у первісний стан. Матеріал працює в межах закону Гука ( $\sigma = E \times \varepsilon$ , де  $E$ - модуль пружності сталі). **На другій стадії** - при підвищенні навантажень поступово накопичуються залишкові деформації, які після зняття навантажень залишаються. При спробі подальшого підвищення навантажень відбувається значне збільшення залишкових деформацій без збільшення напружень - цей стан називається текучістю матеріалу, а напруження - границею текучості ( $\sigma_T$ ) - це **третя стадія**. Далі матеріал зразка переходить на **четверту стадію** - стадію само

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ* зміцнення, коли матеріал зразка починає сприймати навантаження але зростання деформацій зразка попереджає зростання напружень. Після досягнення максимальної точки, яка має назву «тимчасовий опір» ( $\sigma_{вр}$ ), відбувається звуження перерізу зразка (відтворення «шийки») - це **п'ята стадія**.

Руйнування зразка відбувається в зоні шийки під кутом  $45^\circ$  за рахунок зсуву. Зсув однієї площини кристала відносно іншої можливий, якщо долаються сили міжатомного з'єднання між всіма атомами по площинам зсуву. Накопичення дислокацій по площині зсуву зменшує розміри цих площин і, як слідство, зменшує зусилля які треба прикласти для зсуву. Напруження, при яких відбувається руйнування нижчі чим  $\sigma_{в}$ .

Низьколеговані сталі (рис. 1.2.3-2) та високоміцні сталі (рис. 1.2.3-3) під час випробувань проходять, практично, всі ті ж стадії, що і маловуглецеві сталі рис. 1.2.3-1). Різниця лише в тому, що низьколеговані та високоміцні сталі завдяки своїй структурі не мають границі текучості. У зв'язку з цим за допомогою діаграми розтягу сталі визначають **умовну границю текучості**, яка відповідає напруженням при яких залишкові деформації дорівнюють  $0,2\%$  і мають позначку  $\sigma_{02}$ .

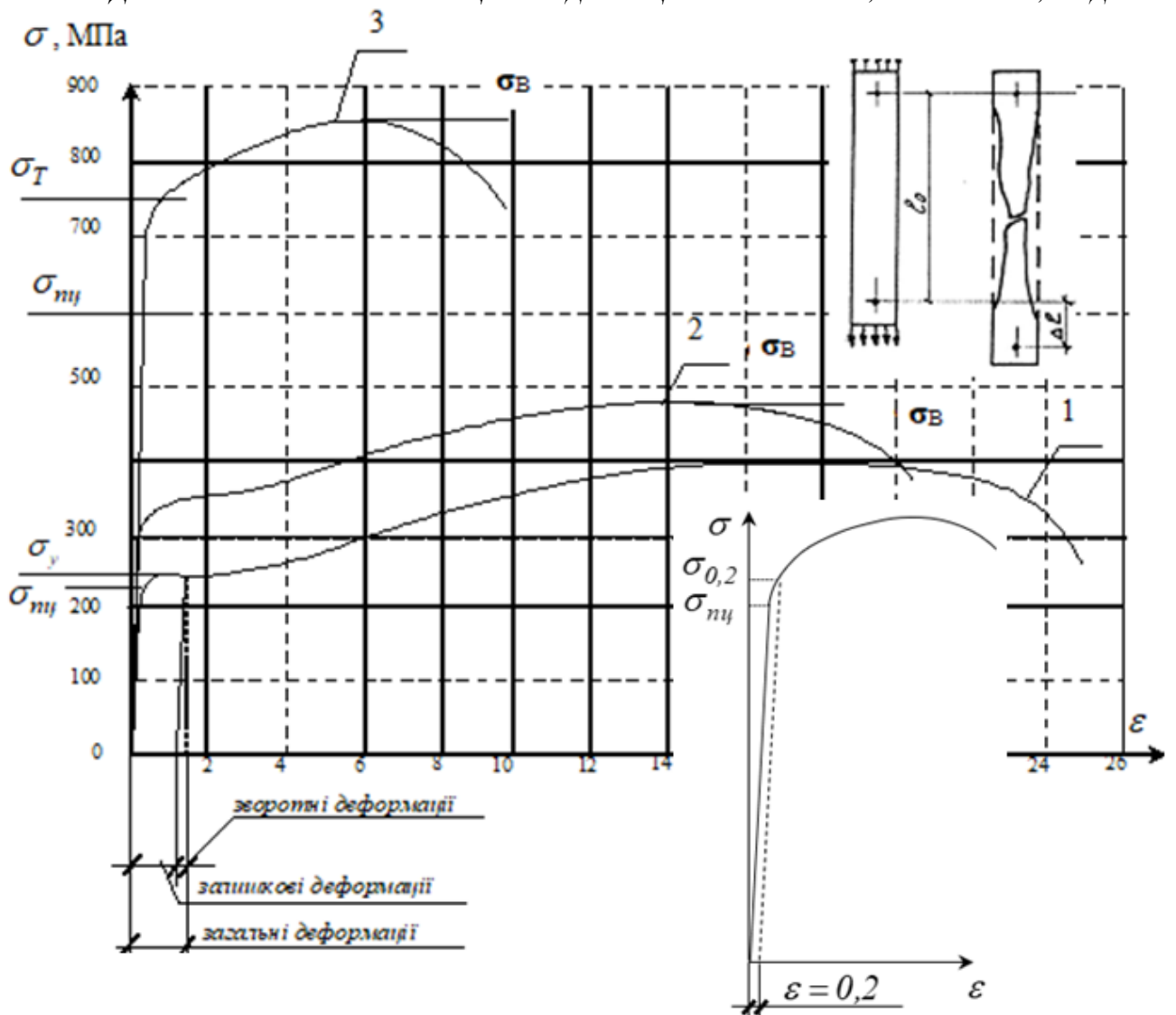


Рис. 1.2.3. Діаграма розтягування сталі зразків:

1 - сталь звичайної міцності; 2 - сталь підвищеної міцності;  
3 - високоміцна сталь

Обробка діаграми розтягу матеріалу дозволяє отримати такі механічні характеристики:

**- міцність:**

$\Sigma_{np}$  - границя пропорційності - це максимальне напруження, при якому не виникають пластичні деформації;

$\sigma_T$  - границя текучості;

$\sigma_B$  - тимчасовий опір.

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
 $\kappa$  - коефіцієнт використання міцності сталі  $\kappa = \sigma_B / \sigma_T$  (необхідно звернути увагу

на те, що наближення коефіцієнта до одиниці підвищує діапазон використання міцності сталі, але зменшується його пластичність, що може підвищити ризик руйнування конструкцій при сприйманні динамічних та знакозмінних навантажень та при низьких температурах).

**- пластичність:**

відносне видовження при розтягу

$E$  - модуль пружності:  $E = 2,1 \times 10^5$  МПа - для сталі і  $E = 0,7 \times 10^5$  МПа - для алюмінієвих сплавів.

$G$  - модуль зсуву :  $G = 0,8 \times 10^5$  МПа для сталі і  $G = 0,228 \times 10^5$  МПа - для алюмінієві сплавів.

Модуль зсуву визначає залежність між навантаженням і деформацією при зсуві ( $G = \tau / \nu$  - за законом Гука, де  $\nu$  - кут,  $\tau$  - дотичні напруження). Між модулем пружності і модулем зсуву існує залежність  $G = E/2(1+\mu)$ , де  $\mu$ - коефіцієнт Пуассона.

**Ударна в'язкість** характеризує здатність матеріалу чинити опір динамічним навантаженням або здатність матеріалу поглинати механічну енергію чи роботу перед руйнуванням при дії динамічних і ударних навантажень. Ударна в'язкість визначається як відношення роботи, яка витрачається на злам зразка  $W$  (МДж) до площі його попереднього перерізу  $A_0$  (см<sup>2</sup>) в місці надрізу. Цей параметр має позначку  $KC$  і  $KC = W/A_0$  (МДж/см<sup>2</sup>).

Випробування здійснюються за допомогою маятникового копра. Відповідно до вимог EN 10025-2 [29] - Національний стандарт України, що гармонізований із EN 10025-2.

ASTM A36 / A36M-19 - Американський стандарт на вуглецеву конструкційну сталь.

Дослідження проводяться на стандартних зразках, які можуть мати три типу надрізів (концентраторів напруження) - U, V, T. Вибір типу надрізів залежить від призначення та ступеню відповідальності споруди для виготовлення якої використовується сталь. На рис. 1.2.4 наведені розміри зразків та типи надрізів.

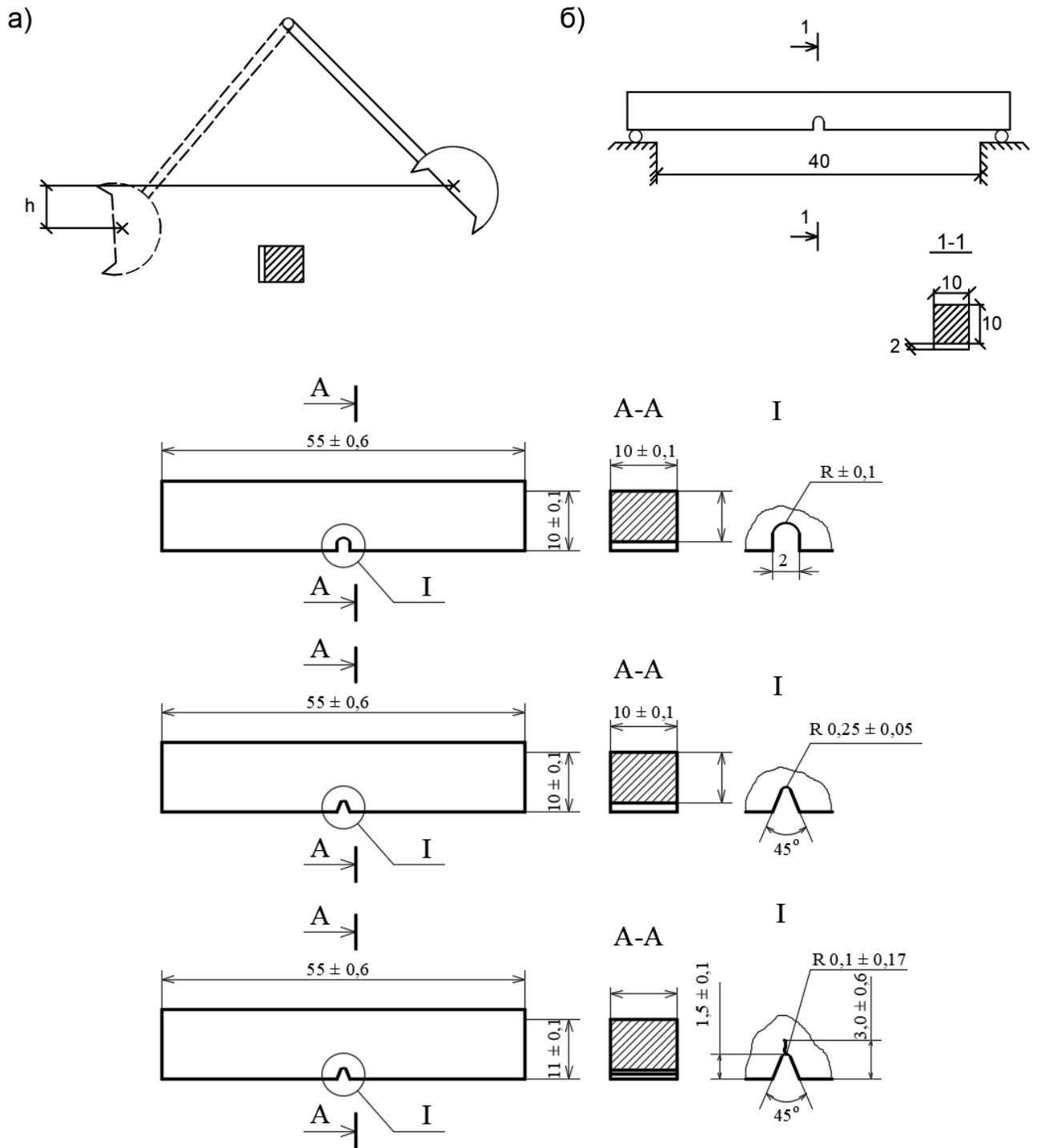


Рис. 1.2.4. Порядок визначення ударної в'язкості та види зразків для проведення випробування на ударну в'язкість

а) схема роботи маятникового копра; б) схема розташування зразка

При позначенні ударної в'язкості до позначки КС додають третю літеру, яка вказує тип надрізу на зразку: *КСU*, *КСV*, *КСТ*. Крім типу надрізів на величину

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ** характеристикних показників ударної в'язкості прокату впливає розрахункова температура навколишнього середовища при якій буде експлуатуватись будівля під час усього терміну експлуатації. Це 0<sup>0</sup>С; -20<sup>0</sup>С; - 40<sup>0</sup>С; Крім цього позначка **KCV** це ударна в'язкість на зразках з V- подібним надрізом (тип II за ДСТУ ISO 148-1:2022 - ДСТУ EN ISO 5817). Наявність або відсутність індексу t у позначеннях ударної в'язкості (KCV\_t) визначає температуру випробувань на ударний згин, яка за відсутності індексу приймається рівною +20 °С. **KCA** - ударна в'язкість при температурі +20<sup>0</sup>С з V- подібним надрізом після деформаційного старіння (випробування проводяться на зразках I-го типу). Норми ударної в'язкості KCA змінюються в інтервалі від 25 Дж/см<sup>2</sup> до 34 Дж/см<sup>2</sup>. Більш детально кількісні показники ударної в'язкості прокату при розрахунковій температурі  $t \geq -40^{\circ}\text{C}$  наведені в табл. 1.2.4.

Порядок призначення групи конструкції визначається за вимогами додатку А.1 [1].

**Крихкість** - це здатність матеріалу руйнуватись при напруженнях значно менших, ніж границя текучості без появи деформацій в зразках.

**Технологічні** властивості визначають здатність металу витримувати різні деформації під час обробки чи виготовленні конструкцій та не змінювати своїх властивостей.

Таблиця 1.2.4

Кількісні показники ударної в'язкості прокату при розрахунковій температурі  $t \geq -40^{\circ}\text{C}$

Група конструкцій	Нормативні показники ударної в'язкості для прокату з межею текучості, Н/мм <sup>2</sup>		
	$R_{yn} < 290$	$290 \leq R_{yn} < 390$	$R_{yn} \geq 390$
1	KCA + KCV <sup>0</sup>	KCV <sup>-20</sup>	KCV <sup>-40</sup>
2	те саме	те саме	те саме
3	те саме	те саме	те саме

Технологічні властивості сталі визначають при проведенні випробувань сталі на загин у холодному стані. Зразок сталі повинен витримувати загин на визначений кут без появи тріщин у розтягнутій зоні зразка рис. 1.2.5.

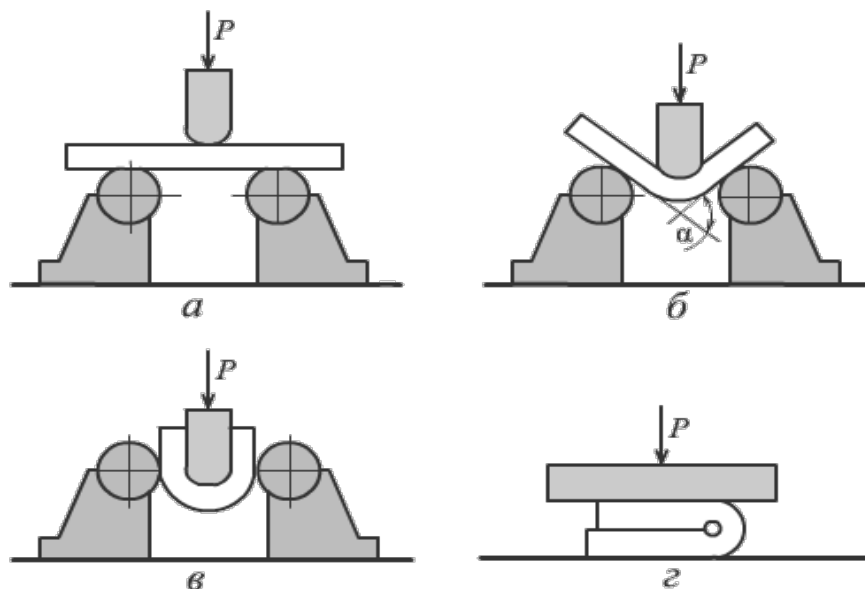


Рис. 1.2.5. Технологічна проба на згин у холодному стані:  
а - зразок до випробування; б - згин до відповідного кута; в - згин до паралельності сторін; г - згин до приєднання сторін

**Зварюваність** - здатність металу утворювати зварні з'єднання, зберігаючи свою міцність і пластичність після термічної дії зварки та не утворювати тріщини.

До **експлуатаційних** властивостей належать : жаростійкість - здатність сталі чинити опір окисленню в газовому середовищі при високих температурах;

- жароміцність - здатність сталі зберігати свої властивості при дії високих температур;

- зносостійкість - здатність сталі чинити опір руйнуванню поверхонь деталей при дії сил тертя;

- радіаційна стійкість - здатність сталі протидіяти дії ядерного випромінювання.

Експлуатаційні характеристики визначають тривалість роботи елементів конструкції залежно від зовнішніх умов або характеру навантажень.



**Холодостійкість** - здатність матеріалу сприймати знакозмінні і динамічні навантаження при дії низьких температур без появи тріщин. Необхідно звернути увагу на те, що зниження температури навколишнього середовища приводить до підвищення міцності сталі але зменшує пластичні властивості.

У зв'язку з тим, що властивості сталі в першу чергу залежать від хімічного складу для кожної плавки металу проводять ковшові проби по яким визначають хімічний склад. В тих випадках, коли необхідно визначити хімічний склад готового прокату, лабораторні випробування проводяться по стружці. В першу чергу контролюють масову долю вуглецю, марганцю, кремнію, сірки, фосфору, нікелю, хрому, міді та інших. Результати вказаних вище випробувань відображуються у спеціальному документі «Сертифікат», який супроводжує кожну партію метала.

### **1.3. Робота сталі під навантаженням. Фактори, що впливають на характер руйнування**

Для того, щоб визначити особливості роботи сталі під навантаженням необхідно визначити основні властивості матеріалу виходячи з особливостей будови кристалічної решітки сталі. Кристалічна решітка це просторова сітка, у вузлах якої розташовані атоми. Основна складова сталі це залізо, яке має кристалічну решітку фериту, але структура стали складається з двох фаз: фериту та перліту, який в свою чергу утворюється з фериту та цементиту. Ці фази мають різні показники міцності, пружності та пластичності. Сукупність цих властивостей буде визначати механічні характеристики різних марок сталі. Приведена на рис. 1.3.1 кристалічна решітка відповідає ідеальному випадку, коли в кристалічній решітці відсутні будь які дефекти. В перше фізичну природу міцності фериту, як полікристалічного матеріалу в 1924 році дослідив академік Я.І Френкель.

Аналіз взаємодії атомів в кристалічній решітці дозволив визначити граничну міцність металу. Вона досягається при бездефектній структурі металу в умовах відсутності пластичних деформацій перед руйнуванням. При цьому зсув однієї частини ідеального кристала відносно другої відбувається за рахунок подолання сил міжатомного зчіплювання між всіма атомами по площинам сковзання.

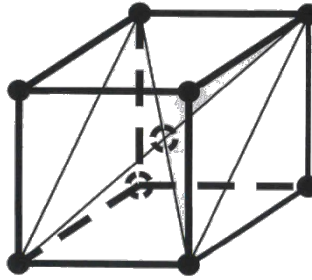


Рис. 1.3.1. Об'ємноцентрована кубічна решітка (ОЦК)

Теоретична міцність фериту пропорційна модулю пружності ( $E$ ) і дорівнюється:

$$\sigma = E / 10 \quad (1.3.1)$$

де  $\sigma$  - теоретична міцність фериту (МПа.)

$E$  - модуль пружності ( $E = 2,1 \cdot 10^5$  МПа.)

Це вказує на прямий зв'язок міцності металу з основною характеристикою його пружності, яким є модулем пружності ( $E$ ). Руйнування відбувається шляхом зсуву одного кристалу заліза по іншому по площинах, які розташовані в площині більшої діагоналі (рис. 1.3.2).

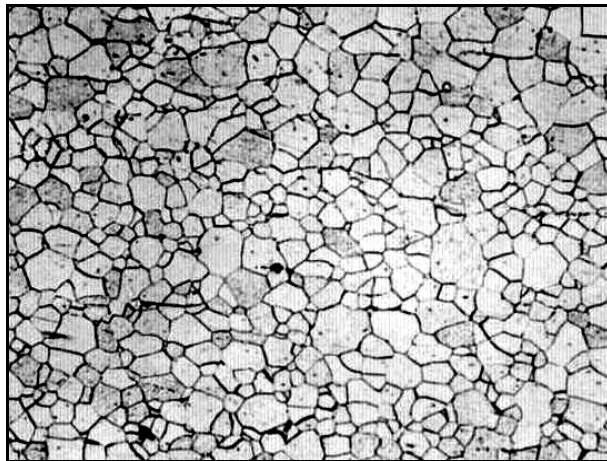
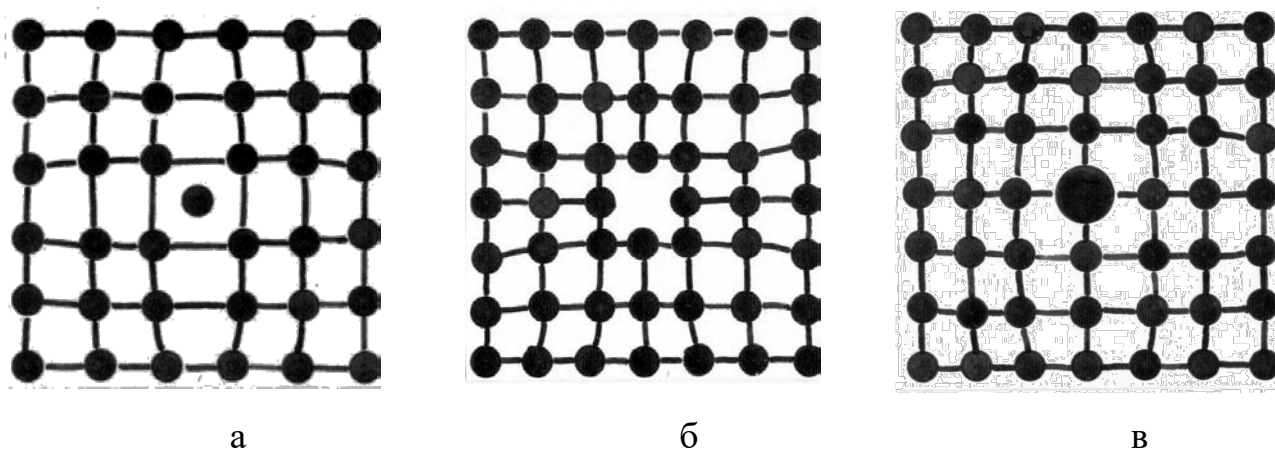


Рис. 1.3.2. Дрібнозернистий ферит

Суттєва різниця між теоретичною і фізичною міцністю, яка в сотні разів менша, пов'язана з наявністю в структурі сталі різних дефектів в кристалевій решітці. Наявність дефектів кристалевій решітці зменшує розміри площин

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
сковзання і, як слідство, зменшуються зусилля, які викликають зсув. Деякі з них наведені на рис. 1.3.3.



*Рис. 1.3.3. Дефекти кристалічних решіток:  
міжвузловий атом (а); вакансія (б); домішковий атом (в)*

Ферит є достатньо м'яким і пластичним матеріалом. Під час зварки сталі на різних температурних рівнях відбуваються зміни форм кристалічної решітки. В результаті цих перетворень при охолодженні на повітрі крім фериту в сталі утворюється сплав «залізо - цементит». Цементит - це хімічне з'єднання заліза з вуглецем, який має високу міцність але і високу крихкість.

Найважливішою структурної складової сталей і чавунів є перліт, продукт розпаду аустеніту дифузійним шляхом. Оскільки при цьому з материнської фази пересичені вуглецем аустеніту кооперативно ростуть і утворюються дві дочірні - ферит і цементит, то у кінцевому продукті під час цього процесу чергуються плоськопаралельні пластини цементиту і фериту - перліт.

Сукупність всіх складових визначає механічні характеристики сталі. Розташування перліту різної форми і розміру між зернами фериту значно підвищують міцність і пружність сталі але знижують пластичність і в'язкість.

*Найбільш детально процес виготовлення сталі наводиться в курсі «Технологія металів та зварювання».*

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Крім вуглецю до складу сталі додають малий відсоток легованих елементів. У відповідності до ГОСТів, легуючі елементи позначаються літерами : Х - хром, Н - нікель, Г - марганець, С - кремній, В - вольфрам, Д - мідь, Р - бор, А - азот, М - молібден, Ф - ванадій, К - кобальт, Т - титан, Ю - алюміній, П - фосфор, Б - ніобій, Ц - цирконій. Кількість вуглецю та легованих елементів змінюють основні властивості елементів. За допомогою додавання тих чи інших елементів та регламентуючи їх кількісний відсоток розробляються різні марки сталі в залежності від тих чи інших вимог. Для виготовлення **будівельних конструкцій** використовуються **конструкційні сталі, які містять вуглець в межах 0,1-0,22%**. У зв'язку з тим, що будівельні конструкції на 95% зварні то головна вимога до будівельних сталей це зварюваність, а чим більше вуглецю, тим більша небезпека утворення холодних тріщин у сталях та зварних швах. В залежності **від способу виготовлення** даний клас сталей поділяється на сталі **звичайної якості або низьковуглецеві сталі** та **якісні сталі до яких відносяться леговані сталі**.

Вуглецеві сталі **звичайної якості** виготовляються у вигляді гаряче - і холоднокатаних марок типу Ст3 хх. Літери Ст означають сталь, цифра, помножена на 100 - границя текучості (Мпа), а індекс хх визначає ступень розкислення сталі : кп - кипляча; сп - спокійна; пс - напівспокійна. До складу сталі **звичайної якості**, яка використовується в будівельних конструкцій, крім вуглецю додають марганець(0,3-0,6 %) та кремній (0,05-0,3 %) ГОСТ 380-2005.

До легованих або якісних сталей відносяться сталі, які маркуються буквами, які наведені вище. Ці сталі містять вуглецю від 0,1% до 0,16%. Відсоток вуглецю розташовано на початку марки сталі. Цифра після букви позначає відсоток цього елемента (наприклад 15ХСНД - 0,15 % вуглецю і по одному відсотку хрому, кремнію, нікелю і міді). Залежно від кількості легуючих елементів леговані сталі поділяються на низьколеговані (до 7%), середньо леговані (7- 10 %), високолеговані (більше 10 %). В будівельних конструкціях, як правило, використовуються низьколеговані сталі (14Г2, 15ХСНД). Введення в сталь хрому, нікелю і міді підвищує корозійну стійкість сталі; ванадій, ніобій (до 0,1%) разом з азотом (0,015-0,025%) забезпечує додаткове зміцнення сталі.

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

В дійсності до складу сталі крім легованих елементів входить велика кількість різних дефектів та недосконалості кристалічної решітки, тому фізична міцність в сотні разів менша ніж теоретична. В теорії матеріалознавства лінійні дефекти кристалічної решітки називаються **дислокаціями**. Крім цього легуючі елементи теж відносяться до категорії дефектів. Кількість таких дефектів, як правило, можна регулювати технологічним процесом під час виплавки сталі. Основні види лінійних дефектів кристалічної решітки наведені на рис. 1.3.4 - рис. 1.3.5.

Для існуючих будівельних сталей у феритній складовій на 1 см<sup>2</sup> площини припадає до 10<sup>6</sup> дислокацій. Кількість дислокацій, яка приходить на одиницю об'єму називається щільністю дислокацій. Вплив кількості дислокацій на міцність сталі наведена на рис. 1.3.6. Під час руху дислокації зустрічають перешкоди як з боку інших дислокацій, та і на границях зерен металу. Пластичні деформації при цьому гальмуються і виникає природній опір необмеженому їх розвитку, що є основною причиною само зміцнення.

Виходячи з залежності  $\sigma-n$ , міцність матеріалу можна збільшити як за рахунок зниження так і за рахунок збільшення щільності дислокацій. Перший шлях потребує покращання процесу виплавки сталі, що пов'язано з додатковими витратами і дозволяє наблизити структуру сталі до ідеальної. Другий шлях пов'язаний з легуванням та термічною обробкою. При легуванні кількість первісних недосконалостей збільшується і вони зустрічають опір як зі сторони інших дислокацій так і на границях зерен металу. Збільшення кількості дислокацій перешкоджають їх вільному пересуванню, що приводить до збільшення міцності. При цьому пластичність сталі зменшується, що приводить до стримування розвитку пластичних деформацій, що є основною причиною само зміцнення сталі. Необхідно відзначити, що для всіх металів діє фізичний закон деформування, який приводить до збільшення міцності сталі при зменшенні її пластичності. Всі види термічної обробки: **відпал, нормалізація, гартування, відпуск і штучне старіння** (рис. 1.2.1). використовуються в сучасних технологіях для підвищення конструкційної міцності сталі, але при цьому завжди знижується пластичність.

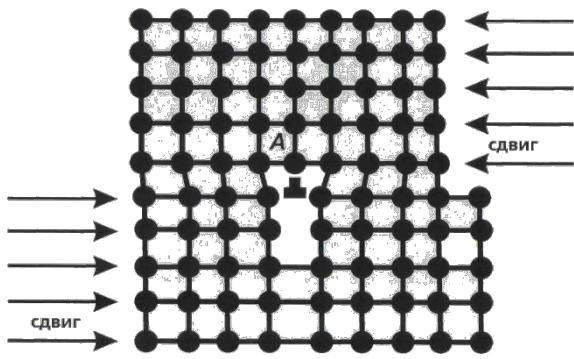


Рис. 1.3.4. Крайова дислокація (А)

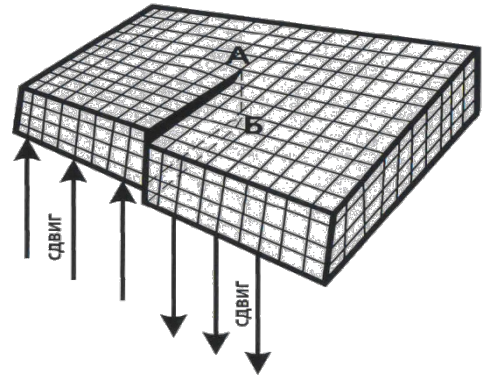


Рис. 1.3.5. А - Б - лінія гвинтової дислокації

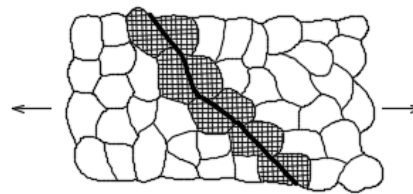
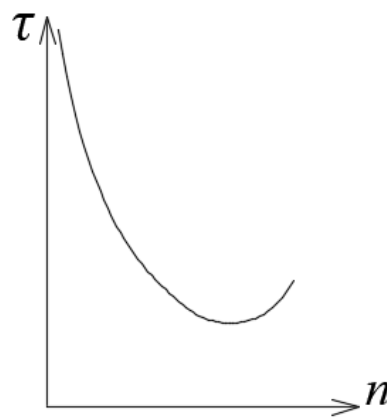


схема зсуву однієї частини полікристала по другій

Рис. 1.3.6. Графік залежності напруження зсуву ( $\tau$ ) від щільності дислокації ( $n$ )

В залежності від умов навантаження і умов експлуатації конструкції матеріал може руйнуватись в'язко, крихко або утомлено (рис. 1.3.7).

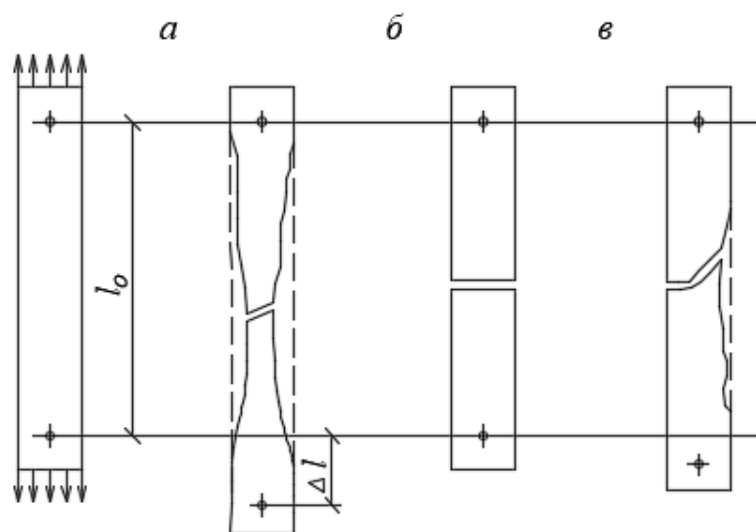


Рис. 1.3.7. Види руйнування розтягнутого зразка.

в'язке руйнування (а); крихке руйнування (б); руйнування від утомленості (в)

**В'язке руйнування** - це руйнування, яке супроводжується утворенням пластичних деформацій і, як правило, відбувається повільно з поглинанням значної роботи зовнішніх сил.

**Крихке руйнування** - це руйнування, як правило, раптове і воно супроводжується утворенням малих деформацій. Основні фактори, які провокують появу крихке руйнування це наявність концентраторів напружень, низькі температури і ударні впливи (дії). При цьому робота, яку необхідно затрачувати на руйнування значно зменшується.

**Руйнування від утомленості** - це руйнування, яке супроводжується утворенням і розвитком тріщин внаслідок дії багатократно повторюваних навантажень і впливів. Цей вид руйнування виникає в зонах накопичення мікропластичних деформацій в зонах структурної неоднорідності сталі.

При **в'язкому руйнуванні** (випробування на розтяг) зразок має характерне звуження зразка (шийка), яке з'являється після появи значних пластичних деформацій ( $\epsilon = \Delta l : l_0 \times 100\% = 14 \div 22\%$ ). Під час руйнування поверхня зламу орієнтована під кутом  $45^\circ$  відносно вісі дії головного максимального напруження і має волокнисту структуру, вид поверхні злому - матовий.

В'язке руйнування відбувається при нормальних умовах експлуатації, які включають: температурний інтервал  $-20^\circ\text{C} \div 20^\circ\text{C}$ ; статичний характер прикладання навантажень і впливів та відсутність концентраторів напружень в елементах конструкції. Основні етапи роботи матеріалу зразка при дії навантажень с точки зору структурних змін описані у п.1.2. На на рис. 1.3.8 наведені діаграми роботи матеріалу [54].

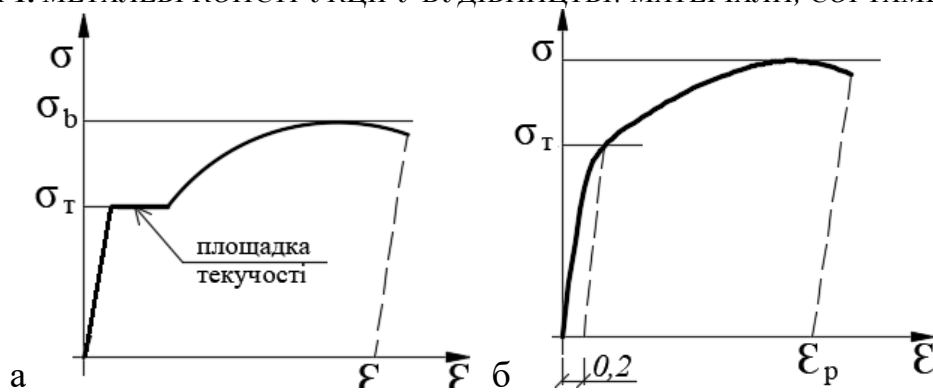


Рис. 1.3.8. Діаграма роботи матеріалу при в'язкому руйнуванні: маловуглецева сталь (а); сталь підвищеної і високої міцності (б)

Розглянемо основні етапи роботи низьковуглецевої сталі при в'язкому руйнуванні виходячи з діаграми роботи матеріалу, яка наведена на рис. 1.3.8.а.

**Перший етап** - пружна стадія, яка відповідає пружно - зворотним викривленням кристалевої решітки. На цьому етапі після зняття навантаження зразок повертається у первісний стан ( $\epsilon = 0$ ).

**Другий етап** - пружно - пластична стадія. На цьому етапі відбувається накопичення дислокацій на межах зерен фериту та починається зсув окремих ділянок усередині зерен.

**Третій етап** - стадія текучості матеріалу; в межах цієї ділянки діаграми відбувається збільшення кількості та довжини ліній зсуву. З точки зору теорії дислокацій пластичність - це рух дислокацій при дії навантажень. Розвиток деформацій відбувається за рахунок пружного деформування і великих незворотних зсувів по площинам сковзання зерен фериту.

**Четвертій етап** - зона зміцнення або зона підвищення напружень. В структурному відношенні на цій стадії розвиток деформацій гальмується більш жорсткими зернами перліту, а утворення нових площин зсуву в зернах фериту можливо лише за рахунок огинання міцних зерен перліту або за рахунок подрібнювання їх слабких ділянок.



**П'ятий етап** - стадія утворення шийки, відбувається за рахунок звуження перерізу зразка і це приводить до концентрації напружень (збільшення градієнту напружень) і подальшого розриву зразка.

В'язке руйнування можна оцінити параметром в'язкості ( $b$ ), який визначається співвідношенням роботи  $W_p$ , яку необхідно витратити на руйнування об'єму сталі  $V_o$  у робочій частині зруйнованого зразка

$$b = W_p / V_o = \int \sigma d\varepsilon \quad (1.3.1)$$

Для сталей в'язкість дорівнює  $b \approx 0,6 \times \sigma_b \times \varepsilon$ , де  $\sigma_b \times \varepsilon$  - це площа під діаграмою розтягу сталі.

Діаграма розтягу сталевих зразків зі сталей підвищеної та високої міцності наведена на рис. 1.3.8, б. На цій діаграмі відсутня чітко виражена границя текучості. Це зумовлено особливостями структури сталей даного класу, за яких лавиноподібний рух дислокацій, наслідком якого є поява границі текучості, гальмується наявністю в кристалічній решітці фериту атомів легувальних елементів. Для даного класу сталі замість границі текучості введено поняття **умовна границя текучості** ( $\sigma_{0,2}$ ), яка дорівнюється напруженням, при яких **відносне видовження**  $\varepsilon = 0,2\%$ .

У вітчизняній школі механіки матеріалів для практичних розрахунків використовується ідеалізована діаграма роботи сталі на розтяг, яка отримала назву «діаграма Прандтля» (рис. 1.3.9): до границі текучості - лінійна залежність (закон Гука), далі - горизонтальна ділянка (пластична робота без зростання напружень). В Єврокодах (EN 1993-1-1, Eurocode 3) використовується подібна ідеалізація, але в більш «уніфікованому» вигляді:

- для сталі з **вираженою границею текучості** (як у сталі 235, 275 тощо) приймається діаграма з горизонтальною ділянкою,
- для сталі **без чіткої границі текучості** (багато високоякісних конструкційних сталей) застосовується **умовна границя 0,2%** і діаграма напруження–деформація ідеалізується у вигляді білінійної (двохлінійної) залежності з похилою другою гілкою, що відповідає стадії пластичного деформування матеріалу.

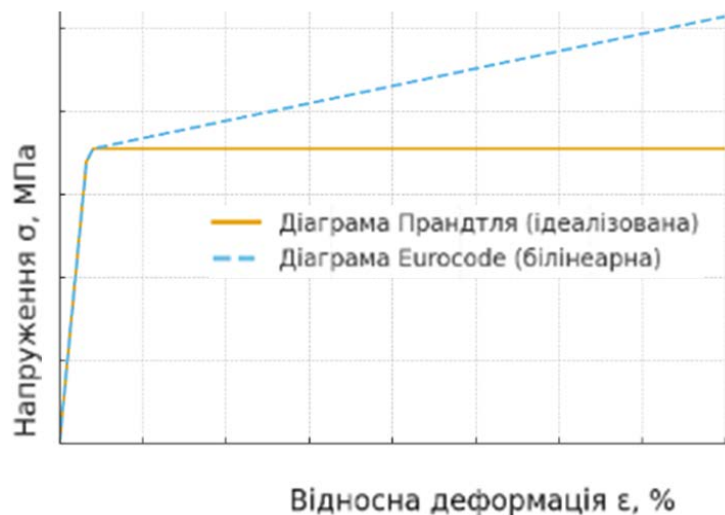


Рис. 1.3.9. Діаграма Прандтля

У більшості конструкцій матеріал працює при сукупній дії навантажень різного знаку та напрямку. Виходячи з основних положень теорії опору матеріалів, напружений стан таких конструкцій можна охарактеризувати величинами нормальних і дотичних напружень в ортогональній системі координат (x-x, y-y, z-z), тобто:

$$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}.$$

Якщо систему координат вибрано так, що  $\tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$ ,

то  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  є головними напруженнями. Їх прийнято позначати  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  за умови впорядкування:  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$ .

Так в стержньових системах (балки, ферми, рами), як правило, реалізується лінійний напружений стан і в цьому випадку  $\sigma_1 \neq 0$ , а  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ . В листових конструкціях  $\sigma_1 > \sigma_2 > 0$  при  $\sigma_3 = 0$  - такий напружений стан називається **плоскім**. В конструктивних елементах складної форми (вузли конструкцій, зони різкої зміни перерізу елементів з'єднання та інше) виникає об'ємний напружений стан, коли  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$ . Для об'ємного напруженого стану міцність та розвиток пластичних деформацій можуть суттєво змінюватись в залежності від співвідношення головних напружень  $\alpha = \sigma_2 / \sigma_1$ ;  $\beta = \sigma_3 / \sigma_1$ . Крім цього розвиток пластичних деформацій блокується і це приводить до збільшення границі текучості. При в'язкому руйнуванні оцінка міцності та пластичності виконується за енергетичною теорією.

Основний принцип енергетичної теорії (Губера-Мізеса-Генкі) - це інваріантність (незмінність) енергії від напруженого стану конструкції, яка виникає при зміні форми напружених об'єктів за рахунок пластичного деформування. При цьому напруження, які виникають при одноосному деформуванні зразка ( $\sigma_T$  - границя текучості при простому розтягу) еквівалентні складному напруженому стану при переході в пластичний стан ( $\sigma_{red}$ ).  $\sigma_{red}$  - це приведені напруження. Приведені напруження дорівнює напруженню при простому розтягуванні чи стисканні і викликає такий самий небезпечний стан матеріалу, як і при складному напруженому стані. Складний напружений стан - це стан, при якому в небезпечних точках поперечного перерізу виникають не менше як дві компоненти напружень. Приведені напруження у загальному вигляді:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] + 3(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)} \quad (1.3.2)$$

якщо розглядаємо головні напруження (без дотичних), формула спрощується:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (1.3.3)$$

Приватні випадки. Згин (плоский напружений стан),  $\sigma_1 \neq 0$ ,  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ):

$$\begin{aligned} \sigma_{red} &= \sigma \leq \sigma_t \\ \sigma_{red} &= \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_{12}^2} \leq \sigma_t \end{aligned} \quad (1.3.4)$$

При чистому зсуві  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ,  $\tau = \tau_{12}$ :

$$\sigma_{red} = \sqrt{3} \tau \leq \sigma_t, \quad \tau \leq 0,58 \sigma_t \quad (1.3.5)$$

Приведені деформації  $\varepsilon_{red}$  розраховуються за формулою:

$$\varepsilon_{red} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (1.3.6)$$

Енергетична теорія використовується для оцінки міцності конструкцій і є основою діючих нормативних документів - ДБН [1]. Основні критерії для оцінки несучої здатності конструкції мають вигляд:  $\sigma_i \leq R_y$ ,  $\tau_i \leq 0,58 R_y$  ( $R_y$  - розрахунковий опір сталі за границею текучості при розтягу сталюого зразка).

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
У Єврокодах (EN 1993-1-1:2005 «Eurocode 3») приведені напруження для перевірки міцності не виписуються у вигляді « $\sigma_{red}$ », як у класичній енергетичній теорії. Для стрижневих елементів міцність перевіряється за виразами:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (1.3.7)$$

де  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  - розрахункові зусилля;

$N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$ ,  $M_{z,Rd}$  - розрахункова несуча здатність при розтягу/стиску та згині.

Для зсуву:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1, \quad (1.3.8)$$

Чистий зсув. У Єврокодi прийнято, що границя текучості при зсуві дорівнює:

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \approx 0.577 f_y \quad \text{Тобто} \quad \tau \leq 0.58 \sigma_t. \quad (1.3.9)$$

В деяких випадках при дії зовнішніх навантажень і впливів робота матеріалу, з якого виготовляються конструкції, не відповідає наведеній вище схемі. Руйнування конструкцій відбувається без появи пластичних деформацій. На що особливо необхідно звернути увагу і, що є найбільш небезпечним, що руйнування матеріалу відбувається при напруженнях значно менших ніж  $\sigma_T$

Такий вид руйнування має назву - **крихке руйнування**. При крихкому руйнуванні поверхня злому перпендикулярна осі дії головного максимального напруження розтягу і має «кристалічний блиск» (рис 1.3.7,б). Небезпека даного виду руйнування пов'язана з тим, що руйнування відбувається несподівано. Основними факторами, які можуть привести до крихкого руйнування - це дефекти поверхні сталі, тріщини різного походження, конструктивні та технологічні надрізи, отвори. При цьому руйнування може відбуватися при напруженнях розтягу  $\sigma_i$ , значно менших чим  $\sigma_T$  ( $\sigma_i \ll \sigma_T$ ). Небезпека крихкого руйнування пов'язана ще з тим, що матеріал сталевих конструкції при різних умовах експлуатації можуть руйнуватись як в'язко та і крихко. При фіксованих температурі експлуатації конструкції і швидкості прикладання навантажень, характер руйнування залежить від напруженого стану, в якому працює конструкція. За результатами експерименту

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
встановлено - крихке руйнування відбувається при  $\sigma_1 = R_0$  (опір відриву, який залежить від температури і напруженого стану). При  $t \approx 20^\circ\text{C}$ ;  $R_0 \approx (2,7 \div 3) \times \sigma_t$ . При цьому перехід від в'язкого до крихкого руйнування реалізується у вигляді:

$$\sigma_{it} = \frac{\sigma_t}{\sqrt{\frac{1}{2}(1-\alpha)^2 + (\alpha-\beta)^2 + (\beta-1)^2}} = \kappa_i \sigma = R_0 \quad (1.3.10)$$

де  $\alpha = \sigma_2 / \sigma_1$ ;  $\beta = \sigma_3 / \sigma_1$ , а  $\kappa_i = \sigma_1 / \sigma_i$  ( $\sigma_{it}$  - головне зусилля розтягу при якому реалізуються пластичні деформації).

Аналізуючи коефіцієнт  $\kappa_i$  можна зробити висновок, що при збільшенні коефіцієнту  $\kappa_i$  розвиток пластичних деформацій перед руйнуванням обмежено і при  $\kappa_i = R_0 / \sigma_Y = 1$  пластичні деформації, практично, відсутні (при лінійному напруженому стані  $\kappa_i = 1$ ; при плоскому напруженому стан  $\kappa_i = 1,15$ , а при об'ємному напруженому стані  $\kappa_i \approx 2,2 \div 2,5$ ). Максимальні значення відповідають зонам різкої зміни перерізу. В перерізі даного типу, в першу чергу, можлива поява крихкого руйнування.

### **Основні фактори, які можуть спровокувати крихке руйнування:**

- 1 - розрахункова температура експлуатації конструкцій;
- 2 - характер прикладання навантажень;
- 3 - наявність концентраторів напружень.

1. Величина параметрів міцності ( $\sigma_T$  і  $\sigma_B$ ) та пластичності ( $\epsilon$ ) залежить від температури, при якій експлуатується споруда. Це обумовлено тим, що пересування та розмноження дислокацій є термоактивним процесом. Характер зміни параметрів  $\sigma_T$ ,  $\sigma_B$  і  $\epsilon$  з урахування температури наведено на рис.1.3.10, де  $T_{nn}$  температура «нульової пластичності», яка для сталі дорівнює  $-190^\circ\text{C} \div -200^\circ\text{C}$ . Аналітичну залежність міцності і пластичності матеріалу можна визначити експонентним законом і для  $\sigma_T$  вона має вигляд:

$$\sigma_T = \sigma_{T20} \cdot \exp \left[ \beta \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_{20}} \right) \right], \quad (1.3.10)$$

де  $\sigma_{T20}$  границя текучості при температурі випробувань  $T_{20} = 20^\circ\text{C}$ ;

$T$  - абсолютна температура деформування (K);

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
 $\beta$  - коефіцієнт температурної чутливості сталі, який залежить від структури і міцності сталі і для сталі Ст3 дорівнює  $\beta = 1/6 \times K$ .

Фізично  $T_{np}$  відповідає температурі, при якій коефіцієнт використання міцності -  $\kappa = \sigma_B / \sigma_T = 1$ , а відносне видовження  $\varepsilon = 0$ . Ця температура називається **температурою нульової пластичності**. Границя текучості при температурі нульової пластичності, дорівнює:  $\sigma_T(T_{np}) \approx 3 \times \sigma_T$ .

Аналіз механічних характеристик матеріалу дозволяє зробити висновок: зниження температури експлуатації конструкцій приводить до підвищення міцності сталі і зниження її пластичності; при цьому встановлено, що при збільшенні жорсткості напруженого стану збільшується коефіцієнт і підвищується температура нульової пластичності.

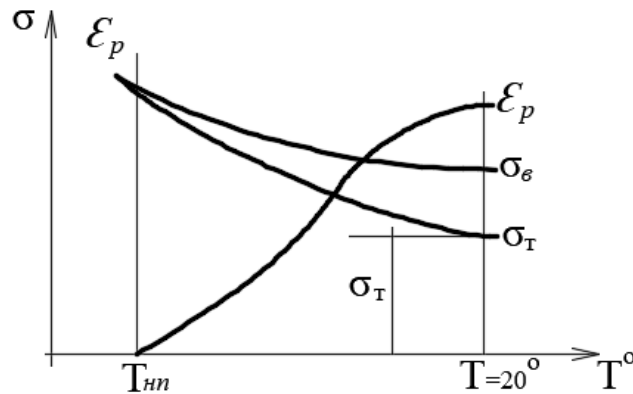


Рис. 1.3.10. Залежність параметрів міцності і пластичності від температури

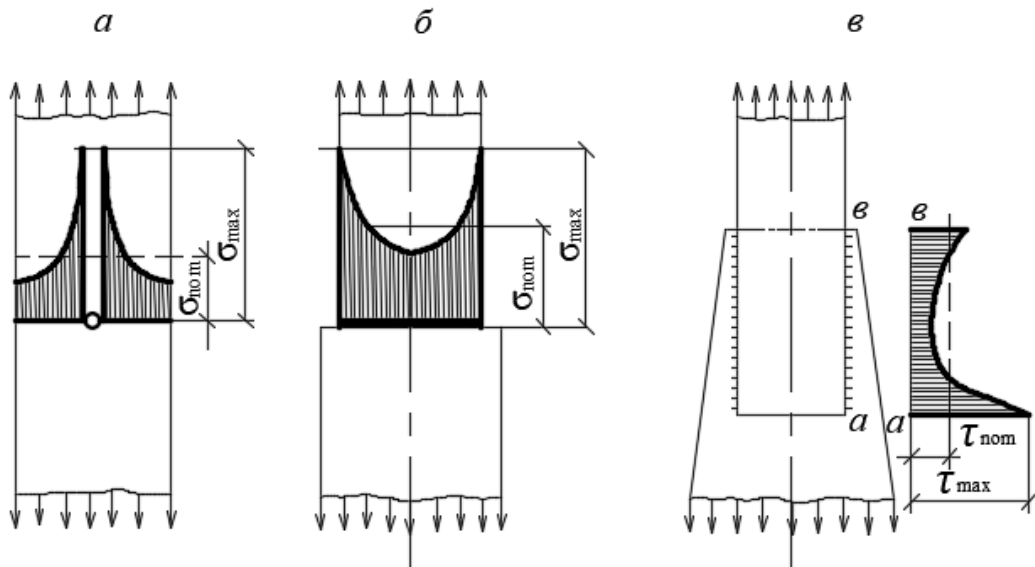
**2.** На характер руйнування сталі також впливає характер прикладання навантажень. Підвищення швидкості прикладання навантажень або ударні навантаження зменшують пластичні деформації при руйнуванні. Це пов'язано з тим, що швидкість розповсюдження пластичних деформацій має кінцеве значення і при великій швидкості прикладання навантажень пластичні деформації гальмуються у своєму прямуванні.

Це приводить до підвищення границі текучості ( $\sigma_T$ ) та зменшуються остаточні пластичні деформації ( $\varepsilon$ ) перед руйнуванням. Залежність величини  $\sigma_T$  від швидкості прикладання навантажень можна подати у вигляді:

$$\sigma_{T(v1)} = (V_1/V_0)^n \times \sigma_{T(v0)}, \quad (1.3.11)$$

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
де  $\sigma_{T(v1)}$  і  $\sigma_{T(v0)}$ , відповідно, границі текучості сталі при швидкостях  $V_1$  і  $V_0 < V_1$ , а  $n$  - експериментальний коефіцієнт.

3. Ще одним, достатньо суттєвим фактором, який впливає на характер руйнування є наявність **концентраторів напружень**. Концентраторами напружень в конструкціях являються зони, в яких відбувається різка зміна щільності або напрямлення силового потоку. До таких зон відносяться: стики елементів, вузли з'єднання елементів і конструкцій, отвори різної форми, надрізи, вирізи та зварні шви. Основні види концентраторів напружень наведені на рис. 1.3.11.

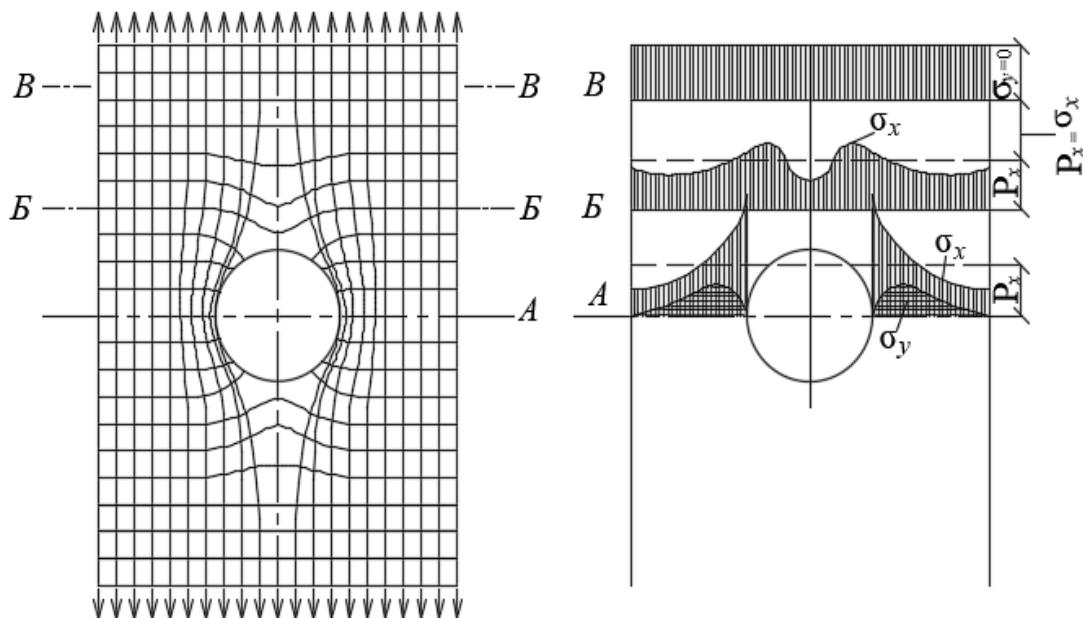


*Рис. 1.3.11. Концентратори напружень в елементах конструкцій.  
отвір (а); стиковий зварний шов (б); зварні з'єднання з фланговими швами (в)*

В теорії опору матеріалів для оцінки напруженого стану елементів конструкції використовується поняття «номінального напруження» ( $\sigma_n$ ), яке визначається без урахування наявності концентраторів напружень рис. 1.3.12. і в практиці його можна виміряти лише в перерізах, в яких відсутні концентратори напружень або на достатній відстані від них чи від місця прикладання навантажень.

В зонах існування концентраторів напружень напруження розподіляються нерівномірно, що приводить до утворення складного напруженого стану, коли  $\sigma_x \neq 0$ ;  $\sigma_y \neq 0$ ;  $\sigma_z \neq 0$ . Ця неоднорідність розподілу напружень має назву «градієнт напружень». Такий напружений стан приводить до суттєвого зменшення

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
 пластичних деформацій не зважаючи на те, що сталь залишається пластичною. Гальмування пластичних деформацій виникає за рахунок складного напруженого стану. Це призводить до локального підвищення міцності сталі в зонах розташування концентраторів напружень.



*Рис. 1.3.12. Характер розподілу напружень в елементах конструкцій при наявності концентратори напружень (отвір)*

Рівень концентрації напружень оцінюються коефіцієнтами: **коефіцієнт концентрації напружень в пружній стадії** і **коефіцієнт концентрації напружень в пружно-пластичній стадії** та **коефіцієнт жорсткості напруженого стану в зонах існування концентраторів**:

- **коефіцієнт концентрації напружень** - це  $K_t = \sigma_{max} / \sigma_n$ , де  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_n$  - максимальне і номінальне (пораховані методами опору матеріалів) значення нормальних напружень. Інтервал зміни коефіцієнта  $K_t$  змінюється в межах  $1 \div 10$ . Крім того коефіцієнт концентрації напружень необхідно рахувати і для дотичних напружень.

- **коефіцієнт жорсткості напруженого стану** в зонах існування концентраторів це  $K_i = \sigma_1 / \sigma_{red}$ , де  $\sigma_1$  і  $\sigma_{red}$  - максимальне головне і приведене напруження. Цей коефіцієнт  $K_i$  рахується для зон існування концентраторів напружень і визначається методами теорії пружності або експериментально.



*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
Приведені напруження  $\sigma_{red}$  визначаються за формулою (1.3.2). Параметри  $K_t$  і  $K_f$  дозволяють визначити рівень максимальних напружень і рівень обмеження пластичних деформацій.

Самим небезпечним концентратором напружень є тріщина, якій відповідає самий високий рівень концентрації напружень з коефіцієнтам концентрації  $K_t \approx 10$ .

При статичних навантаженнях, коли в зонах розташування концентраторів напружень можливий розвиток пластичних деформацій коефіцієнт концентрації  $K_t$  зменшується, напруження вирівнюються і небезпека руйнування практично відсутня. Під час розрахунку конструкцій вплив концентраторів напружень в розрахунках можна не враховувати.

Найбільшу небезпеку наявність концентраторів напружень створюють в конструкціях, **які працюють при дії динамічних і ударних навантажень**. Особливо це небезпечно при експлуатації будівель при низьких температурах. Це пов'язано з тим, що при низьких температурах підвищують жорсткість напруженого стану конструктивної системи, знижуються пластичні властивості матеріалу і це може привести до утворення тріщин крихкого руйнування. Враховувати ці особливості крихкого руйнування необхідно відповідними нормами проектування, які використовуються проектувальниками при конструюванні і виготовленні конструкції.

Окремо необхідно звернути увагу на ще два фактори, які можуть привести до підвищення небезпеки крихкого руйнування сталі - це **наклеп і старіння**.

Кількісно вплив всіх наведених вище факторів на роботу матеріалу у складі конструкції оцінюється за допомогою параметра  $K_C$ , який має назву **ударна в'язкість**. Це дозволить попередити можливість появи крихкого руйнування за рахунок використання холодостійких сталей. Порядок проведення іспитів на ударну в'язкість було наведено в п. 1.2. Згідно з вимогами чинних нормативних документів за базовий показник приймають ударну в'язкість  $K_{CV}$ , визначену при температурі  $+20\text{ }^\circ\text{C}$  на зразках І-го типу з V-подібним надрізом після деформаційного старіння, значення якої становить  $29\text{ Дж/см}^2$  (ДСТУ ISO 148-1:2022). В залежності від класу міцності сталей розбіг параметрів ударної в'язкості знаходиться в інтервалі

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
 $25 \text{ Дж/см}^2 \div 34 \text{ Дж/см}^2$ . Ударна в'язкість матеріалу суттєво залежить від температури, при якій буде експлуатуватись конструкцій, тому для кожної марки сталі необхідно визначати **КС** при різних значеннях температур ( $+20^\circ\text{C}$ ;  $0^\circ\text{C}$ ;  $-20^\circ\text{C}$ ;  $-40^\circ\text{C}$ ) (рис. 1.3.13).

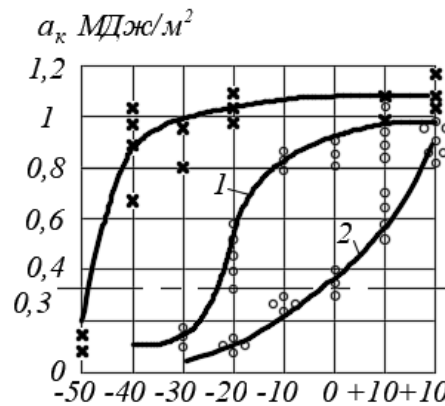


Рис. 1.3.13. Залежність ударної в'язкості від температури випробувань.

1) сталь СтЗкп; 2) сталь СтЗсп; 3) легована сталь.

Температура, при якій значення **КС досягає  $30 \text{ Дж/см}^2$**  для кожної марки сталі називається **порогом холодостійкості ( $T_{хл}$ )**. Так для низькоуглецевої сталі **СтЗкп  $T_{хл} = -20^\circ\text{C}$** ; для **СтЗсп  $T_{хл} = -30^\circ\text{C}$** .

Таким чином основними факторами, які визначають можливий перехід від в'язкого руйнування до крихкого є «жорсткий напружений стан», який наближається до всебічного розтягу являються: зниження температури експлуатації будівлі; ударні та знакозмінні навантаження; наявність концентраторів напруження та фізичні зміни властивостей сталі в процесі експлуатації.

**Ще одним видом руйнування сталі при дії зовнішніх навантажень є руйнування від втоми.** Даний вид руйнування матеріалу може виникати в конструкціях, які підпадають під дію багатократно повторюваних навантажень і впливів. При дії даного типу навантажень в зонах неоднорідності матеріалу (зони накопичення дислокацій) починають накопичуватись мікропластичні деформації (пересування та розмноження дислокацій). Це приводять до зародження та розвитку тріщин, які при багатократно повторюваних навантаженнях збільшуються у розмірах до тих пір поки зменшений переріз не руйнується в'язко або крихко. На

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
даному етапі вид руйнування відповідає руйнуванню при напруженому стані, який виникає при дії сил розтягу. Схема руйнування від втоми при розтягу сталевого зразка з в'язким характером руйнування на останньому етапі наведено на рис. 1.3.7.

Утома металу - це зниження міцності сталі при змінних, багатократно повторюваних навантаженнях. Вперше дослідження у цьому напрямку були проведені в 1856 р. дослідником Веллером для колісних пар потягу. За результати проведених досліджень була побудована залежність величини руйнівного навантаження від кількості циклів навантаження (рис. 1.3.14).

Цикл навантаження (напруження) при дії не статичного навантаження - це одноразова зміна навантаження (напруження), що відповідає повному періоду його зміни.

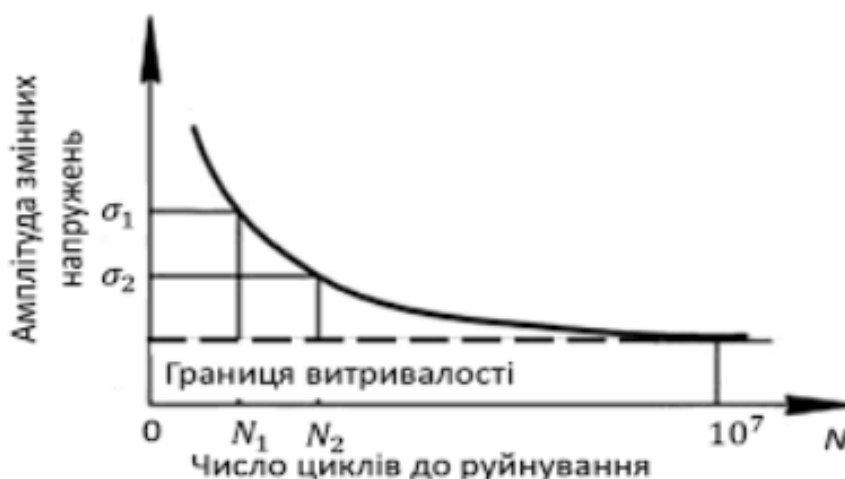


Рис. 1.3.14. Залежність руйнівного напруження сталі від кількості циклів навантаження

Наведена на рис 1.3.14 залежність має асимптотичний характер. При циклічних навантаженнях руйнування відбувається при напруженнях значно нижчих, ніж межа міцності при розтягуванні. Аналіз проведених випробувань дозволяє зробити висновок, що при кількості циклів  $N \geq 5 \div 7$  мільйонів подальше зменшення руйнівного напруження не відбувається.

Напруження, при яких матеріал здатен чинити опір руйнуванню при дії багатократно повторюваних навантажень і впливів називається витривалістю.

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
 Межею витривалості  $\sigma_p$  називають максимальне напруження, при якому матеріал здатен чинити опір руйнуванню при достатньо великій кількості повторень змінних дій. Значення межі витривалості  $\sigma_p$  визначається експериментально шляхом випробувань, які проводяться на пульсаторах з використанням стандартних зразків. Аналіз проведених випробувань дозволяє визначити основні фактори, які впливають на величину межі витривалості:- це температура навколишнього середовища; форма і розміри елементів, які входять до складу конструкції; способи обробки деталей; коефіцієнт концентрації напружень; вид напруженого стану; закон зміни навантажень в часі або коефіцієнт асиметрії циклу.

Коефіцієнтом асиметрії циклу ( $\rho$ ) називається співвідношення мінімального та максимального напружень з урахуванням їх знаків (рис. 1.3.15).

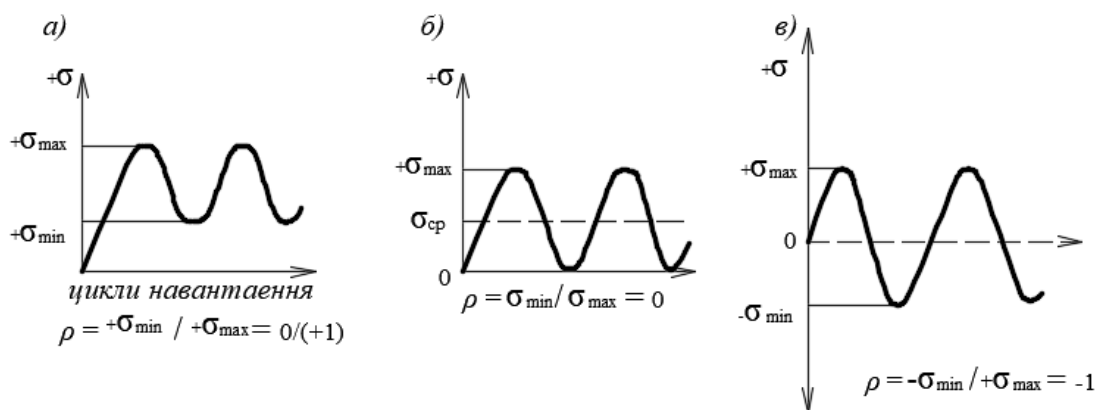


Рис. 1.3.15. Типи циклів дії навантажень: однозначний цикл (а); повний однозначний цикл (б); повний знакозмінний цикл (в)

Розрахунок конструкцій на витривалість можна представити в узагальненому вигляді:

$$\sigma_i = \sigma_p = a \frac{\sigma_T}{b - \rho}, \quad (1.3.12)$$

де  $\sigma_T$  - границя текучості,

$\sigma_i$  - напруження в елементі,

$\sigma_p$  - границя витривалості,

$a$  - параметр, який залежить від рівня концентрації напружень,

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
 $\nu$  - параметр, який залежить від конструктивних особливостей елементів які входять до складу конструкції;

$\rho$  - характеристика циклу.

Найбільш небезпечним є симетричний знакозмінний цикл, для якого  $\rho = -1$ .

Сталеві конструкції та елементи, які безпосередньо сприймають багатократно діючі рухомі, вібраційні чи іншого виду змінні навантаження з кількістю циклів навантажень  $10^5$  і більше, що можуть призвести до явища утомленості, слід проектувати з врахуванням вимог до матеріалу, технології виготовлення, із застосуванням конструктивних рішень, що не викликають значної концентрації напружень, і перевіряти розрахунком на витривалість.

До конструкцій такого типу слід відносити: балки кранових колій, балки робочих площадок, елементи конструкцій бункерних і розвантажувальних естакад, конструкції, на яких встановлені двигуни, конструкції висотних споруд (типу антен, димових труб, щогл, башт тощо), підйомно-транспортні споруди, інші конструкції, що сприймають динамічні змінні навантаження.

Кількість циклів навантажень слід приймати за технологічними вимогами експлуатації або існуючими даними з історії навантаження. Сталеві конструкції та їх елементи, які безпосередньо сприймають навантаження з кількістю циклів навантажень меншою за  $10^5$ , слід проектувати з застосуванням конструктивних рішень, що виключають значну концентрацію напружень.

Для характерних умов експлуатації конструкції виділяються типові проєктні режими навантаження, які повинні відображати основні закономірності зміни рівня і повторюваності змінних напружень у її елементах.

Розрахунок сталевих конструкцій на витривалість виконується у формі оцінювання довговічності  $T$  (терміну служби), при якій виконується умовна міцність

$$a_T \leq 1, \quad (1.3.13)$$

де  $a_T$  - накопичене пошкодження від утомленості за термін служби  $T$

В залежності від умов експлуатації конструкції виділяються типові проєктні режими навантаження, які повинні відображати основні закономірності зміни рівня і

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
повторюваності змінних напружень у її елементах.

### Основні параметри для розрахунку.

#### 1. Амплітуда циклічного навантаження:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \quad (1.3.14)$$

#### 2. Середнє напруження циклу:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \quad (1.3.15)$$

#### 3. Кількість циклів: $n_i$ - очікувана кількість повторень навантаження протягом експлуатації.

#### 4. Межа витривалості сталі $\sigma_e$ - напруга, при якій матеріал витримує $2 \cdot 10^6$ циклів без руйнування (для сталі С235 - С355: $\sigma_e \approx 0.4-0.5 \sigma_T$ ).

#### 5. Критерії руйнування від втоми. Для елементів із середнім напруженням для визначення критерії руйнування від втоми використовується критерій

Гудмана:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_e} + \frac{\sigma_m}{\sigma_T} \leq 1 \quad (1.3.16)$$

де:  $\sigma_a$  - амплітуда циклу,

$\sigma_m$  - середнє напруження,

$\sigma_e$  - границя витривалості для матеріалу,

$\sigma_T$  - границя текучості сталі.

Якщо нерівність виконується - елемент витривалий до руйнування від втоми.

Метод Мора застосовується для комплексних напружень (згин + осьова сила):

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{\sigma_a^2 + 4\tau_a^2} \quad (1.3.17)$$

#### 6. Коефіцієнти для розрахунку. Для підвищеної надійності враховують.

Концентрацію напружень:

$$\sigma_e^* = \frac{\sigma_e}{k_{\text{con}}} \quad (1.3.18)$$

де  $k_{\text{con}}$  - коефіцієнт концентрації (1,0-2,0 для різних вузлів).

$$\sigma_e^* = \sigma_e \cdot k_{surf} \quad (1.3.19)$$

де  $k_{surf} \approx 0.7-0.9$  для будівельних сталей з нормальною обробкою.

Вплив температури та режимів навантаження враховується коефіцієнтом  $k_T$ .

### 7. Порядок перевірки.

1. Визначити максимальні та мінімальні напруження в елементі:  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$ .
2. Обчислити амплітуду циклу:  $\sigma_a = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / 2$ .
3. Обчислити середнє напруження циклу:  $\sigma_m = (\sigma_{max} + \sigma_{min}) / 2$ .
4. Визначити границю витривалості матеріалу  $\sigma_e$  із таблиць ДСТУ EN 1993-1-9.
5. Врахувати коефіцієнти концентрації, поверхні та температури.
6. Перевірити критерій втомної витривалості згідно (1.3.16), (1.3.17)
7. Якщо умови не виконуються - збільшити переріз, або зменшити навантаження, або змінити деталь конструкції.

Можна застосовувати аналітичні методи або чисельне моделювання в ANSYS, SCAD, LIRA використовуючи історію циклів навантажень.

#### Характер руйнування сталі залежить від:

- напруженого стану конструкції, який залежить від характеру навантаження;
- швидкості прикладання навантажень;
- повторюваності навантажень;
- температури деформування;
- конструктивних особливостей елементів конструкцій.

Особливу увагу необхідно звернути на те, що вид руйнування це не властивість сталі, а відображення її стану в процесі руйнування.

#### **1.4. Сортамент виробів зі сталі**

Металургійні заводи постачають сталь для виготовлення сталевих конструкцій у вигляді набору виробів певних профілів. Каталог виробів одного профілю із зазначенням розмірів, допусків і геометричних характеристик називається сортаментом і оформлюється у вигляді державних стандартів (ДСТУ) або відомчих технічних умов (ТУ) [53].

ДБН [1] встановлює основні вимоги до виготовлення і застосування сталевих конструкцій в Україні.

ДСТУ EN 1993-1-1 [8] регламентує проектування сталевих конструкцій та використання сортаменту профілів.

ДСТУ EN 10025 [28-30], ДСТУ EN 10210 [31-32] встановлює вимоги до гарячекатаних сталевих профілів.

ДСТУ EN 10219 [33-34] - нормативи для холодногнутих профілів.

Сортаментом прокату називають весь набір профілів, які використовуються при виготовленні конструкцій, а самі окремі профілі - первинними елементами. Основний спосіб виробництва сталевих профілів - гаряча прокатка на станах металургійних заводів. Такі профілі називають гарячекатаний. Широке поширення отримав також спосіб холодного формування виробів - гнуті профілі. Вони поставляються деякими металургійними заводами або виготовляються на заводі металевих конструкцій (останні випускають і зварні профілі).

Перший вітчизняний сортамент гарячекатаних профілів був розроблений в 1910. Сучасний сортамент відрізняється від початкового і постійно вдосконалюється.

Економічність будь-якого прокатного профілю залежить від його форми і градації профілів в сортаменті.

Як приклад розглянемо прокатні і зварні балки, що працюють на згин. При проектуванні сортаменту зварних або прокатних профілів балок, які працюють на згин розробники сортаменту прагнуть до оптимального використання стали. При цьому необхідно так розподілити метал по перетину, щоб отримати найбільший



**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
 момент опору  $W_x$ . Критерієм оптимальності може служити, наприклад, вимога, щоб відношення моменту опору до площі балки  $A$  було максимальним:

$$\alpha_1 = W_x / A \quad (1.4.1)$$

Проаналізуємо цю вимогу на прикладі зварної двотаврової балки, показаної на рис. 1.4.2,б-в.

Площа поперечного перерізу балки:

$$A = h_w t + 2b_f t_f \quad (1.4.2)$$

Решта геометричних характеристик визначимо наближено, вважаючи що висота балки  $h$  дорівнює висоті стінки балок  $h_w$  і нехтуючи моментами інерції поясів щодо власних осей. В цьому випадку моменти інерції  $I_x$  та момент опору балки  $W_x$  можна порахувати за формулами:

$$I_x \approx \frac{t h^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h}{2}\right)^2; \quad W_x = 2I_x / h \approx t h^2 / 6 + 2b_f t_f \left(\frac{h}{2}\right) \quad (1.4.3)$$

Перетворимо останній вираз наступним чином:

$$W_x = \frac{h}{2} \left( \frac{t h}{3} + 2b_f t_f + \frac{2}{3} t h - \frac{2}{3} t h \right) = \frac{h}{2} \left( A - \frac{2}{3} t h \right) \quad (1.4.4)$$

У цьому випадку коефіцієнт

$$\alpha_1 = W_x / A = \frac{h}{2} \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{A_w}{A} \right) = \frac{h}{2} \left( 1 - \frac{2}{3} k \right), \quad (1.4.5)$$

де  $k = A_w / A$  - відношення площі стінки балки до загальної площі балки. З формули (1.4.5) випливає, що коефіцієнт  $\alpha_1$  буде тим більше, чим менше товщина стінки. При заданій висоті балки стінку слід робити максимально тонкою. Висновок справедливий і для прокатних двотаврів. Мінімальна товщина стінки обмежена вимогами її стійкості в стислій зоні при вигині або умовами прокату. Можна порівнювати фактичний момент опору двотавра з моментом опору фіктивного двотавра, у якого відсутня стінка, а весь матеріал зосереджений в поясах. Моменти інерції і моментопору такого двотавру дорівнює:

$$I_x \approx 2b_f t_f \left(\frac{h}{2}\right)^2; \quad W_x = 2I_f / h \approx b_f t_f h . \quad (1.4.6)$$

Критерієм оптимальності при такій оцінці двотавру є відношення моменту опору реального профілю до фіктивного:

$$\alpha_2 = W_x / W_f = W_x / b_f t_f h . \quad (1.4.7)$$

Балка тим ближче до ідеальної, чим  $\alpha_2$  ближче до одиниці.

При інших умовах розрахунку оптимальність розподілу матеріалу буде іншою. Наприклад, для стислих стрижнів найбільш важливим є радіус інерції. Можна розглядати як умову оптимальності профілю відношення радіуса інерції до площі перетину:

$$\alpha_3 = i / A . \quad (1.4.8)$$

Згідно з цим критерієм найбільш економічним профілем є тонкостінна труба. Другий фактор економічності сортаменту прокатних профілів - градація типорозмірів. Цей фактор можна оцінити з двох позицій - виробника і споживача. Дрібна градація профілю і малий обсяг прокату не економічні для виготовлення, так як часта переналагодження прокатних станів призводить до їх простоїв та зростанню трудомісткості і вартості. Для споживачів дрібна градація вигідна при проектуванні, так як забезпечує підбір перетинів без зайвих запасів міцності. Однак, при виготовленні конструкцій це перевага втрачається, так як потрібні великі запаси металу на складах заводів металевих конструкцій, ускладнюється виготовлення, збільшуються трудомісткість і вартість. Компромісним є скорочений сортамент, що враховує, по можливості, вигоди обох сторін. Скорочений сортамент складений на основі вивчення практики проектування, можливостей виготовлення і постачання профілів, обсягів застосування різних профілів і марок сталей. Він рекомендується для проектування всіх несучих сталевих конструкцій будівель і споруд, крім серійної продукції, де його використання може призвести до значних перевитрат стали.

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Гарячекатані профілі випускаються по більш ніж 30 каталогах. Нижче наведена коротка характеристика найбільш поширених профілів, які застосовуються при виготовленні сталевих конструкцій.

**Листовий прокат** (див. рис. 1.4.1).

**Товстолистова сталь.**

Українські стандарти: товщина: 4-160 мм, ширина: 700-3800 мм, призначення: конструкційне застосування в несучих елементах.

Європейські стандарти (EN 10025 / EN 10130): товщина: аналогічно 3-200 мм (EN 10025-2: сталь S235-S355), ширина: до 3000-4000 мм, типи: гарячекатаний конструкційний прокат (S235, S275, S355). Призначення: балки, колони, обшивки, котли, суднобудування.

Відмінності - товщина та ширина співпадають у більшості випадків. Європейські стандарти більше деталізують марку сталі за механічними властивостями.

**Універсальна сталь.**

Українські стандарти: товщина: 6-160 мм, ширина: 160-1050 мм. Особливість: прокатні бічні кромки - зменшення трудомісткості виготовлення.

Європейські стандарти: товщина: 5-160 мм, ширина: 100-1250 мм. Призначення: конструкційні профілі, балки, каркаси. Кромки: стандартно обробляються, але «прокатні кромки» не завжди згадуються у EN.

Відмінності - EN приділяє більше уваги контролю механічних властивостей і допускам на товщину та площину. Український стандарт робить акцент на технологічних особливостях кромки для полегшення складання конструкцій.

**Тонколистова сталь.**

Українські стандарти: товщина: 0,5-4 мм, ширина: 500-3000 мм. Використання: гнуті профілі, настили, гнуто-зварні елементи.

Європейські стандарти EN 10130, EN 10131 [40,41]: товщина: 0,35-3 мм (холоднокатаний), ширина: 500-2000 мм. Призначення: холоднокатаний лист, гнуті профілі, облицювання, настили.

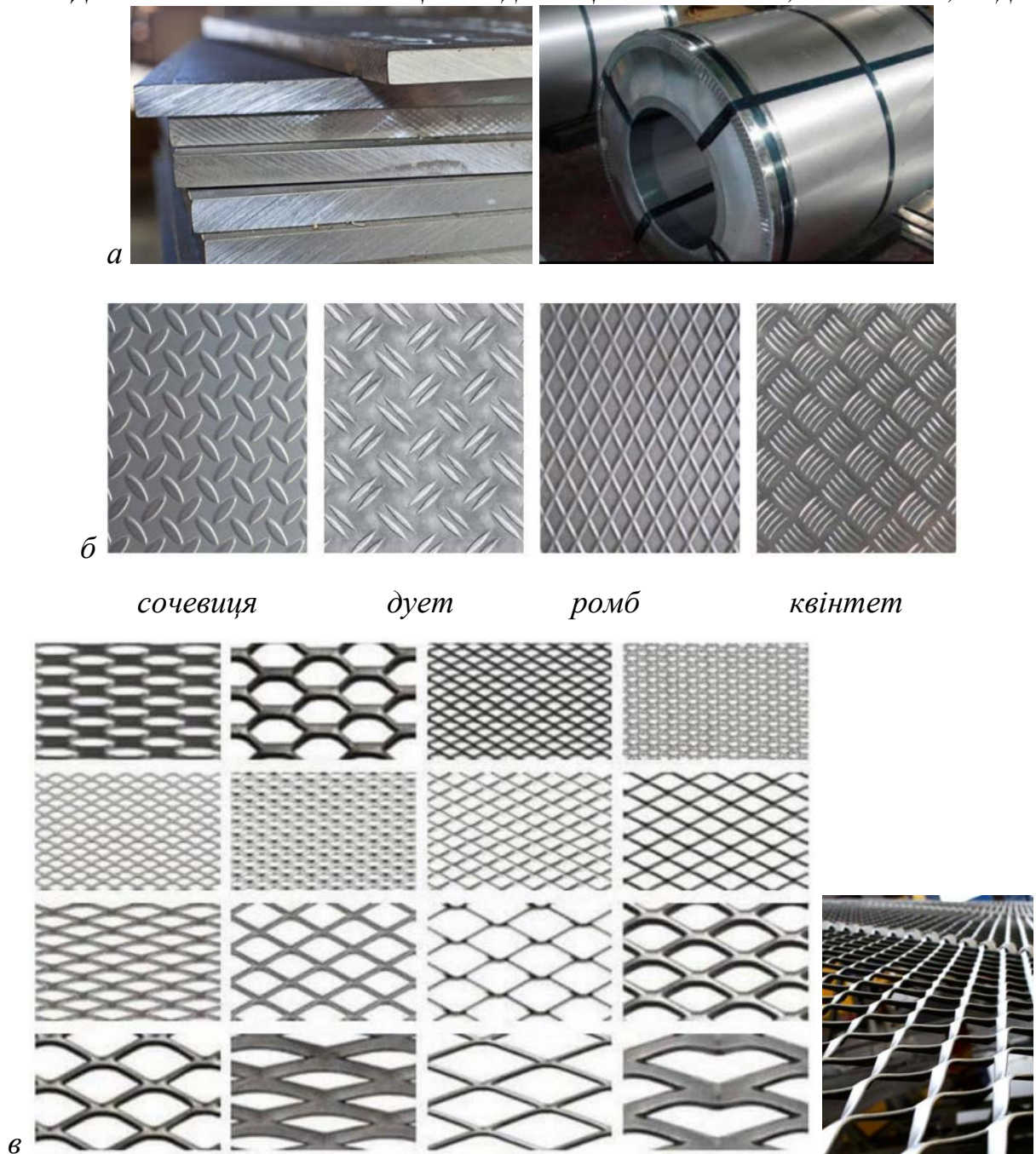


Рис. 1.4.1. Листовий прокат (а), рифлена сталь (б) та просічно-втяжна сталь (в)

Українські норми допускають трохи більші значення товщини та ширини. Європейські стандарти EN більш жорсткі щодо допусків максимально допустимих відхилень від ідеальної площини, а також вимагають вищої точності в частині механічних властивостей матеріалів.

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
**Спеціальні види листового прокату.**

Українські стандарти: рифлена сталь, просяно-витяжні листи. Застосування: майданчики, сходи, настили.

Європейські стандарти EN 10051, EN 10143, EN 10131 [41-43]: рифлені / перфоровані листи: EN 10051 (лист із підвищеною несучою здатністю).

Витяжні - тиснені листи: застосовуються для сходів і майданчиків (EN 10143 - профільовані плити). Стандарти задають розміри та висоти рифлення, товщину та механічні властивості.

Відмінності - Українські стандарти описують призначення та технологічну зручність. Європейські стандарти детально регламентують розміри рифлень, допуски та мінімальні механічні характеристики.

В Україні класифікація листового прокату більше орієнтована на технологію виробництва та розмірні характеристики. Європейські стандарти деталізують механічні властивості, допуски та контроль якості, а також регламентують застосування для конкретних конструктивних елементів.

**Кутовий профіль:** а) кутики сталеві гарячекатані рівнополочкові по ДСТУ 2251:2018 (див. Рис. 1.4.2,а) кутики сталеві гарячекатані нерівнополочкові (див. Рис. 1.4.2,а) по ДСТУ 8769:2018. Матеріал: гарячекатана сталь.

Кутовий профіль має наступне позначення:

└ b×t (мм) - рівнополочковий кутик,

└ b1×b2×t (мм) - нерівнополочковий кутик.

Габаритні розміри кутиків змінюються в інтервалі:

• для рівнополочкових кутиків:

$b=40\div 250$  мм,

$t=(1/16 \div 1/18) b$ .

• для кутиків з різними полочками:

$b1 = 40\div 200$  мм,

$b1/b2 = 1,6$ ,

$t1=(1/16 \div 1/18) b1$ .

Довжина профілю поставляється в межах - 12000 ÷ 18000мм.

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
У Eurocode (EN 10056-1 / EN 10025-2) для рівнополичкових гарячекатаних кутиків  $\perp$   $b \times t$  діапазон сторін:  $b = 30-250$  мм приблизно збігається з українськими; товщина  $t$ : 3-25 мм - залежно від бічної сторони; сталь: S235, S275, S355. Допуски на товщину, ширину та прямолінійність регламентуються EN 10056-2. Рекомендована довжина: 6-12 м для транспортування часто менше, ніж в Україні.

Відмінності: у Eurocode більш чіткі механічні властивості сталі; допуски на прямолінійність і відхилення сторін більш жорсткі, довжина стандартна для транспортних обмежень, українські кутики можуть поставлятися довшими.

У Eurocode застосовуються нерівнополичкові кутики L  $b_1 \times b_2 \times t$  (EN 10056-1). Співвідношення сторін у Європі:  $b_2/b_1 = 1,2-2,0$  (збігається). Допуски на товщину і ширину регламентуються EN 10056-2. Сталь: S235, S275, S355.

Стандарти Eurocode надають більш деталізовану класифікацію сталі за її механічними та фізичними властивостями. Українські стандарти, натомість, роблять акцент на геометричних параметрах, зокрема на співвідношенні сторін профілю ( $b_2 : b_1 = 1,6$ ).

**Двотаври з ухилом полиць** (див. Рис. 1.4.2,б) також відомі як двотаври з конусними полицями за українськими стандартами ДСТУ 8768:2018 позначаються номером, що відповідає їх висоті в сантиметрах. Наприклад, двотавр №10 має висоту 100 мм. Висота від 100 мм до 600 мм. Ширина полиць залежить від висоти профілю, але зазвичай менша порівняно з шириною полиць у двотаврів з паралельними гранями. Мінімальна товщина стінки у великих двотаврів може досягати 1/55 висоти профілю. Двотаври з ухилом полиць застосовуються в конструкціях, де важлива економія матеріалу при збереженні необхідної жорсткості. Це легкі балки в будівництві; конструкції, що піддаються, переважно, навантаженням в одній площині; елементи, де важлива знижена маса при достатній міцності.

**Інші двотаврові профілі.** Залежно від співвідношення головних розмірів - висоти двотавра і ширини полиці ( $h$  і  $b$ ) двотаври з паралельними гранями полиць поділяються на балкові, широкополочкові, колонні (див. Рис. 1.4.2,в):

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

- балкові двотаври мають в позначенні індекс Б (І 50Б1; І 50Б2 і т.д.) перша цифра - позначає висоту  $h$
- широкополичкові позначаються літерою Ш (І 50Ш1; І 50Ш2 і т.)
- колонні двотаври в позначенні мають букву К (І 40К1 або І 40К2), висота колонних двотаврів дорівнює  $h = 200 \div 400$  мм; співвідношення  $b = h$ .
- для двотаврів додаткової серії додається буква Д до індексу профілю (наприклад, БД, ШД), щоб відрізнити додаткові елементи від основних серій.

Висота двотаврів залежить від серії:

- балкові (Б): приблизно 100-500 мм;
- широкополичкові (Ш): приблизно 100-600 мм;
- колонні (К): приблизно 200-1000 мм.

В межах одного номера двотаври відрізняються один від одного шириною полички.

Монорельсові двотаври (ДСТУ 8807:2018) використовуються як основні несучі елементи в монорельсових кранових коліях та підкранових балках. Мають підвищену жорсткість і точність геометричних розмірів у порівнянні зі стандартними двотаврами. Позначаються буквою «М» у маркуванні профілю.

ДСТУ 9295:2024 «Двотаври сталеві зварні» встановлює технічні вимоги та сортамент для сталевих зварних двотаврів з межею текучості до 460 МПа, призначених для використання у будівельних конструкціях. Зварні двотаври використовуються там, де стандартні гарячекатані профілі не відповідають конструктивним вимогам (нестандартна висота, ширина, товщина полиць). Дозволяють економити метал і створювати профілі великої висоти, недоступної у гарячекатаному сортаменті.

Українські двотаври мають буквені індекси (Б, Ш, К), тоді як Eurocode використовує серії IPE, HEA, HEB, HEM (EN 10365 / EN 10034 / EN 10025).

Європейські стандарти класифікують двотаври серіями. Балкові (IPE) - стандартні балки перекриттів і каркасів; висота 80-600 мм, ширина полиць 46-210 мм.

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Широкополічкові (НЕА) - балки з широкими полицями для кращого опору згину; висота 100-1000 мм, ширина полиць 96-300 мм.

Колонні (НЕВ) - колони та несучі опори; висота 100-1000 мм, ширина полиць 100-300 мм.

Колонні (НЕМ) - колони з широкими поясами для підвищеної стійкості; висота 100-1000 мм, ширина полиць 120-360 мм.

Допуски на товщину полиць і стінок, прямолінійність та паралельність регламентуються EN 10034. Матеріал - гарячекатана сталь марок S235, S275, S355. Довжина поставки зазвичай 6-12 м.

Висота в Україні 200-1000 мм (для колон 200-400 мм), у Eurocode 100-1000 мм (ІРЕ до 600 мм, НЕА/НЕВ/НЕМ до 1000 мм).

Ширина полиць в Україні регламентується співвідношенням  $b/h$  (балкові  $b < h$ , широкополочні  $b \sim h$ , колонні  $b \geq h$ ,  $b/h > 1$ ). Додатково, для визначення товщини полиць, іноді використовують градацію цифрами 1, 2, 3 (від тонких до товстих полиць).

За Eurocode (EN 1993 + EN 10365) ширина полиць строго регламентована для кожної серії:

- для ІРЕ, ІРН, НЕА, НЕВ, НЕМ існують чіткі номінальні розміри полиць, що відповідають жорсткості і призначенню профілю.
- відхилення від номінальних розмірів допускаються лише в межах нормованих допусків.

Допуски: Eurocode регламентує прямолінійність, паралельність полиць і товщину; ДСТУ допускає більшу гнучкість у виробництві.

**Швелери сталеві гарячекатані** ДСТУ 3436-96, ДСТУ 8806:2018 поділяють на швелери з похилими гранями полиць «У» (рис. 1.4.2, г) та з паралельними гранями полиць «П» (рис. 1.4.2, д). Швелери як і двотаври, мають номери, які дорівнюють їх висоті в сантиметрах. Прокочуються швелери від 6 до 40-двох типів: з похилими внутрішніми і паралельними гранями полиць.



*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
Позначення: [№20 - номер швелера позначає його висоту  $h$  в см ( $h=40\div 400$  мм; співвідношення  $t/h \approx 1/55$ ). Таке співвідношення між висотою швелера і товщиною стінки призначається виходячи з вимоги забезпечення місцевої стійкості стінки. Швелери виготовляють довжиною 6 м, 9 м, 12 м. Найбільш поширені довжини поставки - 6 м і 12 м.

Великою перевагою швелера є наявність вільної стінки, що дозволяє безперешкодно кріпити їх до інших елементів. Використовуються швелера в перерізах балок, колон або в складі важких стрижневих конструкцій (елементи мостів, рами в будівлях з великими прольотами і т.д.).

Особливість швелерів з паралельними гранями полиць (П) - внутрішні грані полиць розташовані строго паралельно, на відміну від швелерів з ухилом полиць. Позначення - літера «П» (наприклад, Швеллер 20П). Висота  $h = 50-400$  мм; ширина полиць  $b = 32-115$  мм; товщина стінки  $s = 4,4-15$  мм.

Переваги швелерів з паралельними гранями полиць (П):

- зручніші для монтажу й стикування з іншими елементами;
- більш точна геометрія;
- краще сприймають зварювання й болтові з'єднання.

**Швелери в Eurocode** ДСТУ EN 10365:2022 - гарячекатані швелери (U-профілі / channels) стандартизовані як UPE, UPN: UPE - швелери з паралельними гранями полиць, UPN - швелери з похилими гранями полиць.

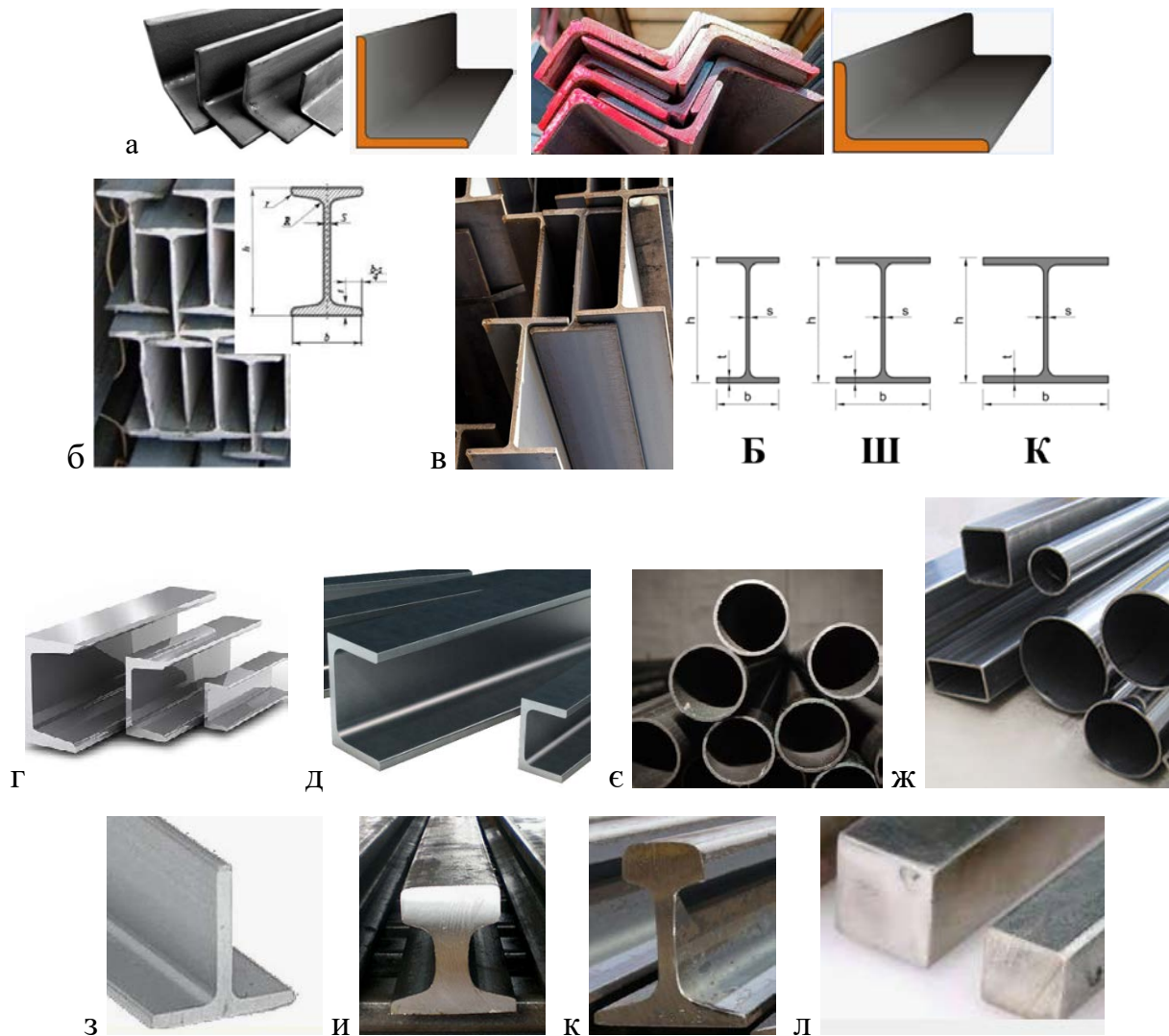
Номер серії зазвичай збігається з висотою профілю ( $h$ ) але в міліметрах, наприклад, UPE 200 - висота 200 мм. Габарити: висота  $h = 80-400$  мм (залежно від серії), ширина полиць  $b = 40-100$  мм, товщина  $t$  залежить від серії та умов стійкості,  $t/h = 1/50-1/60$  (аналог українських профілів). Довжина поставки: зазвичай 6-12 м.

Українські гарячекатані швелери майже повністю відповідають серіям UPE/UPN Eurocode. Основна різниця - формат позначення.

**Труби.** Випускають два види трубчастих профілів: гарячекатані (рис. 1.4.2,є) за ГОСТ 8732 - 78 - ДСТУ 8938:2019 - від 25x2,5 (діаметрами 25 мм при товщині

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
перетину 2,5 мм) до 550x75 мм та електрозварні (ГОСТ 10704-91 ДСТУ EN 10217  
зварні сталеві труби.

ДСТУ EN 10219 [33-34] холодногнуті профілі і труби - від 8x1 мм до 1620x16 мм. Прийнято наступне позначення для труби  $\varnothing D \times t$ , де  $D$ - зовнішній діаметр труби;  $t$ - товщина труби.



*Рис. 1.4.2. Профілі: кутики рівнополичкові і нерівнополичкові (а); двотаври з похилими гранями полиць (б); двотаври з паралельними гранями «Б», широкополичкові «Ш», колонні «К» (в); швелери з похилими «У» (г) і паралельними гранями полиць «П» (д); труби гарячекатані (е) та електрозварні (ж); таври (з); рейки кранові (и) та залізничні (к); квадрат (л)*

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Безшовні труби марки Ст.20 з зовнішнім діаметром від 25 до 550 мм застосовуються для радіовеж, опор ЛЕП, теплиць, пересувних лісів.

Електрозварні труби великого діаметра із зовнішнім діаметром від 426 до 1420 мм використовуються для газопроводів.

Максимальна відправна довжина труби складає 12000 мм. Завдяки симетричності перерізу і великий його жорсткості труби є економічним профілем для елементів, що працюють на центральний стиск, вони мають високу корозійну стійкість за умови герметизації внутрішніх поверхонь. До недоліків цього профіля необхідно віднести наявність конструктивних і технологічних труднощів при вирішенні вузлів сполучення елементів з труб та їх великий дефіцит.

Гарячекатані труби підпадають під EN 10210 (зварні та цільнотягнуті гарячекатані профілі для конструкцій). Діаметри та товщини регулюються стандартом EN 10210-1/2 (наприклад,  $D = 21,3-610$  мм,  $t = 2,6-50$  мм). Сталь: S235, S275, S355, S420, S460, з механічними характеристиками, що регламентуються EN 10210-2.

**Таври сталеві гарячекатаний з паралельними гранями полиць** (див. Рис. 1.4.2,з) поділяються на: балкові - Б; широкополичкові - Ш (ДСТУ EN 10055:2006). Позначення аналогічні позначенням, які прийняті в двотаврах з паралельними гранями полиць - перші дві цифри - висота  $h$ , букви - тип тавра, цифри 1,2,3 - градація товщини. Область раціонального застосування таких таврів це пояса ферм, зварні підкранові балки, ребра жорсткості  $b=150\div 400$  мм;  $h= 100\div 500$  мм.

У Єврокодах/EN немає окремої серії "Т-профілів", як це є в деяких національних стандартах. Т-профіль зазвичай отримують як половину І профілю (двотавра) або з гарячекатаного листа з паралельними полицями.

**Рейкова сталь спецпризначення** (ДСТУ 4344:2004, EN 13674) - для підкранових колій (рис. 1.4.2,и), транспортних систем (рис. 1.4.2,к). Для підкранових колій використовуються кранові рейки профілів типу Кр50, Кр60, Кр70, Кр80, Кр100, Кр120, Кр140. Рейки застосовуються як напрямні елементи для підвісних та мостових кранів, забезпечують надійність і безпеку руху крана по колії.

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Порівняно менше застосовуються такі профілі, як квадрат (рис. 1.4.2, л) від 40x40 до 120x120 мм; монорейки для сприйняття навантажень від підвісних кранів малої вантажопідйомності та кран - балок (наприклад 24М, 30М).

Крім прокатних профілів, в даний час, в будівництві широко застосовуються **гнуті штамповані профілі** (19771-74 ; 19772-74 ; 8278-75 - ДСТУ 2254-93 ДСТУ 2255-93 ДСТУ 8806:2018). Гнуті профілі виготовляють з листової сталі холодним гнуттям на спеціальних станах. Профілі можуть бути відкритими або замкнутими (рис. 1.4.3).

**Холодногнуті профілі** (ДСТУ Б В.2.6-9:2008, EN 10162:2003) - швелери, двотаври, Z- та С-профілі, що формуються без нагрівання.

Холодногнуті профілі виготовляються на роликкових станах, зокрема заводом «Запоріжсталь», із листової сталі товщиною від 2 до 6 мм. Сортамент включає: гнуті швелери, коритоподібні профілі, С-подібні профілі, гнуті рівнополочкові та нерівнополочкові кутики, фасонні профілі.

Ці профілі застосовують як розпірки та в'язі довжиною до 12 м, а також для елементів світлових ліхтарів, фахверку та віконних прорізів.

Технічні вимоги до холодногнутих профілів наведені в ДСТУ Б В.2.6-9:2008 (гармонізований з EN 10162:2003).

**Гнуті штамповані профілі.** Кутики сталеві гнуті рівнополочкові (рис. 1.4.3,а) по ДСТУ 2254-93 і кутики сталеві гнуті нерівнополочкові (рис. 1.4.3,б) по ДСТУ 2255-93; сталеві гнуті С - образні по ГОСТ 8282-83 ДСТУ EN ISO 15614-1:2017.

Швелери сталеві рівнополочкові (рис. 1.4.3,в) по ДСТУ 8806:2018 і нерівнополочкові (рис. 1.4.3,г) ДСТУ 8808:2018; прямокутні (рис. 1.4.3,є) і квадратні труби (рис. 1.4.3,д) по ТУ 14-2-456-82; «С-профілі» (рис. 1.4.3,ж), омега-профілі (рис. 1.4.3,з) та інші, які виготовляються за допомогою холодної штамповки з тонколистового прокату на спеціальних пресах. Максимальна товщина елементів складає  $t \leq 8$  мм. Сортамент гнутих профілів постійно удосконалюється.

Застосування гнутих профілів дає економію сталі до 15% і знижує трудомісткість виготовлення, їх широко використовують в несучих і огорожувальних конструкціях.

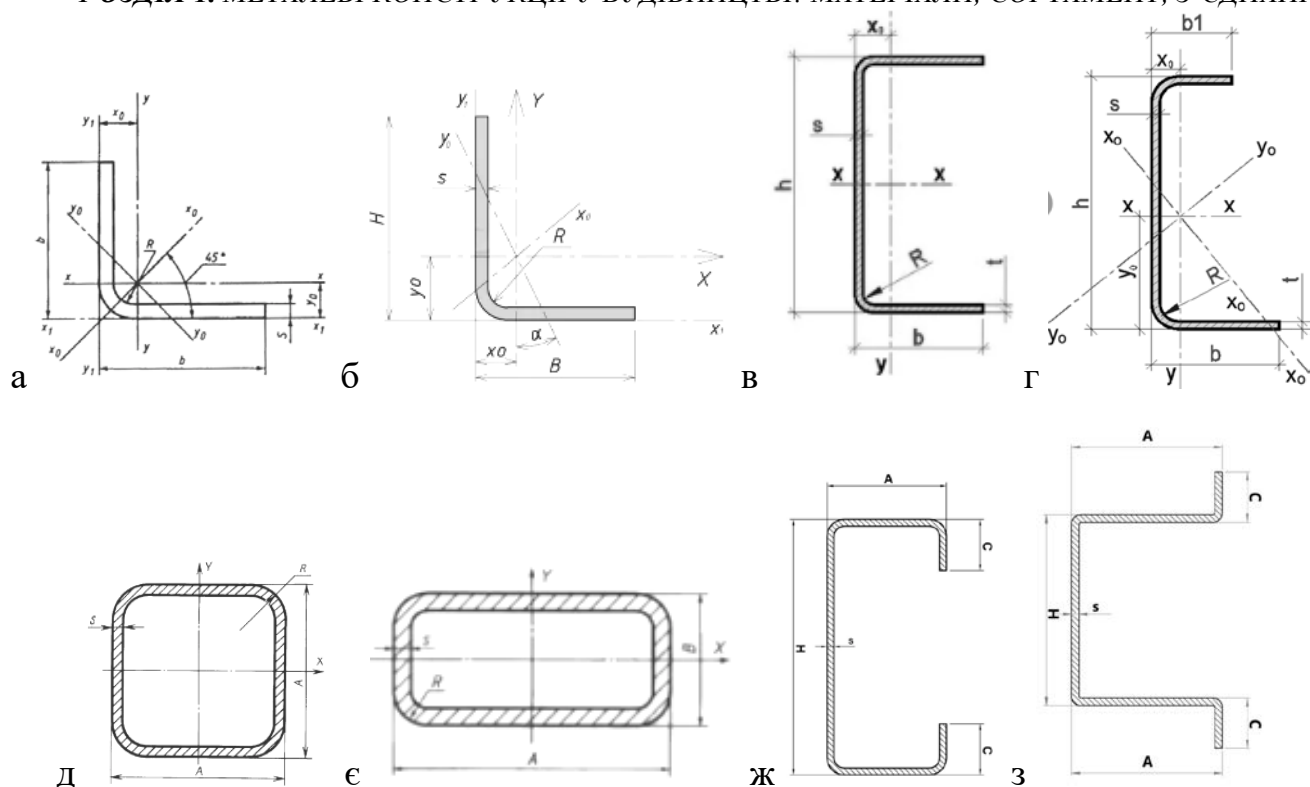


Рис. 1.4.3. Гнуті профілі: Рівнополічкові (а) і нерівнополічкові (б) кутики; швелери рівнополічкові (в) і нерівнополічкові (г), прямокутні (е) і квадратні труби (д), «С-профілі» (ж), омега-профілі (з)

У Єврокодах/EN немає прямої відповідності зазначеним ДСТУ, але є загальні положення для холодногнутих та штампованих профілів із листової сталі:

1. EN 10219 [33,34] - холодногнуті прямокутні та квадратні труби зі сталі. Використовуються для каркасних конструкцій, колон, ферм. Холодне формування з рулонної сталі.

2. EN 10346 / EN 10326 / EN 10327 - холоднокатані листи та стрічки. Матеріал для холодної згинання. Сталі: S235, S275, S355.

3. EN 1993-1-3 [10] - основний стандарт із проектування холодногнутих тонкостінних сталевих профілів.

Особливості Eurocode для холодногнутих профілів - форма профілю: С, Z, U, L, Sigma та ін. Товщина листа: тонкостінні, зазвичай до 6-10 мм.

**Зварні профілі** доповнюють сортамент прокатних профілів і виготовляються, зазвичай, на заводах металевих конструкцій (рис. 1.4.4).

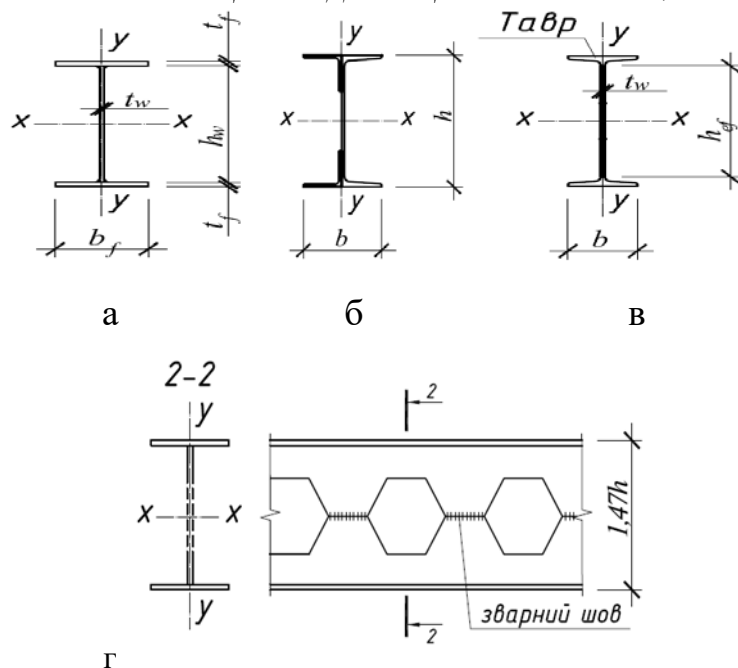


Рис. 1.4.4. Зварні профілі: двотаври симетричні та несиметричні (а) зі швелера і кутників (б); з таврів і листа (в); перфорована балка (г)

Зварні двотаври (рис. 1.4.4,а) виготовляють з листового прокату висотою до 2000 мм, зі швелера та двох кутиків (рис. 1.4.4,б); передбачається також виготовлення зварних балок з таврів та листової вставки (рис. 1.4.4,в). На деяких заводах широко використовуються перфоровані двотаври (рис. 1.4.4,г). Вони виготовляються з листового прокату. Розміри балок можуть бути дуже великими і можуть мати змінний переріз. Зміну перерізу можна виконувати як за рахунок зміни ширини полиць або за рахунок зміни висоти стінки перерізу.

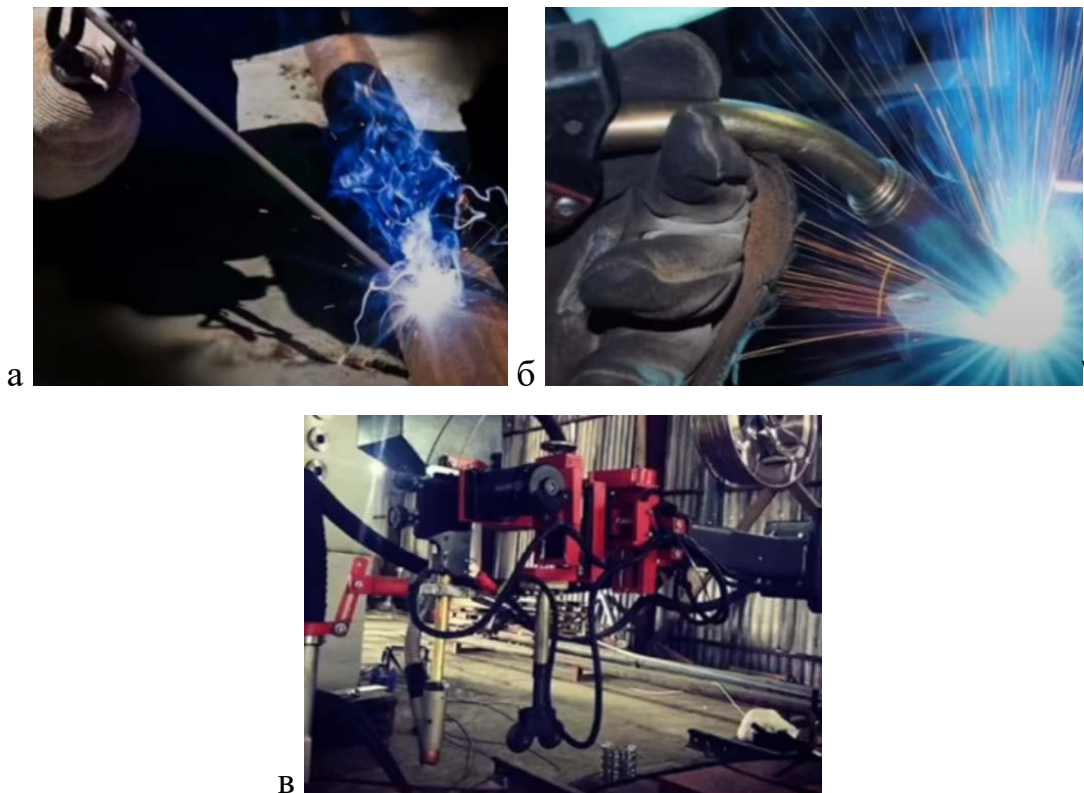
Зварні профілі регулюються EN 1993-1-1 [8], EN 1993-1-8 [15] - з'єднання зварних елементів; EN 1993-1-5 [12] - складові та змінні перерізи.

### 1.5. Зварні з'єднання

При виготовленні будівельних конструкцій застосовується дугова, електрошлакова, плазмова та газокиснева види зварки. Але найбільш поширеною в будівництві є безумовно дугова зварювання, яка в залежності від способу виконання зварки поділяється на ручну, механізовану (напівавтоматичну) або автоматичну зварку [55].

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

При ручному зварюванні (рис. 1.5.1,а) зварник вручну контролює процес зварювання і якість зварного шва залежить, в першу чергу, від кваліфікації зварника. Зварний шов формується за рахунок електричної дуги, яка виникає між електродом та зварювальними елементами. При цьому електрод розплавляється і разом з ним розплавляється покриття електроду і це створює газовий та шлаковий захист зварювальної ванни. Для зварних з'єднань елементів сталевих конструкцій слід застосовувати електроди за рекомендаціями додатка Д (таблиця Д.1) [1].



*Рис. 1.5.1. Ручне зварювання (а), механічне (напівавтоматичне) зварювання (б), автоматичне зварювання (в)*

Механічне (напівавтоматичне) зварювання (див. Рис. 1.5.1,б) це спосіб, за яким замість електрода використовується зварювальний дріт. Він подається до місця зварювання автоматично, а зварювальний апарат, в цілому, переміщується вручну. Цей вид зварювання поширено при виготовленні сталевих конструкцій та під час монтажу будівельних конструкцій. До переваг даного виду зварювання можна

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
віднести можливість виконувати зварні шви різної конфігурації та різного розташування у просторі.

При автоматичному зварюванні (див. Рис. 1.5.1,в) забезпечується висока якість з'єднань. Зварювальний дріт і переміщення зварювального апарату здійснюється автоматично.

До цього виду зварювання належать такі процеси: дугове зварювання під флюсом, дугове зварювання в середовищі захисних газів, електрошлакове зварювання та зварювання порошковим дротом.

**Дугова зварювання під флюсом** – під час зварювання дуга горить між електродом та матеріалом, який зварюється. Флюс захищає зварний шов від контакту з зовнішнім середовищем та стабілізує процес горіння електричної дуги. Це і обумовлює отримання високоякісного зварного шва при даному виді зварки. До недоліків даного виду зварки необхідно віднести необхідність використання додаткового обладнання для засипки, утримання та прибирання флюсу.

**Зварювання у середовищі захисного газу.** У цьому випадку при зварюванні використовуються або вуглекислий газ, або суміш його з аргоном. Зварювання виконується або за допомогою дроту суцільного перерізу, або порошковим дротом. Основними перевагами цього засобу є можливість виконання шва у всіх просторових положеннях, та висока продуктивність, але цей процес суттєво залежить від зовнішнього середовища і потребує спеціальної організації робочого місця.

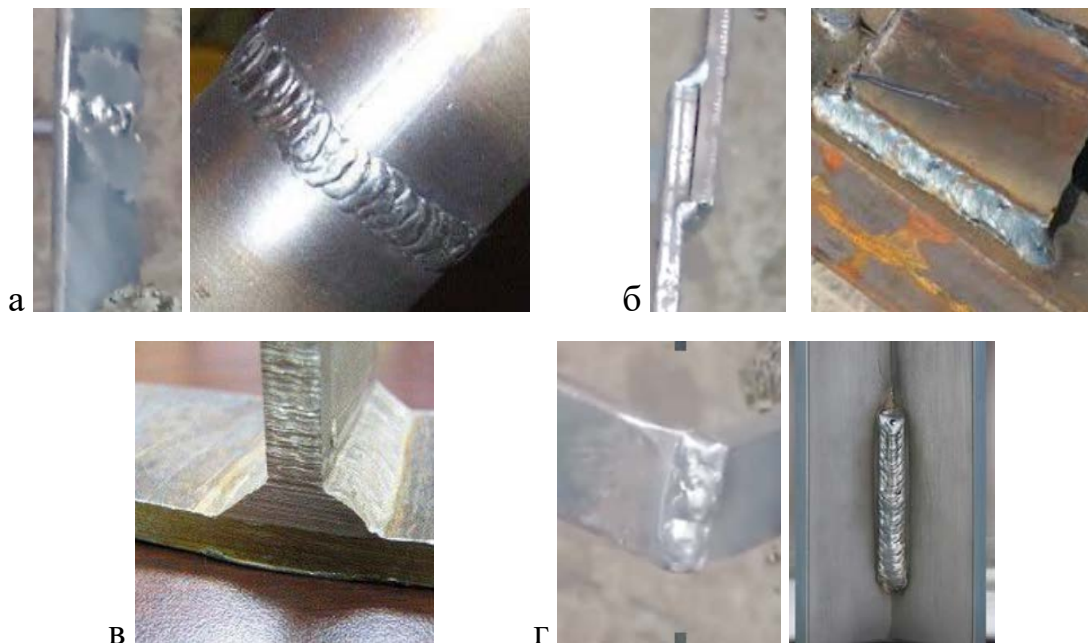
**Електрошлакова зварювання** - це один з різновидів зварки під шаром флюсу; він використовується для зварювання товстолистових (товщини більш 20 мм.) конструкцій. Зварювання здійснюється за рахунок утворення високотемпературної шлакової ванни, в якій електродний матеріал плавиться і утворює з оплавленим металом зварний шов. Цей вид сварки є високоефективним, але потребує високо кошторисного обладнання.

**Зварювання порошковим дротом** – цей вид зварювання поєднує всі переваги наведених вище засобів зварки. Вона дозволяє виконувати зварні шви в різних положеннях у просторі та є високопродуктивною.



**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
**Стикові з'єднання** (див. Рис. 1.5.2) дозволяють забезпечувати високу міцність

(не менш міцності основного металу) та щільність і використовуються в конструкціях, в яких необхідно забезпечити щільність. До даного класу конструкцій відносяться трубопроводи, кожухи доменних печей, апарати хімічної та харчової промисловості бункери, силоси та інше.



*Рис. 1.5.2. Види званих з'єднань*  
*а) стикове; б) напускне; в) таврове г) кутове*

Види та позначення основних зварювальних з'єднань наведено на рис. 1.5.3. В цих швах рівномірно розподіляються сили при передачі навантажень, зручно контролюється якість з'єднання. В залежності від товщини деталей, які зварюються, шви можуть виконуватись без обробки кромки або з обробленням кромки, які за конфігурацією, знову таки, залежать від товщини прокату та виду зварки (ручна чи автоматична). Найбільш поширені види обробки кромки наведено на рис. 1.5.3.

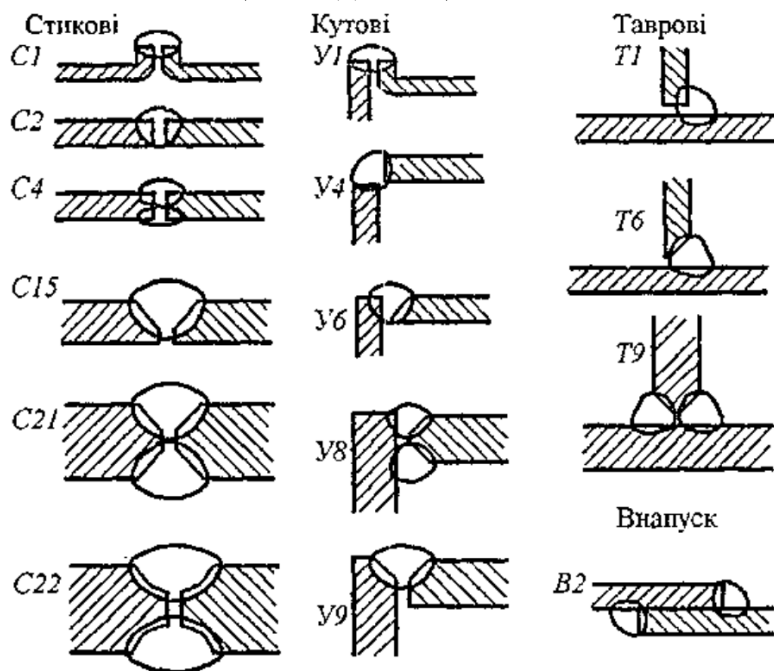


Рис. 1.5.3. Види обробки кромки та позначення основних зварних з'єднань

Стикові шви при товщині більш ніж 8 мм. виконуються у два і більш проходів з однієї та другої сторони (зварювання і підварка), що дозволяє знизити градієнт зварних напружень.

**Всі інші види з'єднань - напускне; таврове; кутове** спрощені в обробці, але створюють високий рівень концентрації напружень в матеріалі конструкції.

Шви стикового типу використовуються для з'єднання деталей товщиною: **С1** 1-3 мм; **С2** 1-6 мм; **С4** 2-8 мм; **С15** - 3-50 мм; **С21** - 12-60 мм; **С22** - 30-100 мм.

Кутові шви: **У7** - 14 мм; **У4** - 1-30 мм; **У6** - 4-26 мм; **У8** - 12-60 мм; **У9** - 12-60 мм.

Таврові шви: **Т1** - 2-6 мм; **Т6** - 4-26 мм; **Т9** - 12-60 мм.

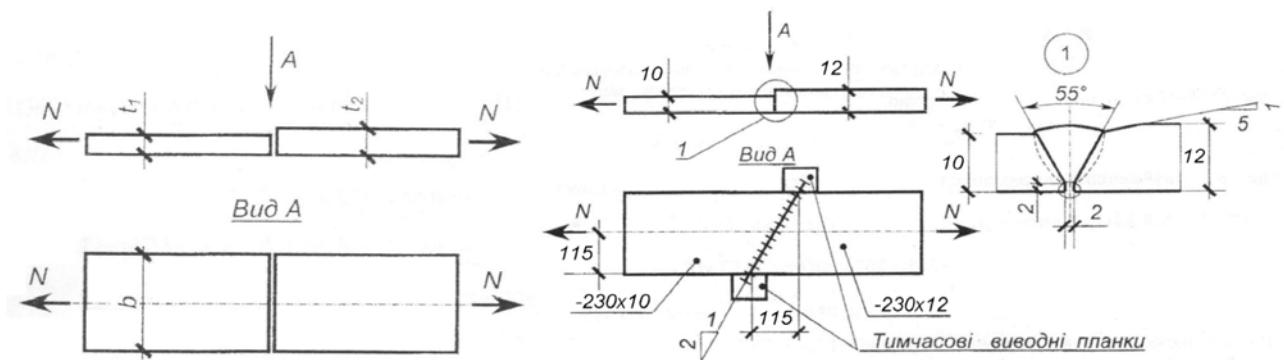
Шви внапуск типу **В2** - 2-60 мм.

Стикові, кутові і таврові типи швів, в залежності від товщини листів, виконують з попередньою обробкою скосів (**С15**, **С21**, **У6**, **Т6**), з відбортованими кромками (**С1**, **У2**) чи без обробки (**С2**, **У4**, **Т1**, **В2**).

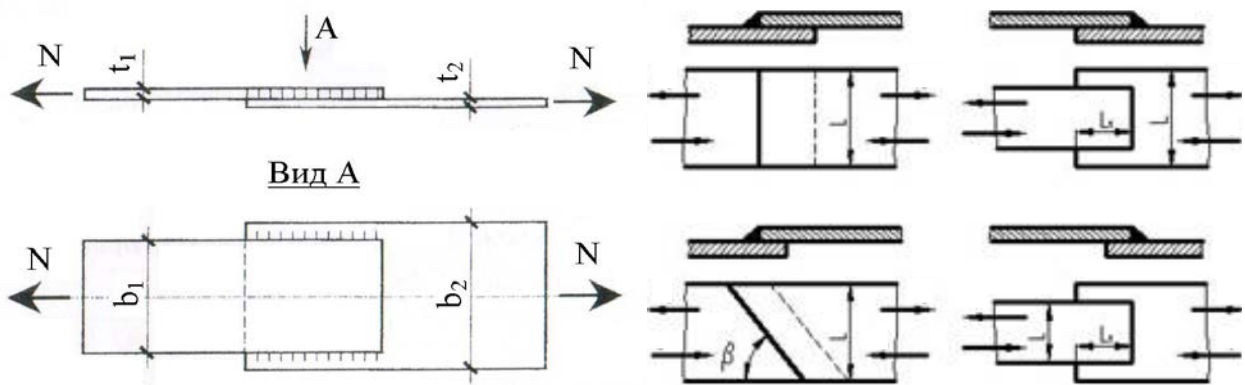
Зварні з'єднання, в залежності від взаємного положення елементів в конструкції, поділяються на:

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**

- стикові, коли з'єднуються два елементи, які розташовані або в одній площині, або на одній поверхні (рис. 1.5.4,а);
- напускні, коли зварювальні елементи розташовані паралельно і перекривають один одного (рис. 1.5.4,б);
- таврові, коли до бокової поверхні одного елемента приєднується торцем другий елемент (рис. 1.5.2,в).
- кутові, коли з'єднуються два елементи, які розташовані під прямим кутом і зварені у місці дотику їх країв (рис. 1.5.2,г).



а



б

Рис. 1.5.4. Види зварних швів: стикові (а); кутові флангові (б); кутові лобові (в)

За розташуванням у просторі шви розподіляються на: нижні (рис. 1.5.5,а), вертикальні (рис. 1.5.5,б), горизонтальні (рис. 1.5.5,в), стельові (рис. 1.5.5,г) та «у човник» (рис. 1.5.5,д). Найбільш зручно виконувати стикові шви у нижньому положенні а кутові шви «у човник». Саме у таких умовах значно легше забезпечується висока якість зварних з'єднань.

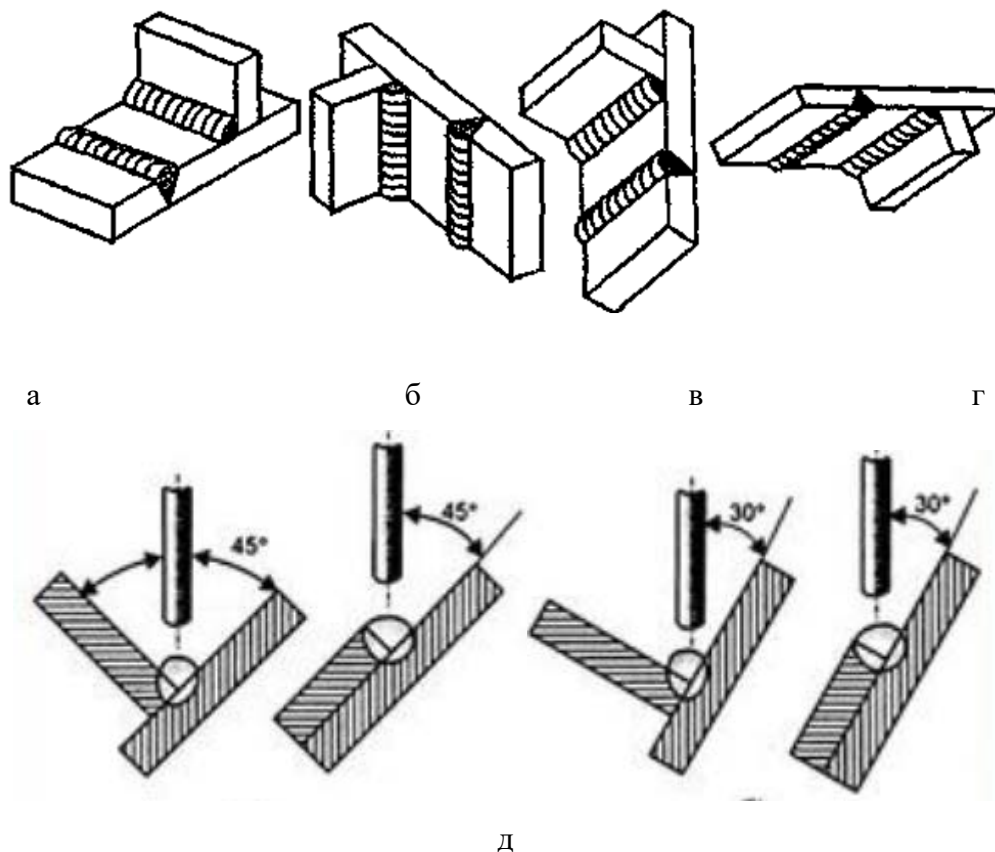


Рис. 1.5.5. Розташування швів у просторі.

а) нижні, б) вертикальні, в) горизонтальні, г) стельові, д) «у човник»

За призначенням зварні з'єднання поділяються на робочі та зв'язуючі (монтажні) з'єднання. Робочими вважаються з'єднання, які сприймають головні внутрішні зусилля, що визначаються за розрахунком і руйнування яких може привести до руйнування всієї конструкції.

Зв'язуючі з'єднання не сприймають робочі зусилля, а тільки фіксують конструктивні елементи у проектному положенні. Вони призначаються конструктивно з урахуванням відповідних вимог.

За місцем виконання зварні з'єднання поділяються на заводські та монтажні (це з'єднання, які виконуються на будівельному майданчику під час монтажу конструкцій). Заводські шви, як правило, виконуються в більш прийнятних умовах, що забезпечує більш високу якість з'єднань.

За характером виконання шви поділяються на: суцільні та переривчасті зварні шви (рис. 1.5.6)

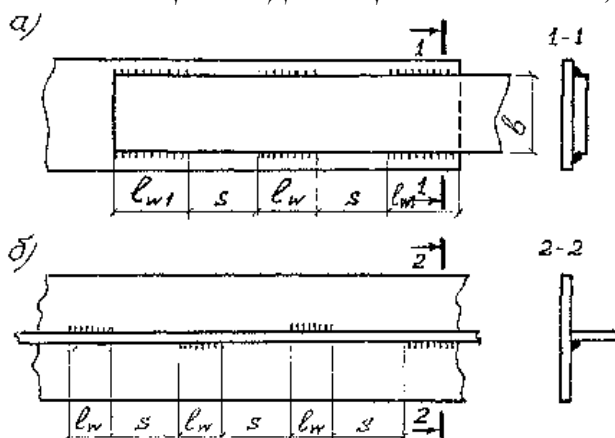


Рис. 1.5.6. Схема переривчатих кутових зварних швів:

а - у напускному з'єднанні; б - у тавровому з'єднанні

Суцільним називається шов, що виконується без розривів по всій довжині стику.

#### Характеристика:

- забезпечує рівномірну передачу зусиль між елементами;
- має високу герметичність (не пропускає рідини чи газу);
- використовується у відповідальних елементах конструкцій, де потрібна повна міцність та жорсткість з'єднання.

**Недоліки:** більша витрата зварювального матеріалу, підвищені деформації від зварювальних напружень.

**Приклади застосування:** з'єднання елементів, що працюють під значними навантаженнями; стики, де необхідна герметичність (резервуари, трубопроводи, гідротехнічні споруди).

Шов, що складається з окремих відрізків (сегментів), між якими залишаються проміжки без зварювання - переривчатий.

Основні параметри: довжина одного відрізка шва (звичайно 40-150 мм); крок шва (сума довжини шва та проміжку); співвідношення довжини шва до проміжку встановлюється нормами (наприклад, не менше 1:1).

#### Характеристика:

- зменшує витрату електродів і трудомісткість робіт.

## *РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

- знижує деформації від зварювання.
- достатні для передачі помірних зусиль у конструкціях.

**Недоліки:** менша герметичність; підвищена концентрація напружень на початку та кінці швів.

**Приклади застосування:** з'єднання ребер жорсткості зі стінками балок; допоміжні та другорядні елементи конструкцій; місця, де не потрібна герметичність.

**Вибір між суцільним і переривчастим швом залежить від:**

- розрахункових зусиль у з'єднанні;
- вимог до герметичності;
- класу відповідальності конструкції;
- економічної доцільності.

Згідно з нормами проєктування (ДСТУ-Н Б В.2.6-193, Єврокод 3):

- суцільні шви обов'язкові в несучих і герметичних з'єднаннях та повинні забезпечувати максимальну міцність і герметичність, але є більш витратними та викликають значні деформації.
- переривчасті шви допускаються у другорядних елементах, де діють невеликі зусилля або потрібна економія матеріалу; вони економічніші та зручніші у виконанні, проте застосовуються лише там, де не потрібна герметичність і повна передача зусиль.

**Типи зварних швів за Єврокодами.**

Стикові (butt welds) виконуються при повному проплавленні (full penetration).

Розрахунок простий: вважається, що шов має ту ж міцність, що і основний метал.

Кутові (fillet welds) найпоширеніші. Розрахунок ведеться через ефективну товщину шва. Несуча здатність визначається по зусиллях у наступних напрямках: поздовжньому (shear parallel to weld axis); поперечному (shear transverse); під кутом; крім цього використовується векторне складання.

Зварні шви не розраховують на розтяг у площині металу шва - перевіряється лише зріз і стиснення.

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
У Єврокодах застосовується векторна перевірка напружень, більший акцент на втомну міцність і довговічність.

## **1.6. Болтові з'єднання**

На рис. 1.6.1 наведені елементи болтового з'єднання: деталь, болт, гайка, шайба; умовне зображення на кресленнях та позначення звичайних болтів у заводських та монтажних з'єднаннях.

Даний вид з'єднання поділяється на з'єднання на звичайних болтах (див. рис. 1.6.2,а) та з'єднання на високоміцних болтах (див. рис. 1.6.2,б).

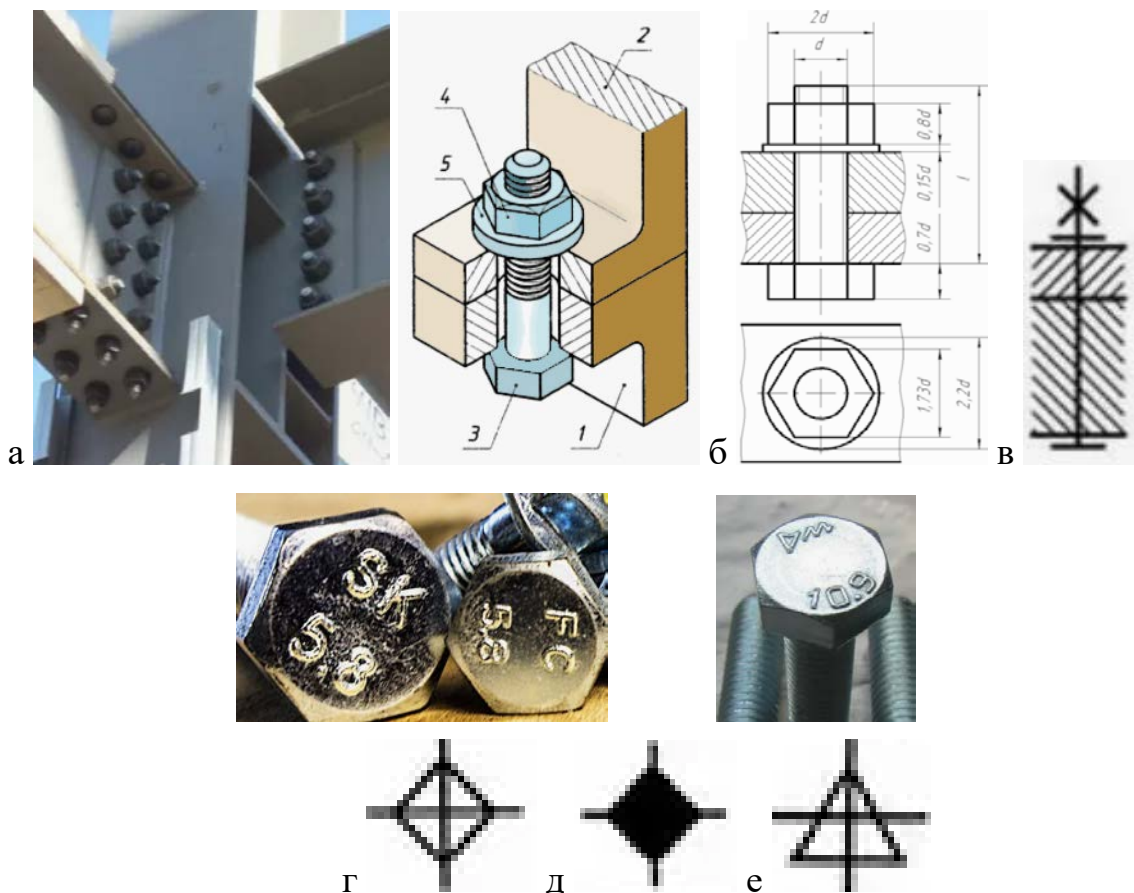
З'єднання на звичайних болтах можуть використовуватись в якості монтажних з'єднань на будівельному майданчику, що дозволяє спростити і, таким чином, здешевити процес монтажу, а також і в робочих з'єднаннях в тих випадках, коли вузли з'єднання елементів в конструкції запроєктовані по шарнірній схемі. З'єднання з застосуванням високоміцних болтів може виконуватися як за схемою звичайного болтового з'єднання, так і за схемою фікційного з'єднання.

Міцність звичайного болтового з'єднання обумовлюється міцністю самих болтів, або міцністю деталей, які з'єднуються. Міцність фрикційного типу з'єднань забезпечується лише силами тертя, які виникають між сумісними поверхнями з'єднувальних елементів. Болти у з'єднаннях фрикційного типу знаходяться під впливом тільки зусиль їх затяжки. Для з'єднань такого типу використовують тільки високоміцні болти. Такі з'єднання, як правило, повинні забезпечувати міцність, що дорівнює міцності основного металу елементів і конструкцій, як для з'єднання елементів в конструкції, так і в вузлах з'єднання самих конструкцій.

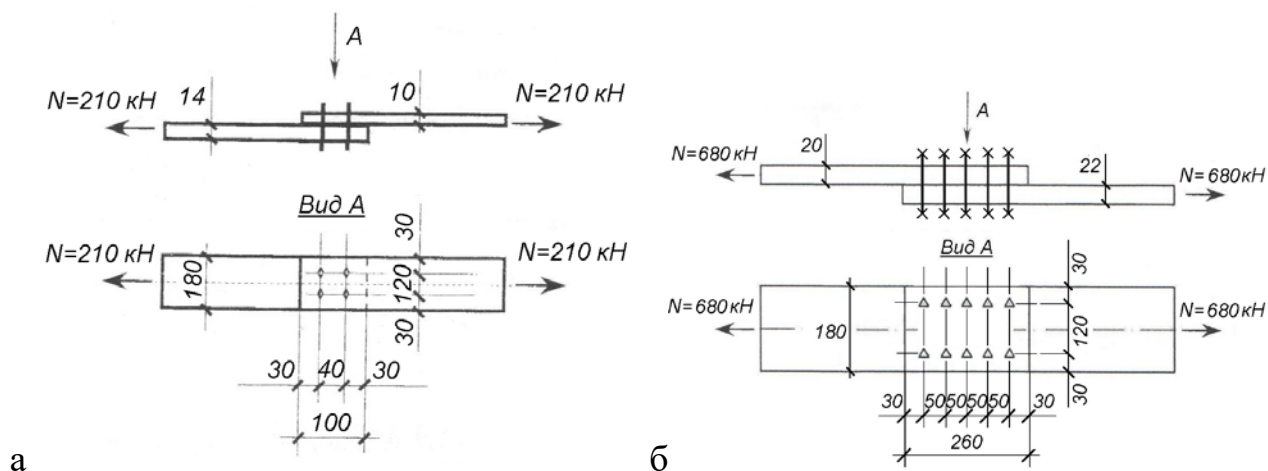
**Переваги болтових з'єднань**, головним чином, полягають у відсутності залишкових напружень і деформацій, що відрізняє їх від зварних з'єднань. Саме цей факт обумовлює те, що у найбільш відповідальних конструкціях, які сприймають динамічні навантаження та впливи застосовуються болтові з'єднання [55].

**Недоліки болтових з'єднань** пов'язані зі збільшенням трудоемкості виготовлення конструкцій та збільшенням ваги конструкцій на 10-15% за рахунок

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
 появи додаткових елементів для з'єднання (збільшення ваги зварних конструкцій за рахунок зварних швів складає 1%).



*Рис. 1.6.1. Болтове з'єднання (а): деталь (1,2), болт (3), гайка (4), шайба (5); конструктивне креслення (б); умовне зображення на складальних кресленнях (в); позначення звичайних болтів у заводських та монтажних з'єднаннях (г), тимчасових болтів у монтажних з'єднаннях (д), високоміцних болтів (е)*



*Рис. 1.6.2. Схема з'єднання на звичайних болтах (а), з'єднання на високоміцних болтах (б)*



**Класифікація болтів та гайок для болтових з'єднань на звичайних болтах.**

В болтових з'єднаннях звичайного типу в якості з'єднувальних елементів використовуються болти, гайки та шайби. В будівельних конструкціях, як правило, використовуються болти діаметром  $d = 16 \div 48$  мм. Площа перерізу бруто та нетто даного класу болтів наведена в табл. 1.6.1. Для болтових з'єднань елементів сталевих конструкцій слід застосовувати: сталеві болти і гайки, що задовольняються вимогам ДБН В.2.6-198:2014 п. 6.2.3, 6.2.6 і 6.2.7. Всі болти мають певний клас міцності та точності. За класом міцності використовуються болт 5.5, 6.6, 8.8, 10.9 і 12.9, де перша цифра помножена на 100 - це тимчасовий опір сталі у МПа, з якого виготовляється болт, а друга цифра це коефіцієнт (0,5; 0,6; 0,8 і 0,9), на який необхідно помножити тимчасовий опір сталі з якого виготовляється болт, щоб отримати значення границі текучості цієї сталі.

Таблиця.1.6.1

Площі перерізів болтів, см<sup>2</sup>, за ГОСТ 1759.4 ДСТУ 3846:2016. Болти та гвинти різьбові. Технічні умови. ДСТУ ISO 898-1:2015 Болти, гвинти та шпильки з метричним різьбленням

$d$ , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
$A_b$	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
1. Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм слід приймати за ГОСТ 24379.0. 2. Розміри, наведені в дужках, не рекомендується застосовувати, в конструкціях, окрім опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ).										

Літерами А, В і С позначається клас точності болтів. А - це високоточний звичайний болт, під який діаметр отвору відповідає діаметру болта, який збільшується на 1 мм, а отвори під болти класу В і С мають розмір на 2-3 мм більше чим діаметр болта.

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

Болти класу В виготовляються механічним засобом, а клас С виготовляються штамповкою і ці болти ще мають назву «чорні болти». Болти класу точності А слід застосовувати для з'єднань, у яких отвори просвердлені на проєктний діаметр у зібраних елементах або за кондукторами в окремих елементах і деталях, або просвердлені чи продавлені на менший діаметр в окремих деталях з подальшим розсвердлюванням до проєктного діаметру у зібраних елементах.

Болти класів точності В і С у багато болтових з'єднаннях слід застосовувати для конструкцій із сталі з межею текучості до 390 Н/мм<sup>2</sup> (МПа).

В табл. 1.6.2 наведені рекомендації по вибору класу міцності болтів в залежності від умов їхнього застосування та в залежності від умов їх роботи.

Гайки у болтових з'єднаннях слід застосовувати згідно з ГОСТ 5915 ДСТУ 3916-97 «Гайки шестигранні. При цьому необхідно приймати клас міцності гайок відповідно до класу міцності болтів, а саме: 5 - при 5.6, 5.8, 6.6; 8 - при 8.8; 10 - при 10.9.

У тих випадках, коли болти працюють тільки на зріз допускається приймати клас міцності гайок 4 при класах міцності болтів 5.6, 5.8, 6.6; 6 - при 8.8; 8 - при 10.9.

Для запобігання самовідгвинчуванню гайок у болтових з'єднаннях слід застосовувати шайби. Основні типи шайб, які використовуються у болтових з'єднаннях: круглі згідно з ГОСТ 11371 ДСТУ 2479-94, на скошених поверхнях - косі, згідно з ГОСТ 10906 та пружинні нормальні згідно з ГОСТ 6402 ДСТУ 2918-94 «Шайби пружинні або дві гайки.

При виконанні монтажних з'єднань на болтах класів точності А, В і С голівки і гайки болтів повинні щільно стикатися з площинами елементів конструкцій і шайб.

Для цього під голівки і гайки постійних болтів повинні обов'язково ставитись круглі шайби, не більше двох під гайку і однієї під головку. В місцях примикання головки або гайки до похилих площин необхідно використовувати косі шайби. У всіх випадках різьба болта повинна знаходитися ззовні отвору з'єднаних елементів, а гладка частина стрижня болта не повинна виступати за межі шайби.

Клас міцності болтів і вимоги до них за ГОСТ 1759.4 ДСТУ 3846:2016 Болти та гвинти різьбові. Технічні умови. ДСТУ ISO 898-1:2015 Болти, гвинти та шпильки з метричним різьбленням у конструкціях

не розраховуються на витривалість		розраховуються на витривалість	
при роботі болтів на			
розтяг або зріз	зріз	розтяг або зріз	зріз
5.6	5.6	5.6	5.6
6.6	6.6	6.6	6.6
8.8	8.8	8.8	8.8
10.9	10.9	10.9	10.9
-	12.9	-	12.9

Згідно з вимогами ДБН [1] та ДСТУ EN 1993-1-8 [15] після закручування гайки на болті повинна залишатися хоча б одна повна нитка різьби, яка виступає за гайку, щоб гарантувати надійність з'єднання. Закріплення гайок на постійних болтах повинно здійснюватися відповідно до вказівок технічної документації шляхом постановки контргайок або пружинних шайб. Якість затягування постійних болтів повинна перевірятися шляхом обстукування молотком вагою 0,5 кг, при цьому, болт не повинен тремтіти або переміщатися, а щільність стягування перевіряється щупом завтовшки 0,3 мм і він не повинен входити в зазори між деталями з'єднання безпосередньо поблизу болтів. Допускається проходження щупа між деталями з'єднання на глибину до зони розташування шайби. Болти і гайки повинні мати маркування згідно з вимогами діючих нормативних документів.

Отвори під болти виконуються продавлюванням, свердлінням, продавлюванням з послідовним розсвердлюванням.

Співвідношення між номінальними діаметрами болтів класу точності В і С, а також високоміцних і відповідними їм номінальними діаметрами отворів наведені в табл. 1.6.3.

Співвідношення між номінальними діаметрами болтів класу точності В і С, а також високоміцних і відповідними їм номінальними діаметрами отворів

Металовироби і отвори	Номінальний діаметр, мм					
Стержні болтів класу точності В, С, а також високоміцних	12	16	20	24	30	36
Отвори для болтів:						
- звичайної міцності	15	19	23	28	33	39
- високоміцних	-	-	21	25	31	-
	-	-	23	28	33	-
	-	-	25	30	35	-
діаметр отвору приймається за проектом						

У таблиці 1.6.4, в залежності від способу утворення отворів, наведено рекомендовані діаметри, які можна виконувати продавлюванням або свердлінням та граничні відхилення їх від проектного значення.

Таблиця 1.6.4

Рекомендовані діаметри, які можна виконувати продавлюванням або свердлінням

СПОСІБ УТВОРЕННЯ ОТВОРУ	ДІАМЕТР ОТВОРУ	ГРАНИЧНЕ ВІДХИЛЕННЯ ДІАМЕТРА, ММ
Продавлювання	до 15	+ 0,6
	понад 15 до 23	+ 0,9
Свердління	понад 23	+ 1,2
	до 27	+ 0,6
	понад 27	+ 0,9

Влаштування отворів продавлюванням забороняється застосовувати для сталей з границею текучості понад 350 МПа. Утворення отворів на менший діаметр із

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
наступним розсвердлюванням на проєктний виконується тільки у випадках, передбачених технічною документацією.

У Єврокодах класифікація болтів і гайок для болтових з'єднань на звичайних болтах наведена в EN 1993-1-8:2005 [15] та у відповідних стандартах на продукцію ДСТУ [39-45].

У звичайних з'єднаннях застосовуються болти загального призначення (non-preloaded bolts), які не працюють на попереднє натягування. Класи міцності болтів (за EN ISO 898-1): 4.6; 4.8 - низької міцності (для допоміжних і тимчасових конструкцій); 5.6; 5.8 - середньої міцності (для легких конструкцій, огорожень); 8.8 - найпоширеніші в несучих конструкціях; 10.9 - високої міцності, застосовуються у відповідальних конструкціях. Числове позначення: перша цифра  $\times 100$  = тимчасовий опір сталі ( $R_m$ , МПа), добуток першої на десяткову частину другої = границя текучості /  $R_m$ . За EN ISO 898-2 гайки класифікують відповідно до класів міцності болтів: до болтів 4.6, 5.6, 5.8 – використовують гайки класу 5; до болтів 8.8 - гайки класу 8; до болтів 10.9 - гайки класу 10.

Стандарти для звичайних болтових з'єднань EN 15048-1:2007 визначає вимоги до комплектів (болт + гайка + шайба) для несучих з'єднань. Такі болти не вимагають контролю зусилля затягування, на відміну від високоякісних попередньо напружених.

### **Класифікація болтів і гайок для з'єднань на високоміцних болтах.**

**Фрикційні з'єднання**, в яких розрахункове зусилля передається через тертя, що виникає на контактних поверхнях з'єднаних елементів внаслідок натягу високоміцних болтів, слід застосовувати :

- у конструкціях, що безпосередньо сприймають дію рухомих, вібраційних чи динамічних навантажень;
- у болтових з'єднаннях, до яких висуваються підвищені вимоги щодо обмеження деформативності.

## РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ

У фрикційних з'єднаннях слід застосовувати болти, гайки і шайби відповідно до рекомендацій ДБН [1],

Болти слід розміщувати згідно з вимогами, наведеними у Таблиця 1.12.3 [1], при цьому, залежно від умов складання з'єднання, різниця між номінальними діаметрами болта та отвору може складати від 1 до 6 мм.

Фрикційні з'єднання використовуються в стикових та вузлових з'єднаннях конструкцій. Такі з'єднання повинні забезпечувати міцність, що дорівнює міцності основного металу з'єднувальних елементів і конструкцій. Несуча здатність фрикційних з'єднань забезпечується силами тертя, що виникають в з'єднувальних елементах за рахунок контрольованого натягу болтів.

Діаметр болта у фрикційному з'єднанні слід приймати, як правило, не меншим за товщину найтовстішого елемента у з'єднанні.

У проєкті повинні бути вказані марки сталі та механічні властивості болтів, гайок і шайб, а також стандарти, за яким необхідно виконувати натяг високоміцних болтів і яке необхідно приймати таким, що дорівнює  $P_b = R_{bh} A_{bh}$ .

У фрикційних з'єднаннях поверхні контакту обробляються способом, передбаченим в технічній документації. Це можуть бути дробеметальна чи дробеструменева обробка двох поверхонь без консервації, газополуменева обробка двох поверхонь без консервації, зачистка сталевими щіткам двох поверхонь без консервації і без обробки. З поверхонь, що підлягають обробці, необхідно заздалегідь видалити масляні забруднення. Стан поверхонь після обробки і перед збиранням необхідно контролювати і фіксувати в журналі виробництва робіт.

Допустима максимальна різниця між номінальними діаметрами отворів і болтів складає: для фрикційних з'єднань - не більше 6 мм. Забороняється постановка болтів, що не мають на головці заводського маркування тимчасового опору сталі, клейма підприємства-виробника, умовного позначення номера плавки. Високоміцні болти, гайки та шайби перед встановленням в конструкцію повинні бути очищені від бруду, консервуючого мастила і підготовлені так, щоб при натягненні забезпечувались значення коефіцієнтів закручування і виключалось забруднення

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ* контактних поверхонь. Гайка повинна вільно (від руки) накручуватися по різьбі болта.

Задане технічною документацією зусилля натягу високоміцних болтів слід забезпечувати закручуванням гайки необхідним розрахунковим крутильним моментом (натяг за моментом закручування), що досягається за допомогою використання спеціальних динамометричних ключів.

Розрахунковий момент закручування  $M$ , необхідний для натягу болта, слід визначати за формулою:

$$M = k P d, \quad (1.6.1)$$

де  $k$  - середнє значення коефіцієнта закручування, наведене для кожної партії болтів у сертифікаті підприємства-виробника або таке, що визначається при виконанні робіт за допомогою контрольних приладів;

$P$  - розрахункове зусилля натягу болта, наведене в технічній документації;

$d$  - номінальний діаметр болта.

Після контролю натягу і приймання з'єднання всі зовнішні поверхні стиків, включаючи головки болтів, гайки і виступаючі з них частини різьблення болтів повинні бути очищені, погрунтовані, пофарбовані, а щілини в місцях перепаду товщини і зазори в стиках зашпакльовані.

Для фрикційних з'єднань елементів сталевих конструкцій слід застосовувати високоміцні болти із сталі 40X "селект".

У Єврокодах питання високоміцних болтів, гайок та шайб для сталевих болтових з'єднань розглядається в EN 1993-1-8 [9]. Високоміцні болти застосовуються для фрикційних і зсувних з'єднань. Основні класи міцності визначаються за стандартом EN ISO 898-1 [46]. Найчастіше використовують болти класу 8.8 та 10.9.

Гайки повинні мати клас міцності, який відповідає класу болта. Шайби запобігають пошкодженню опорних поверхонь і забезпечують рівномірний розподіл зусилля.

Клас HV - високоміцні шайби для попередньо напружених з'єднань. Застосовуються разом з болтами класу 8.8 та 10.9. Системи попередньо напружених

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
болтів Єврокоди (EN 14399 [45]) вводять поняття HR та HV болтів: HR (High-strength bolt for friction grip joints, regular) - болти для фрикційних з'єднань; HV (High-strength bolt for friction grip joints, heavy-duty) - посилені болти для більш жорстких умов.

### **Види болтових з'єднань у Єврокодах**

1. Зсувні з'єднання - несуть зусилля за рахунок зминання матеріалу отворів.
2. Фрикційні з'єднання (slip-resistant) - сила передається за рахунок тертя при попередньо натягнутих болтах.
3. Комбіновані з'єднання - зсув + розтяг.

### **1.7. Вибір сталей для металевих конструкцій**

Для металевих конструкцій використовуються сталі, що за рівнем міцності підрозділяються на три групи [53].

**Сталі звичайної міцності** (маловуглецеві з масовою часткою вуглецю не більше 0.22%) із середніми показниками границі текучості  $\sigma_T = 230$  МПа, межі міцності  $\sigma_g = 280$  МПа і відносним залишковим видовженням при розриві  $\epsilon_0 = 22 \div 25\%$ .

**Сталі підвищеної міцності** - низьколеговані з  $\sigma_T = 290 \div 400$  МПа,  $\sigma_g = 440 \div 520$  МПа,  $\epsilon_0 = 19 \div 21\%$ .

**Сталі високої міцності** - низьколеговані і термічно зміцнені з  $\sigma_T = 450 \div 750$  МПа,  $\sigma_g = 600 \div 850$  МПа,  $\epsilon_0 = 10 \div 16\%$ .

Для спрощення процесу проектування всі марки сталі виходячи з характеристик міцності об'єднані у шістнадцять класів. Позначка класу має вигляд - SXXX, де S - це сталь, а позначка «XXX» - значення границі текучості сталей, які входять до даного класу в МПа. Так клас S245 поєднує в собі марки сталі, границя текучості яких знаходиться в межах  $235 \text{ МПа} \div 255 \text{ МПа}$ .

У табл. Г.5 Додатку Г ДБН [1] наведені марки сталі, що відповідають класам міцності сталі. Скорочений приклад наведений у табл. 1.7.1.



## Марки сталі, що відповідають класам міцності прокату сталі

С245	С245	ГОСТ 27772
	Ст3пс5 (листовий – до 20, фасонний – до 40)	ДСТУ 2651/ГОСТ 380 ДСТУ 4484/ГОСТ 535 ГОСТ 14637
С255	С255	ГОСТ 27772
	Ст3сп5 (листовий – понад 4, фасонний – до 10) Ст3Гпс5 (листовий – понад 4) Ст3Гсп5 (листовий – до 40)	ДСТУ 2651/ГОСТ 380 ДСТУ 4484/ГОСТ 535 ГОСТ 14637
	09Г2С (листовий та фасонний – понад 10 до 20 включно) 14Г2 (листовий та фасонний – до 32 включно) 15ХСНД ( фасонний – понад 20 до 32)	ГОСТ 19281
С345	С345	ГОСТ 27772
	09Г2С (листовий та фасонний – до 10 включно) 15ХСНД (листовий – до 32, фасонний – до 20 включно)	ГОСТ 19281
	09Г2СЮч	[1]

Маловуглецеві сталі звичайної міцності після охолодження мають **феритоперлітну структуру**, що складається з зерен фериту (майже чисте залізо), оточених прошарками перліту (суміш карбіду заліза  $Fe_3C$  та пластинчастого фериту). Вимоги до хімічного складу маловуглецевих сталей полягають в наступному: вуглець - до 0.22%; кремній - до 0.5%; фосфор - не більше 0.04%; сірка (се́ра) - не більше 0.05%.

Сталь для будівельних конструкцій виплавляється, в основному, у конверторах з кисневим дуттям і (рідше) у мартенівських печах. По якості і механічним властивостям сталі, які виплавляються цими двома способами, практично однакові. У виплавленій сталі міститься велика кількість кисню й інших газів, що приводить до їхнього кипіння при розливанні в ізложниці. Таку сталь називають киплячою, вона засмічена газами, має значну неоднорідність, що приводить до істотного зниження ударної в'язкості, зниженню міцності при динамічних впливах, підвищенню небезпеки крихкого руйнування при низьких температурах. Для підвищення однорідності сталі в неї перед закінченням плавки вводять хімічні домішки, що активно з'єднуються з киснем, - розкислювачі. Для цього, як правило, використовують кремній, марганець і алюміній. Сталь, у якій

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
весь кисень зв'язаний розкислювачами, тобто повністю розкислена сталь називається спокійною, при частковому розкисленні - напівспокійною.

Маловуглецева сталь звичайної міцності може мати різну ступінь розкислення, яка вказується у найменуванні марки. Для прикладу можна навести марки СтЗкп2 (кипляча), СтЗсп5 (спокійна), СтЗпсб (напівспокійна). Чим більше ступінь розкислення, тим вище якість сталі.

З метою підвищення міцності маловуглецеві сталі легуються при виплавці (і стають низьколегованими сталями) за рахунок додавання в невеликих кількостях спеціальних домішок кремнію, алюмінію, марганцю, нікелю, міді, молібдену, ванадію та інших елементів, що, вступаючи в з'єднання з вуглецем, утворюють тверді і міцні карбіди або тверді розчини з феритом (залізом). Низьколеговані сталі поставляються тільки після повного розкислення. Все це не тільки збільшує міцність сталі, але і в значній мірі поліпшує її холодостійкість.

Підвищення міцності сталі при легуванні, як правило, випереджає ріст її вартості, що і визначає раціональність застосування цих сталей в металевих конструкціях. Але слід також зауважити, що процес збільшення міцності завжди пов'язаний із одночасним зменшенням пластичності сталі. Окрім того, не завжди використання більш міцних сталей економічно вигідно. Наприклад, для стиснутих елементів конструкцій у багатьох випадках не потрібна сталь високої міцності, тому що втрата стійкості таких елементів, у першу чергу, залежить від величини модуля пружності  $E$ , що для низьколегованих сталей практично не відрізняється від модуля пружності маловуглецевих сталей звичайної міцності.

Із збільшенням міцності сталі ускладнюються і технологічні процеси обробки при виготовленні деталей конструкцій та зварювання елементів, які складають конструкцію. Проте, застосування сталей підвищеної і високої міцності - один зі шляхів зниження ваги будівельних конструкцій, які працюють на розтяг або на згин.

Взагалі ж леговані сталі дорожче маловуглецевих звичайної міцності, тому застосування їх повинно бути економічно обґрунтовано.

Найчастіше використовують наступні марки низьколегованих сталей: 09Г2, 09Г2С, 10ХСНД, 15ХСНД, 16Г2АФ, 18Г2АФ. Маркірування таких сталей

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ* складається зі сполучення цифрових і літерних (російський алфавіт) позначень. Число, з якого починається маркування таких сталей, указує масову частку вуглецю в сотих частках відсотка, а наступні літери - основні легуючі елементи. Цим елементам привласнені літери: С - для кремнію, Ю - алюмінію, Д - міді, Х - хрому, Г - марганцю, Н - нікелю і т. ін. Якщо після такої літери стоїть цифра, то вона вказує масову частку легуючого елемента у відсотках. Якщо цифра відсутня, то масова частка легуючого елемента не перевищує одного відсотка. Так, наприклад, у сталі марки О9Г2С масова частка вуглецю 0.09%, марганцю близько 2% і кремнію близько 1%. Низьколеговані сталі - це сталі підвищеної міцності.

З метою подальшого підвищення міцності застосовують сталі високолеговані, або сталі, що зміцнюються спеціальною термічною обробкою.

В деяких випадках для виготовлення будівельних МК використовуються алюмінієві сплави. Вони мають відносно малу вагу у порівнянні з конструкціями зі сталі та підвищену корозійну стійкість. З другого боку, алюмінієві сплави мають зменшений модуль пружності і це підвищує деформативність конструкцій з алюмінієвих сплавів, що є недоліком. Конструкції алюмінієвих сплавів потребують застосування спеціальної технології зварювання та мають підвищену вартість.

Вказані вище властивості та характеристики алюмінієвих сплавів обумовлюють поле їх використання - це деякі несучі конструкції великого прольоту, де головним навантаженням є маса конструкцій, та огорожувальні конструкції, до яких застосовуються вимоги підвищеної корозійної стійкості. Взагалі ж застосування алюмінієвих сплавів до виготовлення будівельних металевих конструкцій дуже обмежено.

При виборі сталі для конструкцій слід враховувати:

- клас відповідальності будівель і споруд відповідно до вимог ДБН [2] та ДСТУ [3];
- призначення конструкцій та елементів;
- можливі наслідки досягнення граничних станів;
- характер діючих напружень (статичне, динамічне) та їхній рівень;

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

- вид напруженого стану (одноосьовий, плоский чи об'ємний, розтяг або стиск);
- наявність зварних з'єднань (рівень залишкових напружень, ступінь концентрації напружень, властивості сталі в зоні зварювання);
- ступінь агресивності впливів;
- товщину прокату;
- особливості конструктивної форми і технології виготовлення (концентратори напружень, гільйотинне різання, наклеп тощо);
- кліматичний район будівництва і розрахункову температуру експлуатації.

Алгоритм вибору класу сталі Згідно з ДБН [1] - це визначення показника групи конструкції. Для цього обчислюється сумарний показник  $S_{tot}$  як сума балів за ознаками  $S_1 - S_5$  (див. табл. 1.7.2 - згідно за табл. А2 додатку А ДБН [1]):

$$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5, \quad (1.7.1)$$

Таблиця 1.7.2

Показники груп конструкцій

Чинник	Позначення	Характеристика	Показник, бал
Клас відповідальності	$S_1$	СС3	4
		СС2, СС1	0
Категорія за призначенням	$S_2$	А	11
		Б	4
		В	1
Категорія за напруженим станом	$S_3$	І	8
		ІІ	5
		ІІІ	1
Наявність розтягувальних напружень від розрахункового навантаження	$S_4$	є	7
		немає	2
Несприятливий вплив зварних з'єднань	$S_5$	є	6
		немає	2

Показник  $S_1$  - клас наслідків (відповідальності) будівель та споруд (СС), визначається відповідно до вимог табл. 1 ДБН [2], див. табл. 1.7.3. Прийнято три

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
 класи відповідальності: СС1 - незначні наслідки (невеликі одноповерхові будівлі, склади, господарські споруди; об'єкти, руйнування яких не призведе до значних людських чи економічних втрат); СС2 - середні наслідки (більшість житлових і громадських будівель заввишки до 73,5 м; будівлі висотою 73,5-100 м включно; промислові та цивільні споруди, вихід з ладу яких може викликати порушення роботи окремих об'єктів або інфраструктури); СС3 - значні наслідки (об'єкти підвищеної небезпеки: хімічні виробництва, АЕС, вибухонебезпечні об'єкти тощо; висотні житлові та громадські будівлі понад 100 м; унікальні та особливо відповідальні споруди, аварія яких може мати масштабні людські та економічні втрати). Призначення класу відповідальності залежить від кількості людей, які постійно або періодично перебувають на об'єкті чи за його межами; обсягу можливого економічного збитку; категорії об'єктів культурної спадщини та рівня, який призначається при припиненні функціонування комунікацій транспорту, зв'язку, енергетики та інших інженерних мереж.

Таблиця 1.7.3

Класи наслідків (відповідальності) будівель та споруд

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики та інженерних мереж, рівень
	Для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	Для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті	Для життєдіяльності людей, які знаходяться зовні об'єкта		
СС3 значні наслідки	понад 400	понад 1000	понад 50 000	понад 50 000	загальнодержавний
СС2 середні наслідки	понад 50 до 400 включно	понад 100 до 1000 включно	понад 100 до 50 000 включно	понад 2 500 до 50 000 включно	регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	до 2 500 включно	об'єктовий

У технічному завданні на проектування або в іншій договірній документації має бути вказаний клас відповідальності об'єкта, який визначається замовником за узгодженням із генеральним проектувальником та організацією, яка здійснює

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
наукове супроводження проєктних робіт. Особливі вимоги до проєктування та розрахунків. Чим вищий клас (СС3), тим суворіші вимоги до:

- методів розрахунку (обов'язкове використання нелінійних моделей, урахування динамічних і аварійних впливів);
- перевірки граничних станів за кількома сценаріями навантажень;
- врахування прогресуючих руйнувань;
- детального аналізу надійності.

Для об'єктів СС2 і СС3 проєктна документація підлягає обов'язковій експертизі. Для СС3 часто призначається ще й науково-технічний супровід у процесі проєктування та будівництва. Додаткові розділи проєкту:

- обґрунтування вибору класу наслідків;
- аналіз надійності та довговічності;
- оцінка впливу аварійних ситуацій і безпеки експлуатації.

При проєктуванні об'єктів будівництва, до складу яких входить декілька окремих будівель або споруд, категорію складності доцільно визначати для кожної будівлі або споруди (блоку, секції), які є незалежними за планувальними, конструктивними та інженерними рішеннями, зокрема для житлового будівництва. Категорія складності об'єкта будівництва у цілому приймається за найвищою категорією складності окремої будівлі або споруди.

Показник  $S_2$  у (1.7.1) враховує категорію за призначенням;  $S_3$  - категорія за напруженим станом приймаються за табл. А1, А2 додатку А ДБН [1]. Скорочені приклади наведені у табл. 1.7.2, 1.7.4.

Перелік конструкцій та елементів із вказівкою категорій за призначенням і за напруженим станом у табл. А.1 додатку А ДБН [1] не поширюються на спеціальні споруди: магістральні і технологічні трубопроводи, резервуари спеціального призначення, кожухи доменних печей і повітрянагрівачів тощо.

За призначенням (див. табл. 1.7.2, 1.7.4) прийняті три категорії конструкцій та їх елементів (А, Б, В), які залежать від можливих наслідків при досягненні ними граничних станів:

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

А - конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких може призвести до повної непридатності до експлуатації будівлі чи споруди в цілому або його значної частини;

Б - конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівель і споруд внаслідок виникнення недопустимих прогинів або переміщень;

В - допоміжні конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких не призводить до порушення експлуатаційних вимог, що висуваються до несучих конструкцій.

*Таблиця 1.7.4*

Класифікація конструкцій

Конструкція і елемент	Категорія за призначенням	Категорія за напруженим станом
1. Підкранові балки	А	І
2. Головні балки при статичному навантаженні	А	ІІІ
3. Ребра жорсткості балок	В	ІІІ
4. Колони виробничих споруд	А	ІІІ
5. Вертикальні в'язі між колонами	А	ІІІ
6. Ребра жорсткості колон	В	ІІІ
7. Ферми при статичному навантаженні	А	І
8. Прогони покриття	Б	ІІ

Зауважимо, що у ДБН [2] передбачена категорія конструкцій А1, до якої слід відносити елементи, відмова яких може стати безпосередньою причиною аварійної ситуації з прямою загрозою для людей або довкілля.

Прийнято три категорії за напруженим станом (див. табл. 1.7.2, 1.7.4), які залежать від можливості та причин досягнення граничних станів, а також виходячи з умов руйнування від утомленості чи крихкого руйнування розрізняють три категорії конструкцій та їхніх елементів за напруженим станом:

І - конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких можливе у результаті безпосереднього впливу динамічного рухомого чи вібраційного навантаження;

ІІ - конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких можливе лише

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ* при поєднанні несприятливих чинників (динамічного чи вібраційного навантаження, концентраторів напружень, зон напружень розтягу тощо);

III - конструкції та елементи, руйнування від утомленості чи крихке руйнування яких неможливо через відсутність несприятливих чинників або через їх незначний вплив.

Показник  $S_4$  у (1.7.1) враховує наявність розтягувальних напружень від розрахункового навантаження (табл. 1.7.2, 1.7.4).

Показник  $S_5$  у (1.7.1) враховує несприятливий вплив зварних з'єднань (табл. 1.7.1). При цьому несприятливий вплив зварних з'єднань слід враховувати, якщо вони розташовані у місцях дії значних розрахункових розтягувальних напружень ( $\sigma > 0,3R_y$ ;  $\sigma > 0,3R_{wz}$ ), або в місцях, де міцність зварного з'єднання визначає придатність до експлуатації конструкції в цілому.

Залежно від наведених вище чинників та згідно з категоріями конструкцій за призначення і категоріями за напруженим станом всі конструкції та їх елементи поділяються на чотири групи відповідно до табл. Г.1 Додатку Г ДБН [1]. Скорочений приклад наведено у табл. 1.7.4.

Група 1 дозволяє застосування сталей вищих класів міцності (наприклад, С355, С390 і вище, залежно від товщини елемента та способу зварювання). Група 4 - тільки сталі С235.

Слід враховувати, що показники факторів при експлуатації, транспортуванні та монтажі можуть відрізнятися один від одного. Після підбору перерізів слід уточнити групу конструкцій шляхом коригування показника групи  $S_{tot}$ , визначеного згідно з (1.7.1), не більше як на  $\pm 4$  бали. При цьому рекомендується прийняти такі категорії за напруженим станом, де  $\alpha$  - відношення абсолютного найбільшого значення нормального розтягувального напруження, викликаного дією динамічних навантажень, до найбільшого значення сумарного розтягувального напруження, викликаного дією усіх навантажень, утому самому розрахунковому перерізі:

I - при  $\alpha > 0,5$ ; II - при  $0,2 < \alpha < 0,5$ ; III - при  $\alpha < 0,2$ .



**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**

При товщині прокату понад 20 до 40 мм, за наявності кромок після гільйотинного різання, наклепу від деформування в холодному стані, що не враховуються в розрахунку, високих початкових напружень (у тому числі зварювальних), значення показника групи  $S_{tot}$  необхідно збільшити на 1 бал; при товщині прокату понад 40 мм - на 2 бали.

$$\begin{aligned} \text{При } S > 26 & - \text{ група 1; } 23 \leq S \leq 26 & - \text{ група 2;} \\ 19 \leq S \leq 22 & - \text{ група 3; } 18 \leq S & - \text{ група 4.} \end{aligned} \quad (1.7.2)$$

Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згину відповідно до класів міцності прокату сталі наведені у табл. Г.2 Додатку Г ДБН [1], скорочений варіант для прикладу - у табл. 1.7.5.

Таблиця 1.7.4

Рекомендації щодо вибору сталей для конструкцій будівель і споруд

Сталь	Умови застосування сталі для груп конструкцій			
	1	2	3	4
C235	-	-	+ <sup>a)</sup>	+
C245	-	+ <sup>б)</sup>	+	-
C255	+	+	+	-
C275	-	+ <sup>б)</sup>	+	-
C285	+	+	+	-
C295	+	+	+	-
C325	+	+	+	-
C345	+	+	+	-
C345К	-	-	+	-
C355	+	+	+	-
C375	+	+	+	-
C390	+	+	+	-
C390К	+	+	+	-
C420	+	+	+	-
C440	+	+	+	-
C460	+	+	+	-
C490	+	+	+	-
C500	+	+	+	-
C590	-	+	+	-
C590К	+	+	+	-
C620	+	+	+	-

Позначення, прийняті в табл.:

Знаки «+» і «-» означають, що дану сталь застосовувати відповідно слід чи не слід.

**РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ**  
Цифра за знаком «+» означає категорію сталі за ударною в'язкістю.

а) б) враховує умови експлуатації неопалюваних будівель і конструкцій, на відкритому повітрі та ін.

Можна зробити висновки, що вибір сталі за Українськими нормами базується на чітко закріплених класах міцності (марках) сталі, з урахуванням товщини, умов роботи та стандартів постачання. Основні критерії - тимчасовий опір та границя текучості ( $R_u$ ,  $R_y$ ), закріплені для конкретної марки. Нормативи жорстко прив'язані до товщини прокату. Для відповідальних конструкцій вводяться категорії якості сталі (сп, пс, кп), що впливають на допустимі зони застосування. Особливе значення мають сталі з підвищеною тріщиностійкістю та холодостійкістю (09Г2С для низьких температур).

Таблиця 1.7.5

Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згину відповідно до класів міцності прокату сталі

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату, мм	Характеристичний опір прокату, Н/мм <sup>2</sup>				Розрахунковий опір прокату, Н/мм <sup>2</sup>			
		листового, широко-смугового, універсального		фасонного		листового, широко-смугового, універсального		фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
С235	2 - 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	21 - 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	41 - 100	215	360	-	-	210	350	-	-
С255	4 - 10	245	370	255	380	240	360	250	370
	11 - 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	21 - 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С345	2 - 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	11 - 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	21 - 40	305	460	305	460	300	450	300	450

У Єврокодах відсутнє пряме поняття поділу сталей на групи конструкцій за показником  $S_{tot}$ , як це наведено в ДБН. Замість цього класифікація здійснюється через класи сталі за границями текучості (*steel grades by yield strength*), наприклад S235, S275, S355, S460. Застосовані категорії виконання конструкцій (Execution

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*  
Classes): EXC1 - тимчасові або маловідповідальні споруди; EXC2 - звичайні будівлі; EXC3 - мости, відповідальні промислові споруди; EXC4 - унікальні, стратегічні або спеціальні об'єкти, що враховують рівень відповідальності споруди, умови експлуатації та вимоги до надійності. Також застосовані класи деталей за втомною міцністю (Detail Categories) у випадку перевірки на втому.

Таким чином, у Єврокодах відбір матеріалу та вимог відбувається комплексно: через поєднання класу сталі, категорії виконання та додаткових вимог до тріщиностійкості й втомної міцності.

У Єврокодах (EN 1993-1-1 [8]) для сталі також використовується уніфікована система класів сталі S + границя текучості  $f_y$  (наприклад, S235 -  $f_y = 235$  МПа) + клас в'язкості (JR, J0, J2) - наприклад, S355J2. Класи ударної в'язкості (toughness classes) JR, J0, J2 та K2 регламентують температуру проведення випробувань на ударний згин: відповідно  $+20^\circ\text{C}$ ,  $0^\circ\text{C}$ ,  $-20^\circ\text{C}$  та  $-40^\circ\text{C}$ . У Єврокодах немає жорсткої прив'язки до товщини, але  $f_y$  може знижуватись зі зростанням товщини (наприклад, у S355  $f_y = 355$  МПа при  $t \leq 16$  мм, але  $f_y = 335$  МПа при  $t > 40$  мм).

Eurocode 3 (EN 1993-1-1) встановлює 4 класи поперечних перерізів сталевих елементів залежно від їх здатності розвивати пластичні деформації до втрати стійкості стінки або полиць.

### **Клас 1 - Пластичний переріз:**

- Може досягати пластичної межі опору (формування пластичного шарніра) без локальної втрати стійкості.
- Забезпечує максимальну пластичність та перерозподіл зусиль.
- Використовується при пластичному розрахунку рам і балок.

### **Клас 2 - Компактний переріз:**

- Може досягти границі текучості в усіх волокнах і повного моменту опору, але без формування пластичного шарніра (до локальної втрати стійкості).
- Несуча здатність визначається за пластичними характеристиками, проте можливості перерозподілу зусиль обмежені.

**Клас 3 - Напівкомпактний (еластичний) переріз**

- Локальна втрата стійкості настає до досягнення пластичного моменту, але після досягнення **границі текучості в крайніх волокнах**.
- Несуча здатність обмежена **еластичним моментом опору**.
- Використовується для **еластичного аналізу** конструкцій.

**Клас 4 - Тонкостінний (нестійкий) переріз**

- Локальна втрата стійкості може настати до досягнення граници текучості.
- Для розрахунку вводять ефективні розміри елементів перерізу (зменшення площі і моментів інерції за методикою ефективної ширини).
- Використовується у розрахунках тонкостінних профілів, обшивок, гнучких стінок.

**Клас 1:** дозволено пластичний аналіз із формуванням механізмів. **Клас 2:** частково дозволено (без розвитку значних пластичних деформацій). **Клас 3-4:** тільки еластичний аналіз.

Порівняння принципів підбору матеріалу за національними нормами та Єврокодами наведено у табл. 1.7.6.

Порівняння принципів підбору матеріалу за національними нормами та Єврокодами

Критерій	Українські ДБН	Єврокоди
Система марок	ГОСТ/ДСТУ (ВСтЗ, 09Г2С, 15ХСНД)	Європейська класифікація (S235, S275, S355...)
Основний параметр	Марка сталі (R <sub>y</sub> , R <sub>t</sub> )	f <sub>y</sub> (границя текучості)
Прив'язка до товщини	Жорстка (наприклад, С245 до 20 мм)	f <sub>y</sub> знижується плавно з ростом товщини
Врахування температури	Через спеціальні марки (09Г2С, низьколеговані)	Через класи ударної в'язкості (JR, J0, J2, K2)
Категорії якості (сп, пс, кп)	Важливо для призначення сталі	Відсутні, застосовуються загальні вимоги до прокату
Вплив факторів (призначення, напружений стан, зварювання)	Враховуються через бали	Враховуються через призначення Execution Class
Гнучкість вибору	Обмежений перелік сталей	Універсальна система з модифікаціями
Прив'язка до класу наслідків (СС1-СС3)	Так, визначає $\gamma_m$ і допустимі сталі	Ні, але вводиться через часткові коефіцієнти $\gamma_m$ та вимоги до матеріалів
Методика вибору	Бальна система (Stot)	Класи виконання (EXC1-EXC4)
Зв'язок із вибором сталі	Через групи конструкцій (1-4)	Через вимоги EXC + EN 10025 (S235...S460, JR/J0/J2)

### КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ ЗА РОЗДІЛОМ 1

1. Який хімічний склад будівельних сталей та яка гранична масова частка вуглецю допускається?
2. Які основні фізичні властивості сталі використовуються в розрахунках за ДБН та Eurocode 3?
3. Що таке корозійна стійкість сталі? Які види корозії найбільш небезпечні для будівельних конструкцій?
4. Як за ДБН і Eurocode 3 враховується вплив агресивного середовища на вибір марки сталі та захисних заходів?
5. На які три групи поділяються сталі за показниками корозійної стійкості? Наведіть приклади марок сталей для кожної групи.

6. У чому полягає різниця між первинними та вторинними технологічними властивостями сталі? Наведіть приклади операцій, що їх змінюють.
7. Що таке діаграма розтягу сталі? Чим вона відрізняється для маловуглецевих і низьколегованих сталей?
8. Як у Eurocode 3 (EN 1993) класифікуються сталі? Які гарантійні значення межі текучості та тимчасового опору вони мають?
9. Що означає класифікація перерізів за Eurocode 3 (класи 1–4) та як вона впливає на розрахунок несучої здатності елементів?
10. Що таке хімічний склад сталі і яку роль він відіграє у технології термічного різання та зварювання?
11. Як визначається вуглецевий еквівалент (C<sub>e</sub>) і чому він важливий для оцінки зварюваності сталі?
12. Які граничні значення масової частки фосфору та сірки встановлені для низьколегованих сталей за ДБН і EN 10025, та як вони впливають на технологічні властивості?
13. Назвіть середні значення вуглецевого еквівалента для сталей Ст3кп, 10Г2С1 та 12Г2СМФ і поясніть, як це впливає на вибір режимів зварювання.
14. Як у Eurocode 3 (EN 1993) та EN 1011 регламентується оцінка зварюваності сталей та допустимі обмеження на хімічний склад у порівнянні з ДБН?
15. Що таке сортамент сталевих виробів і як він оформлюється у вигляді стандартів та технічних умов?
16. Які основні стандарти України та Європи регламентують сортамент гарячекатаних і холодногнутих сталевих профілів?
17. Чим відрізняються гарячекатані та холодногнуті профілі за способом виготовлення та застосуванням?
18. Які типи листового прокату виділяють в Україні та Європі, і у чому полягають основні відмінності у вимогах до товщини, ширини та механічних властивостей?
19. Які основні типи кутових профілів застосовуються в Україні, та як вони позначаються?

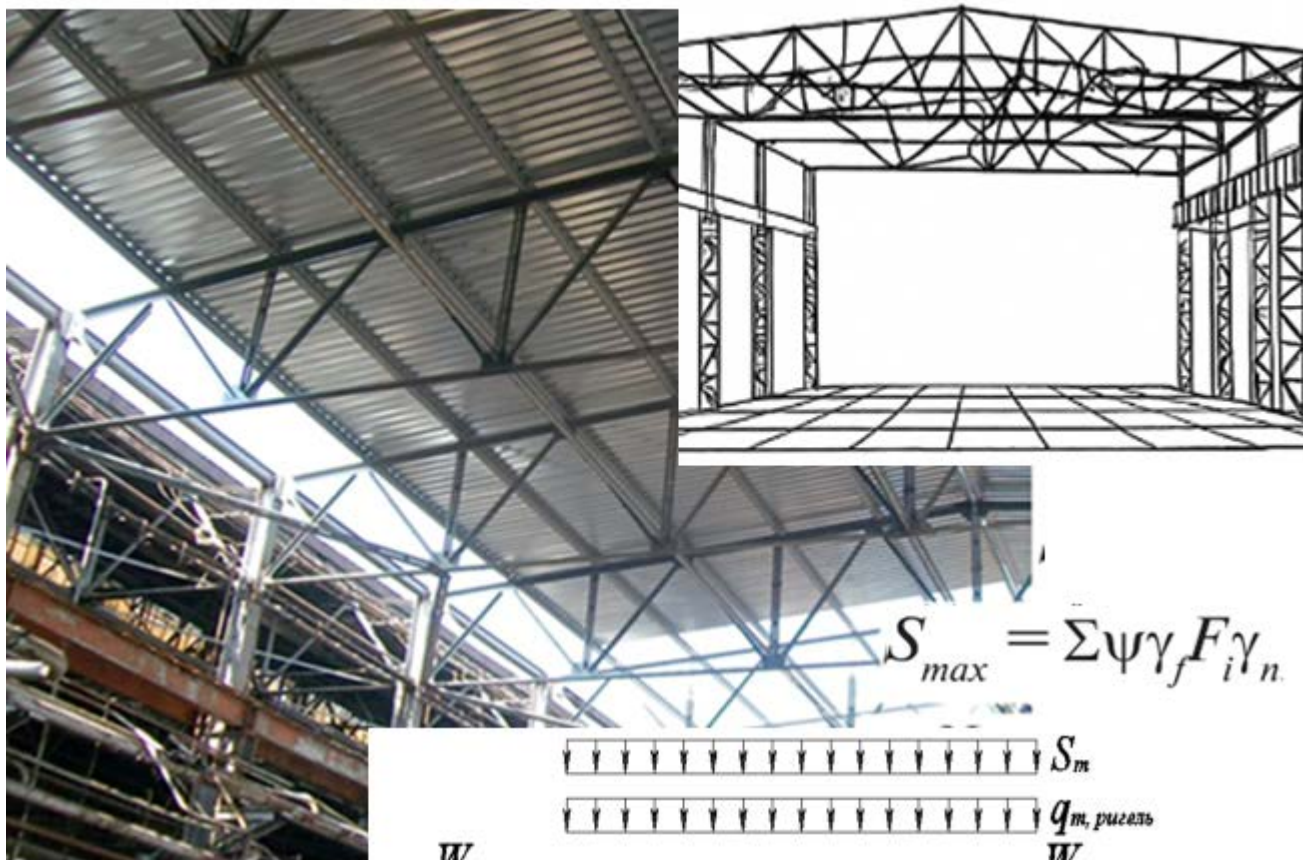
20. Як у Eurocode регламентуються розміри та механічні властивості кутових профілів, і чим це відрізняється від українських стандартів?
21. Назвіть основні типи двотаврових профілів і поясніть, як позначаються їхні висота, тип і градація товщини в Україні та в Європі.
22. У чому полягають основні відмінності між українськими та європейськими стандартами щодо допусків на прямолінійність, паралельність полицок та ширину двотаврових профілів?
23. Які види зварки застосовуються при виготовленні будівельних сталевих конструкцій і який із них є найбільш поширеним у будівництві?
24. Чим відрізняється ручне, механізоване (напівавтоматичне) та автоматичне дугове зварювання за способом подачі електрода/дроту та контролем процесу?
25. Які основні переваги та недоліки зварки під флюсом та зварки у захисному газі?
26. Для чого застосовується електрошлакова зварювання і які конструкції є типовими об'єктами її використання?
27. Які є типи зварних з'єднань за взаємним розташуванням елементів у конструкції, та які з них забезпечують найбільшу міцність і щільність?
28. У чому полягають основні відмінності між українськими нормами (ДБН) та Eurocode у підходах до розрахунку зварних швів, особливо щодо стикових і кутових швів?
29. На які два основні типи поділяються болтові з'єднання та в яких випадках застосовуються звичайні болти, а в яких - високоміцні?
30. Які переваги та недоліки мають болтові з'єднання у порівнянні зі зварними з'єднаннями?
31. Як визначаються клас міцності та клас точності болтів і гайок, та які співвідношення між ними використовуються в конструкціях?
32. Які правила виконання отворів для болтових з'єднань та які обмеження існують для сталей з межею текучості понад 350 МПа?
33. У чому полягають основні відмінності між українськими нормами (ДБН) та Eurocode щодо класифікації та застосування болтових з'єднань?

*РОЗДІЛ 1. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ У БУДІВНИЦТВІ: МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ*

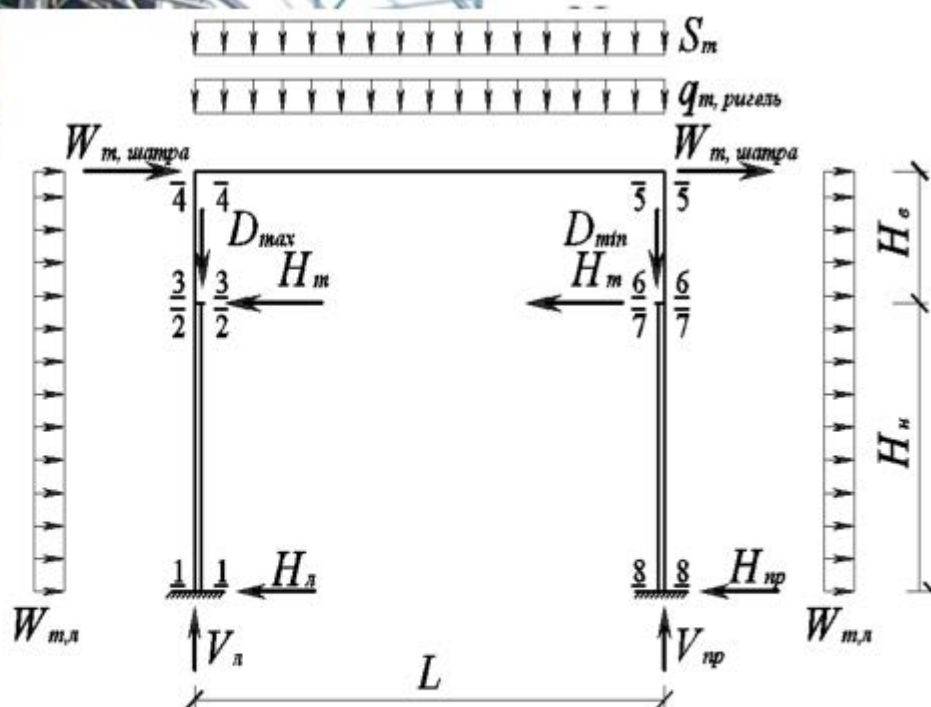
34. Як обирають марку сталі для конкретних типів металевих конструкцій?
35. Які фактори враховуються при виборі сталі з точки зору експлуатаційних умов, корозійної стійкості та зварюваності?
36. Які механічні властивості сталі найбільше впливають на її роботу під навантаженням?
37. Які фактори визначають характер руйнування сталевих конструкцій (крихкість, пластичність, втома тощо)?
38. Які основні технології зварювання стали застосовуються в будівництві металоконструкцій?
39. Які існують типи з'єднань за взаємним розташуванням елементів у конструкції?
40. Які типи сталевих профілів найчастіше застосовуються для колон, балок і ригелів?
41. Які основні характеристики листового прокату необхідно враховувати при виборі для конструкцій?
42. Які стандарти регламентують механічні властивості гарячекатаних і холодногнутих профілів?
43. Як визначають класи сталі за Єврокодом та що вони означають у технічних характеристиках?
44. Що таке межа текучості і тимчасовий опір матеріалу, і як вони впливають на проектування конструкцій?
45. Як впливає хімічний склад сталі на її зварюваність і пластичність?
46. Як оцінюється корозійна стійкість сталевих конструкцій у різних кліматичних умовах?
47. Які технологічні операції змінюють первинні та вторинні властивості сталі?
48. Як визначаються допустимі навантаження для зварних і болтових з'єднань?
49. Які фактори впливають на вибір між звичайними та високоміцними болтами?
50. Як стандарти України та Європи регламентують маркування та сортамент сталевих виробів?



## РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ



$$S_{max} = \sum \psi \gamma_f F_i \gamma_n$$



$$\frac{N \gamma_n}{\varphi A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad \frac{M \gamma_n}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1$$

## 2.1. Еволюція методу розрахунку за граничними станами.

### 1. СНиП-1954. Розділ Б. Основні положення

Метод граничних станів був розроблений акад. Стрілецьким М.С. та проф. Гвоздевим А.А. В практику проєктування його вперше було впроваджено у 1952 р. Подальше розвинення методу було забезпечено роботами багатьох вчених та спеціалістів. Все це враховується при розробленні будівельних норм та правил на проєктування будівельних конструкцій з різних будівельних матеріалів (бетонні, дерев'яні, залізобетонні, кам'яні та металеві конструкції). Вперше у будівельні норми СРСР було офіційно введено розрахунок за методом розрахункових граничних станів (МРГС). Це стало важливим кроком у розвитку інженерної практики, адже до цього часу проєктування конструкцій спиралося переважно на більш спрощені методи.

До запровадження МРГС домінував метод допустимих напружень. Його суть полягала у тому, що фактичні (розрахункові) напруження в елементі порівнювалися з наперед встановленими допустимими значеннями, які визначалися як частка від границі міцності чи границі текучості матеріалу. Допустимі напруження задавалися з великими запасами, що забезпечувало надійність, але часто призводило до перевитрати матеріалів.

Впровадження МРГС дозволило врахувати реальну роботу конструкції в граничних станах. Йдеться про ситуації, коли конструкція:

- або досягає руйнування (втрата несучої здатності);
- або втрачає експлуатаційну придатність (надмірні деформації, коливання, розкриття тріщин тощо).

Таким чином, проєктувальники отримали більш гнучкий і точний метод оцінки безпеки та працездатності споруд.

На початковому етапі метод застосовувався обмежено. У 1954 році його використовували головним чином при **проєктуванні** промислових і цивільних будівель, тоді як для інших типів споруд (мости, гідротехнічні об'єкти тощо) ще зберігалися традиційні підходи (метод допустимих напружень).

### 2. СНиП II-A.10-62. Основні положення проєктування будівельних

конструкцій та основ.

Поширення методу граничних станів (МРГС) на всі типи споруд. Якщо у нормах 1954 року метод застосовувався лише для промислових і цивільних будівель, то у 1962 році він став універсальним інструментом розрахунку, що охоплював усі види конструкцій та споруд - від будівель до мостів, гідротехнічних і спеціальних об'єктів. Це означало фактичне витіснення методу допустимих напружень з нормативної бази.

### **Систематизація та класифікація навантажень і впливів.**

Було вперше чітко введено поділ навантажень на:

- постійні (власна вага конструкцій, ґрунту, стаціонарне обладнання);
- тимчасові тривалі (корисне навантаження від експлуатації, тиск рідин, сніг);
- тимчасові короткочасні (сніг, вітер, монтажні навантаження тощо);
- особливі (сейсмічні впливи, вибухи, аварійні навантаження).

Ця класифікація лягла в основу розрахункових комбінацій навантажень, які застосовуються і в сучасних нормах. Встановлено дві групи граничних станів. У СНиП-62 закріплено поділ граничних станів на:

- перша група - втрати несучої здатності (руйнування, втрати стійкості, зріз тощо);
- друга група - втрати експлуатаційної придатності (прогини, коливання, тріщини).

Це дозволило комплексно оцінювати безпечність і довговічність споруд.

**Нормативні та розрахункові характеристики.** Запроваджено розділення фізико-механічних характеристик матеріалів на нормативні (середні або гарантовані значення) і розрахункові (отримані з урахуванням коефіцієнтів запасу та надійності). Це стало прототипом сучасної системи часткових коефіцієнтів. Зростання ролі інженерних розрахунків. У результаті впровадження цих положень проектувальники отримали більш раціональні схеми обчислення, що дозволило оптимізувати витрати матеріалів без втрати безпеки.

3. ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-97). Надійність будівельних конструкцій і основ. Основні положення по розрахунку.

**Введення поняття надійності конструкцій.** Цей норматив став етапним, оскільки вперше на рівні державних стандартів було офіційно сформульовано поняття «надійність конструкції». Під нею розуміли здатність конструкції виконувати задані функції протягом визначеного терміну експлуатації з урахуванням усіх можливих навантажень та умов.

**Зв'язок надійності з методом граничних станів.** Метод граничних станів розглядався не як окремий підхід, а як інструмент забезпечення надійності.

**Для першої групи граничних станів** (несуча здатність) - надійність ототожнювалася з безпекою, тобто відсутністю руйнування чи втрати стійкості.

**Для другої групи граничних станів** (експлуатаційна придатність) – робота конструкцій пов'язана з довговічністю та працездатністю, тобто відсутністю надмірних деформацій, коливань, тріщин.

#### **Врахування факторів невизначеності.**

У стандарті вперше на нормативному рівні підкреслено, що матеріали, навантаження, умови роботи конструкції мають випадковий характер.

Навантаження можуть змінюватися у часі (сніг, вітер, корисні навантаження).

Властивості матеріалів (міцність, модуль пружності) коливаються у межах статистичного розподілу.

Розрахункові схеми завжди є лише наближенням до реальної роботи конструкції.

#### **Система коефіцієнтів надійності.**

Для врахування цих невизначеностей було введено:

- коефіцієнти надійності за матеріалом ( $\gamma_m$ );
- коефіцієнти надійності за навантаженням ( $\gamma_f$ );
- коефіцієнти умов роботи конструкції ( $\gamma_c$ ).

Завдяки цьому формувався більш реалістичний і безпечний запас міцності.

**Життєвий цикл конструкцій.** ГОСТ наголошував, що надійність повинна забезпечуватися не лише при проектуванні, а й протягом усього життєвого циклу

споруди - під час будівництва, експлуатації, ремонту та реконструкції. Це був перший крок до комплексного підходу «проектування - будівництво - експлуатація».

**Міжнародна інтеграція.** Оскільки ГОСТ 27751-88 був гармонізований із стандартами СЕВ (СТ СЭВ 384-97), він набув наддержавного значення для країн соцтабору, ставши спільною методологічною базою.

4. ISO 2394:1973 (переглянуте 1984) «General Principles on Reliability for Structures» (Загальні принципи надійності для споруд)

**Міжнародний рівень стандартизації.** Прийняття ISO 2394 стало ключовим кроком у напрямку уніфікації підходів до розрахунку конструкцій у світовій практиці. Стандарт запропонував загальні принципи забезпечення надійності, які могли застосовуватися до всіх типів конструкцій і матеріалів - від будівель та мостів до гідротехнічних і спеціальних споруд.

**Ймовірнісний підхід до надійності.** У документі чітко підкреслюється, що надійність конструкцій має випадкову природу і може бути описана засобами теорії ймовірностей. Визначаються випадкові змінні: навантаження, впливи, властивості матеріалів. Вводиться поняття граничного стану як межі безпечної роботи конструкції. Надійність ототожнюється з імовірністю того, що конструкція не перейде у граничний стан протягом заданого терміну служби.

Можливість ймовірнісної перевірки. ISO 2394 визнає доцільність застосування повних ймовірнісних методів (на основі розподілів випадкових величин) для оцінки надійності. Проте водночас зазначено, що на практиці це занадто складно, а отже, потрібні спрощені методи. Метод часткових коефіцієнтів надійності (МЧКН, Partial Safety Factor Method). Як практичний компроміс було запропоновано напівймовірнісний метод:

Нормативні значення навантажень і характеристик матеріалів визначаються як гарантовані (характеристичні) величини. До них застосовуються часткові коефіцієнти надійності:

- $\gamma_f$  - до навантажень (врахування можливого перевищення фактичних значень);

- $\gamma_m$  - до матеріалів (врахування зниження міцності через дефекти, неоднорідність);
- $\gamma_c$  - до умов роботи (вплив середовища, технології монтажу, тривалості дії навантаження).

У підсумку отримуються розрахункові значення, за якими й ведеться перевірка конструкцій.

**Гнучкість та універсальність.** ISO 2394 не задає конкретних числових значень коефіцієнтів, а визначає лише загальні принципи, що дозволяє адаптувати метод до різних країн і типів споруд.

**Вплив на подальший розвиток норм.** Саме з цього документа виросла система європейських норм (Eurocode), де МЧКН став основним методом розрахунку. Таким чином, ISO 2394 заклав підґрунтя для сучасної міжнародної практики проектування.

5. EN 1990:2002 «Basis of Structural Design». ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)

**Створення європейської системи норм (Eurocode).** EN 1990 є фундаментальним документом Єврокодів, що задає єдину методологічну основу для всіх галузей будівельного проектування - від сталевих і залізобетонних конструкцій до мостів, фундаментів і спеціальних споруд. Він визначає загальні правила, які потім деталізуються у спеціалізованих нормах (EN 1991 - навантаження, EN 1992 - бетон, EN 1993 – сталь, тощо).

**Узгодженість і уніфікація.** На відміну від національних систем (СНиП, ГОСТ, тощо), Єврокоди мають на меті уніфікувати підхід у всіх країнах ЄС. Це дозволяє:

- забезпечити взаємне визнання проєктної документації;
- створити єдиний ринок будівельних послуг;
- підвищити рівень безпеки та конкурентоспроможності.

**Класифікація навантажень і комбінацій.** EN 1990 розвиває ідеї, закладені ще в СНиП-62 та ISO 2394:

- виділяються постійні, змінні та випадкові (accidental) навантаження;

- задаються правила формування комбінацій навантажень для перевірки граничних станів;
- визначаються характеристичні, часткові та розрахункові значення навантажень.

**Система часткових коефіцієнтів надійності.** У Єврокодах цей підхід отримав найбільш завершену форму:

- $\gamma_f$  - коефіцієнти для навантажень (враховують статистичні коливання);
- $\gamma_m$  - коефіцієнти для матеріалів (враховують неоднорідність та дефекти);
- коефіцієнти для моделей і комбінацій ( $\psi$ ), що описують тривалість та імовірність дії навантажень.

**Групи граничних станів.** Єврокод чітко розмежовує:

Граничні стани несучої здатності (ULS, Ultimate Limit States) - перевірка міцності, стійкості та опор руйнуванню;

Граничні стани експлуатаційної придатності (SLS, Serviceability Limit States) - перевірка деформацій, прогинів, тріщин, комфорту користувачів.

**Ймовірнісна основа.** EN 1990 прямо базується на принципах ISO 2394:

- визнається випадковий характер навантажень і матеріалів;
- застосовується напівймовірнісний метод часткових коефіцієнтів;
- допускається використання повних ймовірнісних методів у спеціальних випадках.

**Гармонізація в Україні.** У 2008 р. було прийнято ДСТУ-Н Б.1.2-13:2008 «Основи проєктування конструкцій», що адаптував EN 1990 до українських умов. Це стало першим кроком інтеграції України у європейську систему нормування.

## 2.2. Поділ граничних станів на групи та їх практичне застосування

Зведення споруд повинно починатися з проєктування конструкцій, які входять до складу будівель чи споруди. Рішення цих задач повинно виконуватися за умов забезпечення достатньої надійності будівель та споруд та, одночасно, за умов мінімальних витрат матеріалу та грошових ресурсів на їх зведення. Це дуже не

просте протиріччя яке треба вирішувати вмілим застосуванням та неухильним дотриманням норм проєктування.

Нормативна база проєктування будівельних конструкцій в загалі, та металевих конструкцій зокрема, сформована на базі методу граничних станів.

При проєктуванні металевих конструкцій вирішувати **три основні задачі**:

**Перша задача** – необхідно визначати всі навантаження і впливи, під дію яких можуть підпасти будівлі та споруди під час всього періоду експлуатації.

**Друга задача** - визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкцій від всіх діючих навантажень, використовуючи методи будівельної механіки.

**Третя задача** - призначення ефективних перерізів конструктивних елементів та конструювання вузлів, що їх з'єднують.

При цьому елементи і конструкції, що підпадають під розрахунок, поділяються на три класи залежно від прийнятого в розрахунок виду напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу:

**1 клас** - НДС, при якому нормальні напруження  $\sigma$  на всіх ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі  $R_y$  і можуть досягнути його лише в найбільш напружених волокнах перерізу  $\sigma = R_y$  (пружна робота перерізу - рис. 2.2.1, а);

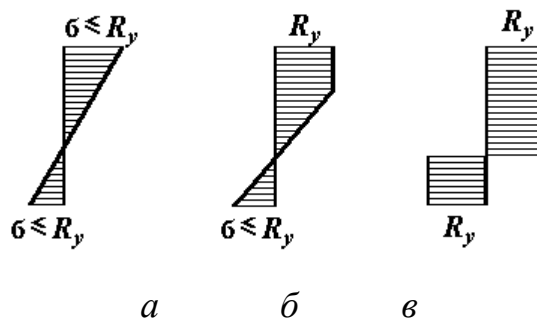


Рис. 2.2.1. Класифікація перерізів за видами НДС

**2 клас** - НДС, при якому нормальні напруження  $\sigma$  на деяких ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі  $R_y$ , а на інших ділянках - дорівнюють йому (пружно-пластична робота перерізу - рис. 2.2.1, б);

**3 клас** - НДС, при якому нормальні напруження  $\sigma$  по всій площі



розрахункового перерізу дорівнюють розрахунковому опору сталі  $R_y$  (пластифікація всього перерізу з утворенням пластичного шарніру - рис. 2.2.1, в).

Розрахунок окремих елементів на дію цих зусиль слід виконувати за деформованою схемою, що враховує вплив переміщень під навантаженням. Статично невизначені конструкції, які розглядаються як єдині системи, допускається розраховувати за деформованою схемою в межах пружної роботи сталі. Деформованою вважається розрахункова схема, в рівняннях рівноваги якої враховуються переміщення від початкового навантаженого стану та зміна розташування цих навантажень внаслідок деформації системи.

**При розрахунках несучих конструкцій можна використовувати наступні розрахункові моделі:**

- окремі конструктивні елементи (наприклад, розтягнуті і стиснуті стрижні, балки, стійки і колони суцільного перерізу тощо);
- плоскі або просторові системи, закріплені від перекосу (рис. 2.2.2, а) і їх розрахунок може бути виконаний шляхом розрахунку окремих елементів з урахуванням їхньої взаємодії між собою і з основою;
- плоскі або просторові системи, не закріплені від перекосу (рис. 2.2.2, б), але при розрахунку таких конструкцій поряд із перевіркою окремих елементів слід враховувати можливість досягнення граничного стану системи в цілому;
- листові конструкції (оболонки обертання), що перебувають у безмоментному напруженому стані.

Остання редакція Державних будівельних норм України для проєктування сталевих конструкцій - це ДБН [1].

Методика розрахунку конструкцій за теорією граничних станів пропонує систему коефіцієнтів:

1.  $\gamma_m$  - коефіцієнт надійності за матеріалом, який відображає змінність властивостей матеріалу та залежить від стандартів за якими він поставляється (відповідно до табл. 7.2 ДБН [1]; він змінюється в межах  $1,025 \div 1,100$ ) і встановлюється статистичними методами;

2.  $\gamma_{ft}$  - коефіцієнт надійності за навантаженням, який залежить від виду навантаження (відповідно до р.5 - 11 ДБН [4]);
3.  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи і він відображує особливості дійсної роботи конструкції або окремого елемента, враховує недостовірності розрахункової схеми, характер дії навантажень, умови в яких експлуатується будівля та агресивність навколишнього середовища (відповідно до табл. 5.1 ДБН [1] змінюється в межах  $1,20 \geq \gamma_c \geq 0,75$ );

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за відповідальністю (відповідно до табл. 5 ДБН [2] і він змінюється в межах  $1,25 \geq \gamma_n \geq 0,9$ );

$\gamma_u$  - коефіцієнт надійності в розрахунках за тимчасовим опором сталі на розрив (у нормативних документах значення  $\gamma_u$  може варіюватися залежно від типу конструкції та характеру тимчасового навантаження, але зазвичай воно знаходиться у межах  $0,9 \div 1,0$ ).

Величина вказаних коефіцієнтів має змінний характер і визначається для кожної конструкції чи окремого елемента в залежності від умов, в яких буде експлуатуватись конструкція під час всього періоду експлуатації.

Для того, щоб з'ясувати поняття «граничний стан» необхідно розглянути у чому сутність граничних станів. Граничний стан - такий стан, при якому конструкція перестає задовольняти вимогам, що висуваються до неї в процесі транспортування, монтажу та експлуатації.

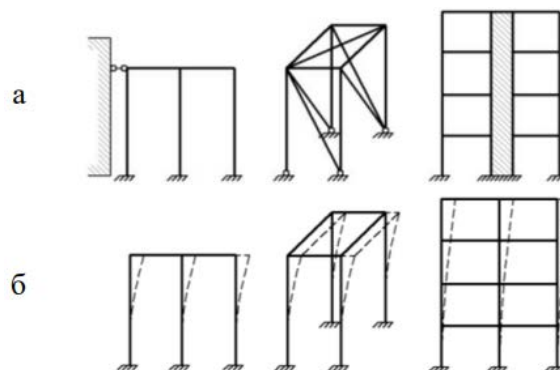


Рис. 2.2.2. Розрахункові моделі несучих конструкцій у вигляді стрижневих: системи закріплені від перекосу (а); системи не закріплені від перекосу (б)

Для металевих конструкцій існує дві групи граничних станів: граничні стани за несучою здатністю (рис. 2.2.3,а) та граничні стани за експлуатаційною придатністю (рис. 2.2.3,б). Граничні стани повинні визначати межу між допустими і недопустими (позаграничними) станами конструкцій. Перехід через граничний стан відповідає одному з видів відмов, але самі граничні стани, при цьому, вважаються допустимими.

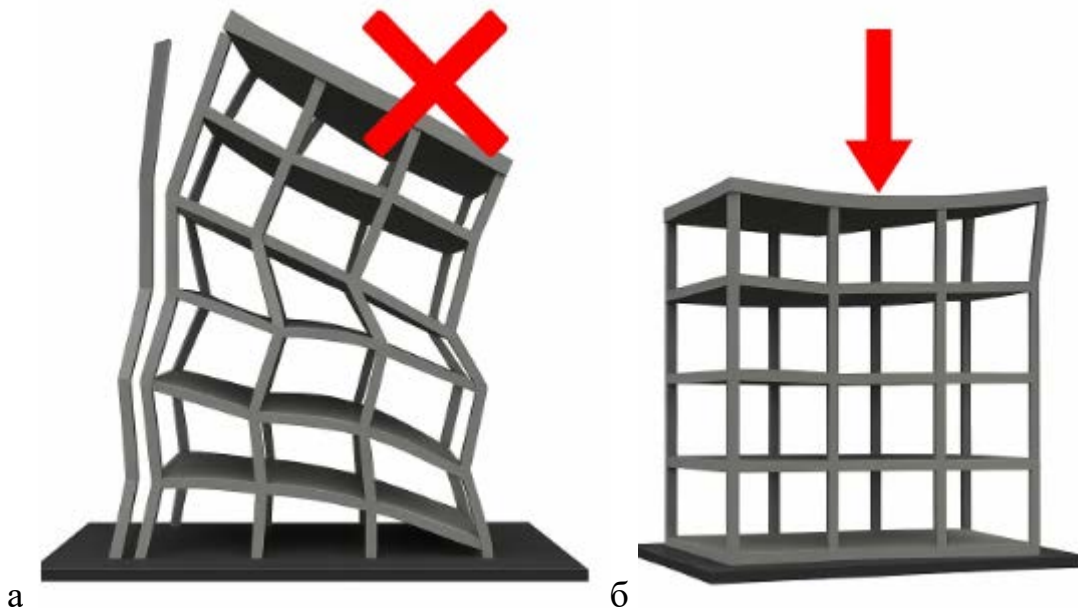


Рис. 2.2.3. Види граничних станів для металевих конструкцій: першої групи (а), другої групи (б)

При переході через граничні стани першою групи конструкції стають повністю непридатними до подальшої експлуатації.

**Перша група** містить граничні стани, перехід через які призводить до повної непридатності об'єкта або його елемента до експлуатації і для яких позаграничними станами можуть бути:

- руйнування будь-якого характеру (в'язке, крихке, у результаті втоми);
- втрата стійкості форми;
- втрата стійкості положення;
- перехід у змінну систему;
- якісна зміна конфігурації;
- інші явища, за яких виникає потреба у припиненні експлуатації (наприклад,

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ виникнення перфорації стінки ємкості з токсичними речовинами або надмірні переміщення основи при просадках чи спучуванні ґрунтів).

Друга група містить граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію об'єкта або зменшують його довговічність порівняно з розрахунковим строком експлуатації і для яких позаграничними станами є:

- надмірні переміщення або повороти деяких точок конструкції;
- недопустимі коливання (надмірні значення амплітуди, частоти, швидкості, прискорення);
- утворення та розкриття тріщин, досягнення ними гранично допустимих значень розкриття чи довжини;
- втрата стійкості форми у вигляді локального деформування або втрати стійкості форми перерізу;
- пошкодження від корозії чи інших видів фізичного зношення, які призводять до необхідності обмеження експлуатації внаслідок зменшення строку експлуатації об'єкта;
- недопустимі втрати тепла через огорожувальні конструкції, що призводить до збільшення матеріальних витрат на експлуатацію будівлі;
- недосягнення елементами будівлі необхідного рівня шумоізоляції.

Граничні стани цієї групи можуть бути пов'язані з порушенням вимог щодо використання об'єкта без обмежень, порушенням вимог щодо рівня комфорту, зручностей персоналу, вимог до зовнішнього вигляду конструкцій.

Досягнення граничного стану другої групи класифікується як **відмова-перешкода**.

Приймаємо залежність між несучою здатністю елемента чи всієї конструкції  $S$  та узагальненої відносної деформації  $\varepsilon$ .

Основною розрахунковою умовою першої групи граничних станів є вираз:

$$N_{max} \leq S_{min} \quad (2.2.1)$$

де  $N_{max}$  - максимальне розрахункове зусилля в елементах конструкцій від дії розрахункової комбінації навантажень (це можуть бути або внутрішнє зусилля  $N$

розтягу чи стиску, поперечна сила  $Q$ , згинальний момент  $M$ , скручуючий момент  $M_{кр}$  або комбінації внутрішніх зусиль);

$S_{min}$  - мінімальна розрахункова несуча здатність елемента конструкції або граничне зусилля, яке може сприйняти цей елемент не руйнуючись і не втрачаючи своїх експлуатаційних властивостей під час всього періоду експлуатації конструкції  $T_{ef}$ . Відповідно до додатку В ДБН [4]  $T_{ef}$  - це встановлений проєктний термін експлуатації конструкції.

При визначенні  $S_{min}$  слід врахувати можливі механізми руйнування та впливи.

1. Матеріальна міцність (гранична напруга матеріалу з поправкою на коефіцієнти надійності по матеріалу  $\gamma_m$ ).
2. Геометричні форми і дефекти перерізу (тонкостінність, вирізи, отвори).
3. Стабільність (локальна або загальна) - для елементів, які працюють на стиск треба враховувати критичну силу втрати стійкості (елементи довгі / тонкі).
4. Поперечна / скручуюча стійкість (для балок - поперечна стійкість, для труб / швеллерів - скручування+згин).
5. Втомна довговічність / корозійні ушкодження - зниження  $S$  за час експлуатації.
6. Дефекти зварних / болтових з'єднань - зниження несучої здатності у місцях сполучень.

Умови для пластичних деформацій (обмеження пластичності). Аналізуючи криву  $S - \epsilon$ , яка наведена на рис.1.2.3 необхідно звернути увагу на те, що і для пластичних деформацій повинна виконуватися умова:

$$\epsilon_{розр} \leq \epsilon_{1гран} = m \times \epsilon_{пр} \quad (2.2.2)$$

де  $\epsilon_{розр}$  - граничне значення пластичних деформацій, які відповідно до діючих норм допустимі для заданої конструкції;

$\epsilon_{1гран}$  - обмеження, виражене через коефіцієнт  $m$  та пружну деформацію  $\epsilon_{пр}$ .

$\epsilon_{пр}$  - узагальнена відносна пружна деформація;

$m$  - коефіцієнт, який враховує умови експлуатації конструкції). Значення  $m$  встановлюється нормативно або проєктувальником з обґрунтуванням (наприклад,

для конструкцій підвищеної відповідальності  $m$  менше, для тимчасових/допоміжних - більше). Не рекомендується ставити  $m$  без посилань на нормативи/технічні умови.

На рис. 2.2.4 наведені деякі приклади граничних станів за несучою здатністю. Аналіз наведених прикладів дозволяє зробити висновок, що в тих випадках коли при експлуатації конструкцій з'являються значні остаточні деформації подальша їх експлуатація неможлива незважаючи на те, що втрата міцності не відбувається. Аналітична залежність має вигляд:

$$\varepsilon_{екс} \leq \varepsilon_{упр}, \quad (2.2.3)$$

де  $\varepsilon_{екс}$  - відносна узагальнена деформація за експлуатаційною придатністю;

$\varepsilon_{упр}$  - узагальнена відносна пружна деформація.

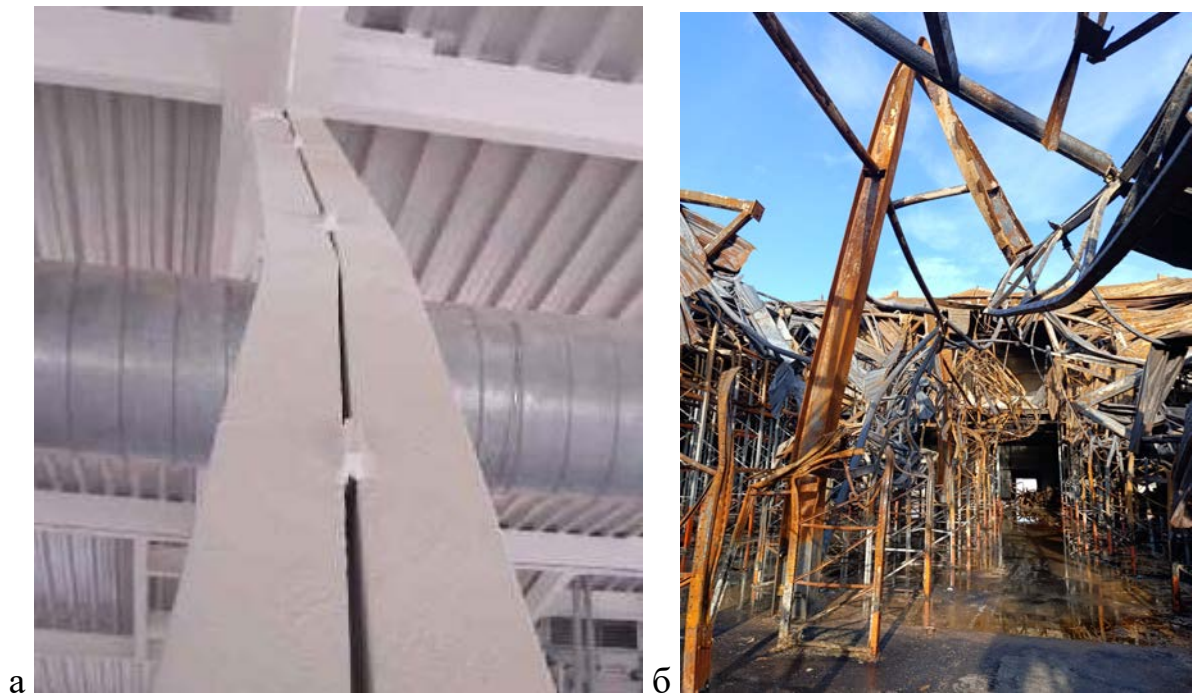


Рис. 2.2.4. Граничні стани за несучою здатністю:

*втрата стійкості стиснутого розкосу ферми (а); втрата стійкості колони (б)*

Друга група граничних станів повинна забезпечувати нормальну експлуатаційну придатність конструкцій. Граничні стани даної групи стосуються функціонування конструкцій за нормальних умов, при яких недопустимі поява значних прогинів та надмірних переміщень або повороти деяких точок конструкції; коливання (надмірні значення амплітуди, частоти, швидкості, прискорення); втрата

стійкості форми у вигляді локального деформування. Перевірка граничних станів за експлуатаційною придатністю включає: перевірку деформацій, вібрації та коливань, що вірогідно, негативно впливають на функціонування і зовнішній вигляд конструкцій та на комфорт користувачів. Дана група граничних станів можуть бути зворотною або незворотною. Для зворотних граничних станів зниження навантажень дозволяють повернути конструкцію в первісний стан. До граничних станів другої групи також відносяться всі види пружних деформацій в межах пружної роботи матеріалу, що дозволяє при визначенні максимальних деформацій користуватись принципом незалежності дії сил. Досягнення граничного стану другої групи класифікується у більшості випадків як **відмова-перешкода**.

Оцінка граничних станів другої групи за експлуатаційною придатністю може виконуватись за рівнянням:

$$f \leq f_u, \quad (2.2.4)$$

де  $f$  - максимальна деформація конструкції або її елемента, яка визначається методами будівельної механіки від дії комбінації розрахункових експлуатаційних навантажень, які регламентуються ДБН [4];

$f_u$  - гранично допустима деформація, яка визначається за рекомендаціями ДСТУ [5] і залежить від типу конструкції або її елемента та вимог до конструкції, які класифікуються як естетичні, технологічні та психологічні.

Розглянемо будь яку абстрактну конструкцію (рис. 2.2.5) як багатоеlementну систему, яка підпадає під дію навантажень у кількості « $K$ » і для  $n$ -ого елемента граничний стан визначається за несучою здатністю. Узагальнене максимальне розрахункове зусилля від комбінації розрахункових граничних навантажень має вигляд:

$$N_n = \psi \times \sum X_{0i} \times \gamma_{fi} \leq S_{np.f} \quad (2.2.4)$$

Де  $\psi$  - коефіцієнт сполучення навантажень, який враховує ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень, які діють на конструкцію або її елемент;

$X_{0i}$  - характеристичне значення узагальненого внутрішнього зусилля, яке виникає від зовнішнього  $i$ -того навантаження, що наведено в ДБН [4] в  $n$ -ом елементі;

$\gamma_{fmi}$  - коефіцієнт надійності за граничним значенням  $i$ -того навантаження.

Несуча здатність  $S_{np,\phi}$   $n$ -ого елемента визначається за формулою:

$$S_{np,\phi} = A_n \times (R_{yn} \times \gamma_c \times \gamma_n) : (\gamma_m) \quad (2.2.5)$$

$A_n$  - узагальнена геометрична характеристика  $n$ -ого елемента;

$R_{yn}$  - характеристичне значення границі текучості сталі;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_m$  - коефіцієнт надійності за матеріалом;

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за відповідальністю.

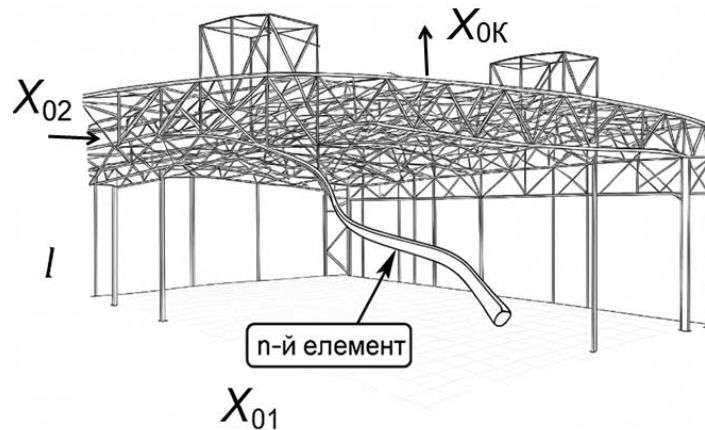


Рис. 2.2.5. До розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів

Для різних видів напруженого стану конструкцій за першим граничним станом формула (2.2.4) буде мати вигляд:

$$\text{Згин} \quad \sigma = \psi * \sum_{i=1}^k \frac{M_{oi} * \gamma_{fi}}{W} \leq R_{yn} * \gamma_c * \frac{\gamma_n}{\gamma_m} \quad (2.2.6)$$

$$\text{Розтяг} \quad \sigma = \psi * \sum_{i=1}^k \frac{N_{oi} * \gamma_{fi}}{A} \leq R_{yn} * \gamma_c * \frac{\gamma_n}{\gamma_m} \quad (2.2.7)$$

$$\text{Стиск} \quad \sigma = \psi * \sum_{i=1}^k \frac{N_{oi} * \gamma_{fi}}{A * \phi} \leq R_{yn} * \gamma_c * \frac{\gamma_n}{\gamma_m} \quad (2.2.8)$$

На рис. 2.2.6 наведено приклад втрати експлуатаційної придатності окремої балки перекриття за другою групою граничних станів. Прогин балки  $f$  не повинен перевищувати гранично допустимий прогин балки  $f > f_u$ , який нормується ДСТУ і залежить від типу, умов експлуатації та призначення конструкції. Окремо необхідно враховувати які умови є головними: психологічні, технологічні або естетичні.



При визначенні другого граничного стану формула 2.2.4 буде мати вигляд:

$$f = \psi * \sum_{i=1}^n * f_i * \gamma_{fe} \leq f_u \quad (2.2.9)$$

Де  $f_i$  - переміщення  $n$ -го елемента від дії одиничного  $i$ -го навантаження;

$\gamma_{fe}$  - коефіцієнт надійності по навантаженню для визначення експлуатаційних розрахункових навантажень, які використовуються для розрахунку за другим граничним станом.

Необхідно ще раз звернути увагу на те, що головним завданням розрахунку конструкцій за методикою граничних станів є забезпечення надійності та несучої здатності конструкцій під час всього періоду експлуатації, який визначено технічним завданням на проєктування.

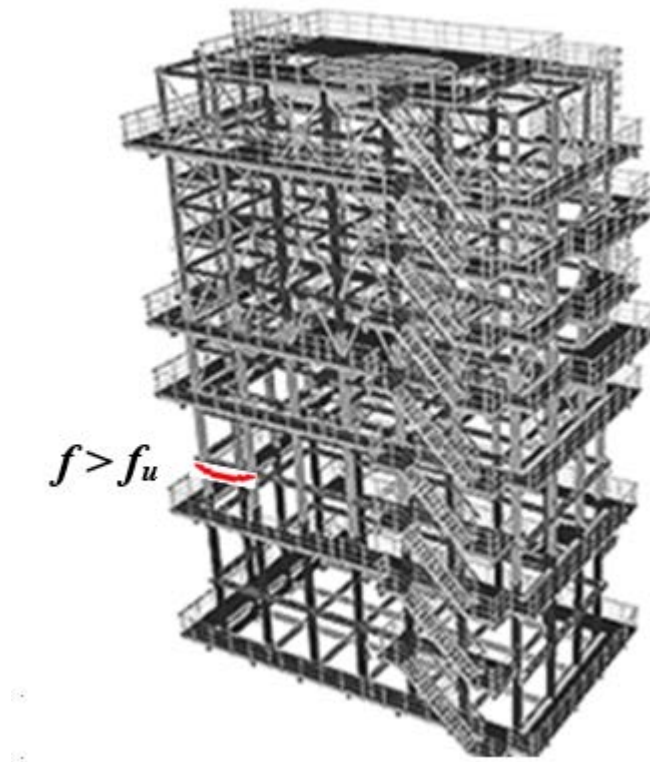


Рис. 2.2.6. Розрахунок конструкцій за другою групою граничних станів

### 2.3. Граничні стани, що виникають у конструктивних елементах при центральному розтягу, при стиску, при згині та при дії комбінованих навантажень

Характеристики міцності сталі практично однакові у всіх напрямках (це одне з головних переваг цього матеріалу). Тому перевірка міцності елементів, які працюють на центральний стиск, практично, ні чим не відрізняється від перевірки міцності елементів, які працюють на розтяг. Розподіл напружень по перерізу при центральному стиску теж буде рівномірним як і при центральному розтягу (рис. 2.3.1). Але це буде правомірним лише для випадків, коли мінімальний розмір перерізу буде більш чим  $1/3$  від довжини конструктивного елемента. Тобто це є правомірним для жорстких конструкцій або елементів конструкцій.

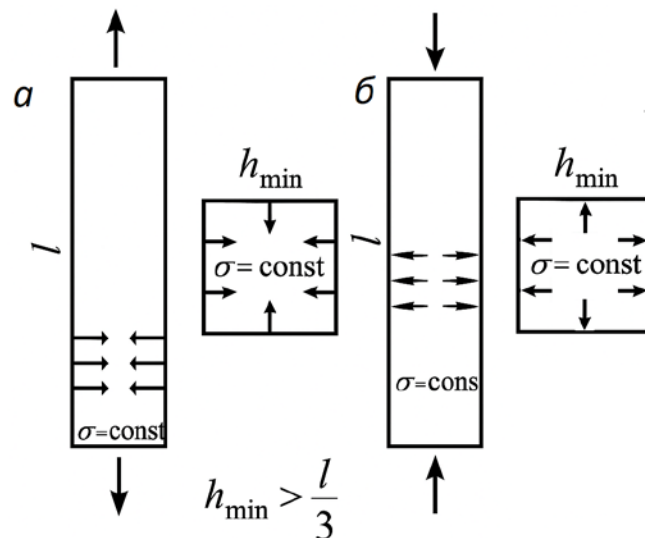


Рис. 2.3.1. Ізотропність сталі: при центральному розтягу (а);  
при центральному стиску (б)

Ситуація змінюється, коли розглядаються гнучкі конструкції. У тих випадках, коли у перерізах конструктивного елемента виникають певні напруження, то для конструкцій краще говорити про певні значення навантажень і коли стиснутий конструктивний елемент або конструкція у цілому можуть втратити стійкість. Втрата стійкості – це втрата конструкцією свого первісного рівно вісного стану (якісна втрата форми).

За розрахункову модель для конструкції, яка працює на стиск у багатьох випадках приймається стрижень, який має еквівалентну жорсткість (рис. 2.3.2).

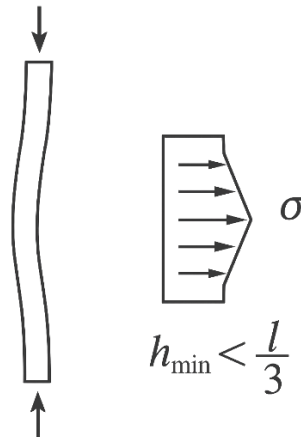


Рис.2.3.2. Гнучкі конструкції

Такий стрижень при дії стискаючої сили  $P$  може втратити свою рівновагу прямолінійну форму тим чи іншим образом і ця сила має назву **критична** –  $P_{cr}$ .

При втраті стійкості відбувається незворотна втрата рівноважного стану, що приводить конструкцію до непридатності її подальшої експлуатації. У реальній практиці цього допустити не можливо, тому для елементів конструкцій та, у цілому, для конструкцій, які працюють на стиск у всіх випадках повинна виконуватись умова:

$$P_{\max} \leq P_{cr}, \quad (2.3.1)$$

або для напружень це:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{cr} \quad (2.3.2)$$

(по аналогії з критичною силою  $P_{cr}$   $\sigma_{cr}$  – критичні напруження).

Порядок визначення критичної сили  $P_{cr}$  у багатьох випадках є достатньо складною операцією. Але дуже древній (рік народження 1707, дата смерті 1783) та ще дуже великий Леонардо Ейлер, який зробив більшим 850 наукових розробок до складу яких входять два десятки фундаментальних монографій з математичного аналізу, диференціальної геометрії, теорії чисел, небесної механіки, математичної фізики, з оптики, балістики, будівництва кораблів, теорії музики та в інших

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ  
областях, визначив, що критична стискаюча сила для різних конструктивних систем  
може бути порахована за формулою:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(l_{ef})^2}, \quad (2.3.3)$$

а критичні напруження за формулою:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}, \quad (2.3.4)$$

де  $I$  - момент інерції перерізу стрижня;

$l_{ef}$  - розрахункова довжина;

$\lambda$  - гнучкість - це безрозмірний параметр, який визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (2.3.5)$$

де:  $i$  - радіус інерції перерізу.

У формулах (2.3.3) і (2.3.4)  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа. Уся складність задачі по забезпеченню стійкості конструкцій зводиться до визначення розрахункової довжини  $l_{ef}$ .

Формально розрахункову довжину  $l_{ef}$  можна визначити множенням геометричної довжини стрижня  $l$  на коефіцієнт  $\mu$ , який залежить від умов закріплення конструкції або окремого конструктивного елемента. То б то:

$$l_{ef} = \mu \times l \quad (2.3.6)$$

Підводячи підсумки можна зробити висновок, що використовуючи формули (2.3.3) - (2.3.5) можна визначити критичні напруження  $\sigma_{cr}$  та зробити перевірку головної умови стійкості:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{cr}, \quad (2.3.7)$$

де:  $\sigma_{\max}$  - максимальне значення напружень, які виникають у перерізах конструкцій від дії стискаючі навантажень;

$\sigma_{cr}$  - критичне значення напруження, при якому конструкція може втратити стійкість.

Для всіх, найбільш розповсюджених у будівельній практиці, конструктивних елементів і конструкцій рекомендації по визначенню коефіцієнтів  $\mu$  надано у нормативних документах (рис. 2.3.3).

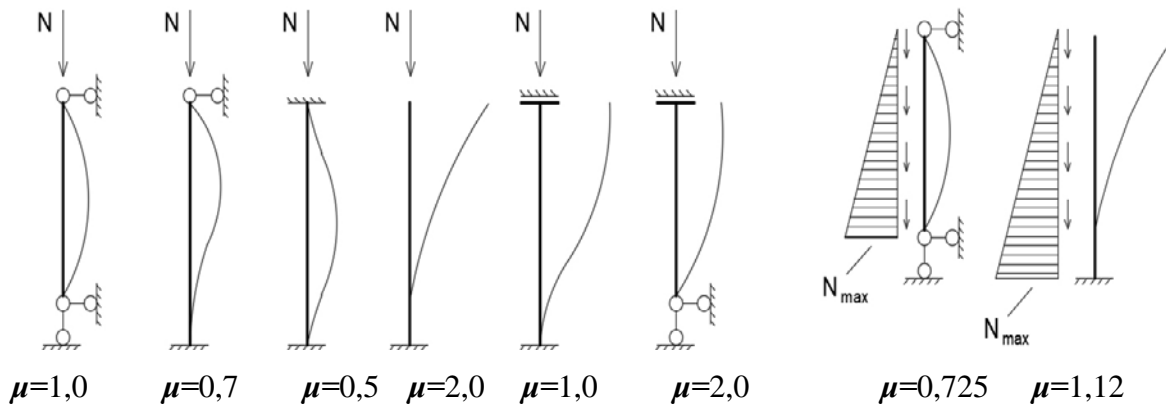


Рис. 2.3.3. Визначенню коефіцієнтів  $\mu$

Для переважної більшості будівельних конструкцій та їх конструктивних елементів, які підпадають під дію стискаючих навантажень, умова яка наведена у формулі (2.3.7) буде визначальною. Тобто у таких випадках головною (більш жорсткою) буде умова забезпечення стійкості, а не умова забезпечення міцності конструкцій.

### Граничні стани, що виникають у конструктивних елементах при згині.

Роботою на згин називають таку поведінку конструкції або конструктивного елемента, коли їх прямолінійна форма при дії поперечного навантаження трансформується у криволінійну (рис. 2.3.4). Відхилення деформованої осі конструкції від первісної, прямолінійної, має назву прогин (на рис. 2.3.4 максимальний прогин позначено літерою  $f$ ).

У курсі «Теорія опору матеріалів» визначено, що при згині у перерізах конструктивних елементів виникають згинальні моменти  $M$  і поперечні сили  $Q$ , які, у тих випадках коли конструкція не руйнується, урівноважуються нормальними

$\sigma$  і дотичними  $\tau$  напруженнями. То б то нормальні напруження  $\sigma$  на пряму залежать від згинального моменту  $M$ , а дотичні  $\tau$  напруження від поперечної сили  $Q$ .

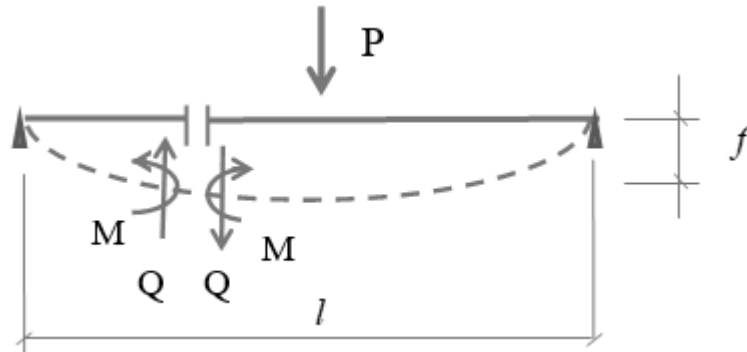


Рис. 2.3.4. Схема роботи конструкції на згин

Ці залежності для конструктивного елемента, який має прямокутний переріз рахуються за наступними формулами:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}; \quad \tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{b \cdot h} \cdot \left(1 - \frac{4 \cdot y^2}{h^2}\right), \quad (2.3.8)$$

де:  $y$  - вертикальна координата точки, для якої визначаються напруження (рис. 2.3.5);

$b, h$  - відповідно ширина і висота перерізу (рис. 2.3.5);

$I_x$  - момент інерції відносно горизонтальної осі (рис. 2.3.5).

Аналізуючи залежності, які наведено у формулах (2.3.8) можна зробити висновки, що розподіл нормальних напружень по висоті перерізу буде трикутним, а розподіл дотичних напружень – параболічним (рис. 2.3.6).

Сама ж сталь працює так само, як і при центральному розтягу або стиску і з абсолютно такими ж значеннями границі текучості  $\sigma_y$  та тимчасовим опором на розрив  $\sigma_b$ . Але однією від головних відзнак напруженого стану при згині є характер розподіл нормальних напружень по перерізу елемента, який працює на згин. Не залежно від величини та виду навантаження напруження розподіляються нерівномірно (рис. 2.3.7)

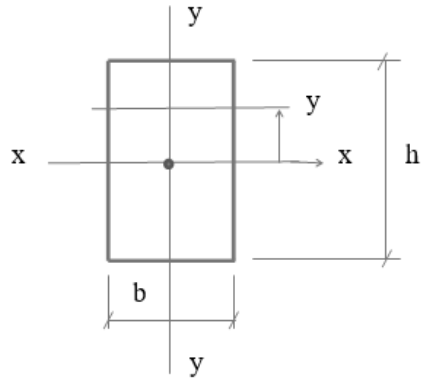


Рис. 2.3.5. Прямокутний переріз.

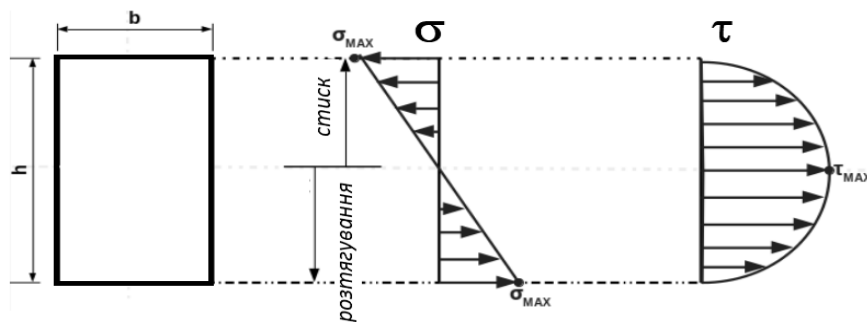


Рис. 2.3.6. Розподіл нормальних та дотичних напружень

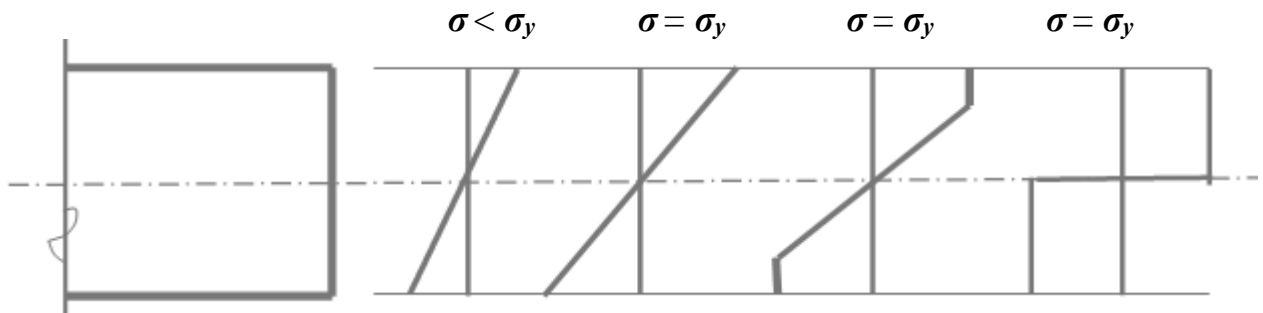


Рис. 2.3.7. Розподіл нормальних напружень по перерізу елемента при згині

При постійному зростанні навантажень під час розвитку напружено-деформованого стану елементів, які працюють на згин, так само як і при центральному розтягу можна виділити чотири стадії:

I - пружна робота;

II - досягнення на крайні фібрах перерізу величини  $\sigma = \sigma_y$  (це верхня межа пружної роботи);

III - початок розвитку пластичних деформацій у крайніх фібрах перерізу елемента, який працює на згин;

IV - перехід усього перерізу у стан текучості (такий стан має назву шарніра пластичності).

Шарнір пластичності відрізняється від звичайного шарніру тим що він «тримає» згинальний момент  $M_{max} = \sigma_y \times b \times h^2 / 4$  (це максимальний згинальний момент, який може сприйняти переріз, який перебуває у стані текучості), але подальше збільшення згинального моменту (при збільшенні навантаження) переріз сприймати не може і вже працює як звичайний шарнір.

Розподіл роботи сталі у перерізах елементів конструкції проведено з урахуванням того, що за межами  $\sigma_y$  текучості деформації будуть розвиватися спонтанно без будь якого зміцнення сталі. Таке припущення забезпечує запас по деформаціям і тому є цілком допустимим.

Так чи інакше відповідно до цих чотирьох стадій формуються відповідні граничні стани.

Граничний стан за другою стадією обмежує роботу конструкцій у межах пружної роботи сталі ( $\sigma_{max} < \sigma_y$ ) і за цим граничним станом проєктуються конструкції для яких за умовами експлуатації не допускається розвиток незворотних (пластичних) деформацій.

Граничні стани, які використовують при розрахунках третю або четверту стадії, формально обмежують в елементах, які працюють на згин, пластичні деформації. Для цього вводяться відповідні обмеження на напруження:

$$\sigma_{max} \leq k_1 \times \sigma_y \text{ та } \sigma_{max} \leq k_2 \times \sigma_y. \quad (2.3.9)$$

**Граничні стани, які відповідають стадіям II – IV відносяться до першої групи граничних станів, яка дозволяє визначати стан, за яким конструкція непридатна до подальшої експлуатації.** Слід звернути увагу на те, що, на відміну від центрального розтягу, граничні стани, які пов'язані з помірним розвитком пластичних деформацій при згині, значно частіше використовуються в інженерних будівельних конструкціях. Це обумовлено тим, що у кожному перерізі є пружне



ядро (дивись рис. 2.3.7, стадія III) і це дозволяє стабілізувати розвиток пластичних деформацій. Пружне ядро - це центральна зона поперечного перерізу елемента (наприклад, балки), у якій напруження не досягають межі текучості матеріалу, тобто матеріал деформується пружно, а не пластично. Наприклад, при згині елементів виникає нерівномірний розподіл напружень - у крайніх волокнах спостерігається максимальна напруга (спочатку пружна, потім пластична), а всередині перерізу зберігається зона пружності. Ця центральна частина перерізу і називається пружним ядром.

Необхідно звернути увагу на те, що окрім граничних станів для елементів та конструкцій, які працюють на згин, необхідно проводити перевірку і за іншими видами граничних станів. Так, практично для всіх конструктивних елементи і конструкції, які працюють на згин, необхідно виконувати перевірку за граничним станом, який обмежує їх прогин  $f$ . Формальна форма запису цієї умови має наступний вигляд:

$$f_{\max} \leq f_n, \quad (2.3.10)$$

де:  $f_{\max}$  - максимальний прогин балки, який вираховують від дії зовнішніх навантажень і впливів (ця перевірка виконується з використанням розрахункових експлуатаційних навантажень);

$f_n$  - гранично допустимий прогин.

Більш детально цей стан буде розглядатися у наступних розділах. Цей стан ніяк не пов'язаний з характеристиками міцності сталі, але невиконання обмежень по прогину ускладнює нормальну експлуатацію конструкцій. **Цей стан має відношення до другої групи граничних станів, який пов'язаний з непридатністю конструкцій до нормальної експлуатації.**

У багатьох випадках конструкції, які працюють на згин необхідно перевіряти не тільки на міцність але робити перевірку на забезпечення загальної стійкості плоскої форми згину. У цьому випадку розрахункова формула має вигляд:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{crM}, \quad (2.3.11)$$

де  $\sigma_{\max}$  - максимальне розрахункове значення напружень, яке виникає у перерізі конструкції при згині;

$\sigma_{crM}$  - критичне значення напруження, при якому конструкція може втратити стійкість своєї форми (свою плоску форму).

### Граничні стани, що виникають у конструкціях які підпадають під дію комбінованих навантажень

У попередніх розділах, як правило, розглядалися ідеалізовані умови роботи конструкцій. На справді ж при експлуатації конструкцій вони, як правило, підпадають під одночасну дію декількох навантажень різного напрямку. Це викликає у перерізах конструкцій складні види напружено-деформованого стану такі як розтяг або стиск зі згином або позацентровий стиск, або одночасна дія стиску зі згином та позацентровий стиск та інше.

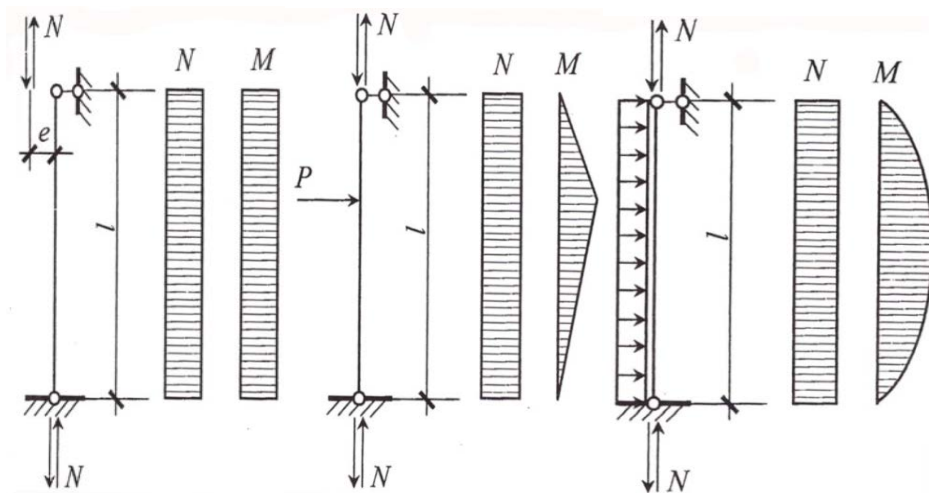


Рис. 3.2.8. Схеми елементів сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили та згинального моменту

При таких комбінованих діях навантажень характер роботи конструкцій ускладнюється і може виникати складний напружено - деформований стан. Більш складним, у даному випадку, стає характер розподілу напружень по висоті перерізу. Але, як це не дивно, фізичні основи для формування граничних станів для визначення несучої здатності конструкцій у всіх випадках залишаються практично

без змін, так само як і у тих випадках, які було розглянуто вище (розтяг, стиск, згин). Вони зводяться так само до чотирьох положень:

- граничний стан обмежує роботу конструкцій у межах пружної роботи сталі, то б то граничним є стан, коли напруження хоча б у одній точці будь якого перерізу досягає величини границі текучості  $\sigma_y$

- граничний стан, який обмежує роботу конструкцій за рахунок обмеження розвитку обмежених пластичних деформацій; формально граничним вважається стан, коли напруження хоча б в одній точці будь якого перерізу досягає величини  $\sigma = k_1 \times \sigma_y$ , де  $k_1 \geq 1$  (2-й клас) і визначається по допустимій, у цьому стані, деформації;

- граничний стан, який обмежує роботу конструкцій за рахунок обмеження розвитку пластичних деформацій по всьому перерізу; формально граничним вважається стан, коли напруження хоча б в одному з перерізів конструкцій досягає величини  $\sigma = k_2 \times \sigma_y$ , де  $k_2 \geq 1$  (3-й клас); у цьому випадку граничний стан також визначається по допустимій у цьому стані деформації;

- граничний стан, який обмежує навантаження конструкцій виходячи з умови, що  $\sigma_{max} \leq \sigma_{cr}$  або  $\sigma_{max} \leq \sigma_{crM}$  то б то умовами, які повинні забезпечити загальну стійкість (4-й клас).

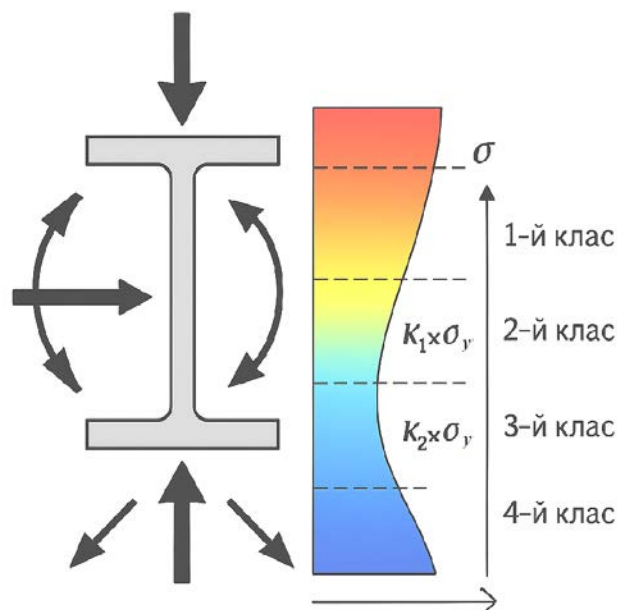


Рис. 2.3.9. Комбіновані навантаження (розтяг, стиск, згин, позацентровий стиск) та відповідні граничні стани перерізу конструкції

Перші три види граничних станів розглядається у діючому нормативному документі [1] (дивись п. 5.3.6) як ознаки, за якими конструкції відносяться до 1, 2 і 3 класів напружено-деформованого стану. При цьому найбільш відповідальні конструкції відносяться до конструкцій 1-го класу.

Більш детальна реалізація всіх граничних станів, які розглядалися у даному розділі буде розглядатися у наступних розділах даного підручника, які безпосередньо пов'язані з розрахунком конструкцій або конструктивних елементів на дію тих чи інших видів навантажень і впливів.

#### **2.4. Загальна характеристика та особливості урахування навантажень і впливів у розрахунках будівельних конструкцій**

Метод граничних станів не тільки формулює граничні стани за несучою здатністю конструкцій, але і визначає правила завдання діючих на них навантажень і впливів. Зокрема і правила формування розрахункових сполучень навантажень і впливів. Тому всі ці операції слід розглядати в єдиних рамках методу граничних станів.

У процесі експлуатації будівлі і споруди підпадають під дію різного роду навантажень і впливів. У першу чергу це навантаження від власної ваги конструкцій; для житлових будівель це побутові навантаження (меблі, побутове устаткування, люди); для промислових будівель це навантаження від обладнання та маси матеріалів, які там будуть зберігатися; це ємкості для зберігання рідини, газу або сипучих тіл і, практично для всіх будівель і споруд, це атмосферні навантаження і впливи (вітер, сніг), сейсмічні та інші аварійні впливи.

Всі ці навантаження і впливи за природою мають імовірнісний характер, а це означає, що немає можливості заздалегідь визначити їх точне значення і термін дії. Так, наприклад, немає можливості, наперед, передбачити якими будуть максимальні значення вітрового впливу або снігового навантаження на той чи інший термін часу; якою буде інтенсивність сейсмічних впливів і чи будуть вони, узагалі, виникати під час вставленого проєктом терміну експлуатації будівлі або споруди.

Тоді виникає питання: як же проектувати, як що ми не знаємо точне значення навантажень та впливів?

У цьому випадку є тільки один вихід – набирати статистику всіх можливих значень того чи іншого навантаження чи впливу і, використовуючи відповідний математичний апарат, прогнозувати їх значення з тією чи іншою ступеню гарантії.

### Класифікація навантажень і впливів

Відповідно до вимог ДБН [4], всі навантаження та впливи поділяються на механічні та на такі, що мають немеханічну природу і можуть призвести до зниження несучої здатності і експлуатаційної придатності конструкцій (див. рис. 2.4.1).

Механічні навантаження та впливи - це сукупність сил, які можуть бути прикладені до конструкцій і визивати в них появу внутрішніх зусиль або вимушених переміщень і деформацій.

Впливи немеханічної природи (наприклад, впливи агресивного середовища), як правило, враховуються при розрахунку опосередковано.



Рис. 2.4.1. Класифікація навантажень і впливів

Залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяються на основні та епізодичні. До основних навантажень відносяться:

### **1. Постійні навантаження:**

- вага частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій;
- вага та тиск ґрунтів (насіпів, засипок), гірничий тиск; зусилля від попереднього напруження, що зберігаються у конструкції чи в основі.

### **2. Змінні тривалі навантаження:**

- вага тимчасових перегородок, підливок та підбетонки під обладнання;
- вагу стаціонарного обладнання, а також вагу рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання;
- тиск газів, рідини та сипучих тіл у ємкостях та трубопроводах, надлишковий тиск та розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;
- навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у приміщеннях складського призначення;
- температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання;
- вага шару води при водонаповненні плоских покриттях;
- вагу відкладень промислового пилю, якщо його накопичення не виключене відповідними заходами; навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель, вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів, снігові з квазіпостійними розрахунковими значеннями та температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- впливи, обумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту або впливи, які обумовлені зміною вологості, від компонентів агресивного середовища та усадкою і повзучістю матеріалів.

### **3. Змінні короткочасні навантаження**

- навантаження від устаткування, вага людей, ремонтних матеріалів;
- навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття;
- навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування різного типу;

- снігові, вітрові ожеледі, навантаження та температурні кліматичні впливи з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями.

**До епізодичних навантажень відносять:**

- сейсмічні та вибухові впливи;  
- навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу;  
- впливи, обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту або його осіданням.

Даний вид навантажень визначається за спеціальними нормами.

**Характеристичні і розрахункові значення, сполучення навантажень і впливів**

У ДБН [4] для всіх навантажень та впливів призначаються їх характеристичні значення, які визначаються відповідними дослідженнями і мають певну (нормативну) ступень забезпеченості.

За теорією граничних станів розрахунок конструкцій виконується за розрахунковими значеннями навантажень та впливів. Вони визначаються множенням характеристичного значення кожного з них на відповідний коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f$ .

Підхід, який передбачає визначення роздільних статистичних оцінок для кожного окремого фактору має назву напівімовірнісного методу.

У залежності від характеру навантажень і впливів (статичний або квазістатичний, динамічний, циклічний) та цілей розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень:

- **граничне розрахункове значення** – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

- **експлуатаційне розрахункове значення** – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило,

експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних з труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

- **циклічне розрахункове значення** – значення навантаження, яке використовується для розрахунків конструкцій на витривалість.

- **квазіпостійне розрахункове значення** – розрахункове значення навантаження, яке використовується для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначається як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

Для кожного виду розрахункового значення використовуються свої відповідні коефіцієнти надійності:

- $\gamma_{fm}$  - для граничних розрахункових значень;
- $\gamma_{fe}$  - для експлуатаційних розрахункових значень;
- $\gamma_{fc}$  - для циклічних розрахункових значень;
- $\gamma_{fp}$  - для квазіпостійних розрахункових значень.

В рамках наведених розрахункових значень для кожного окремого виду навантажень і впливів використовуються свої коефіцієнти надійності. Тобто, наприклад, коефіцієнти надійності  $\gamma_{fm}$  для навантаження від власної ваги конструкцій, для навантажень від снігу та вітру будуть мати свої конкретні значення.

Під час експлуатації будівлі чи споруди, як правило, знаходяться під одночасним впливом декількох навантажень. Але де і які з них можуть впливати на роботу конструкцій у повному обсязі чи частково або в різних напрямках треба визначати проєктувальнику. Завданням проєктувальника є визначення найбільш небезпечного сполучення зовнішніх навантажень, тобто такого сполучення, при якому внутрішні зусилля в конструкціях будуть максимальними (саме така ситуація



буде найгіршою для конструкції і, якщо конструкція витримує таку ситуацію, то вона витримає всі інші ситуації, в яких може опинитися конструкція під час всього терміну експлуатації.

Сполучення навантажень формуються як набір їхніх розрахункових значень або відповідних їм зусиль і/або переміщень, що використовується для перевірки конструкції або основи у певному граничному стані і в певній розрахунковій ситуації. В сполучення входять навантаження, які можуть одночасно діяти на об'єкт та найбільш несприятливо впливати на конструкції (основи) з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення. В розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – основні та аварійні.

Основні сполучення навантажень – це сполучення навантажень або відповідних їм зусиль і/або переміщень для розрахунку конструкцій в стабільних і в перехідних розрахункових ситуаціях.

Аварійні сполучення навантажень – це сполучення навантажень або відповідних їм зусиль і/або переміщень для розрахунку конструкцій в аварійних розрахункових ситуаціях.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають граничні розрахункові значення постійних та основних змінних навантажень або граничні розрахункові значення постійних навантажень та циклічні або квазіпостійні складові основних змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які включають експлуатаційні розрахункові значення постійних навантажень, а також експлуатаційні розрахункові циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

До аварійного сполучення крім постійних і змінних навантажень може входити тільки один епізодичний вплив. У деяких випадках перевірка аварійної розрахункової ситуації може виконуватись на дію основного сполучення впливів (тобто без урахування епізодичних впливів), але з урахуванням впливу деструктивних процесів чи пошкоджень, які визначають ту чи іншу розрахункову

*РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ*  
ситуацію (наприклад, зменшення несучої здатності конструкції внаслідок пожежі або виходу з ладу деяких конструктивних елементів, то що).

Мала імовірність одночасної дії декілька навантажень з розрахунковими значеннями враховується коефіцієнтом сполучень  $\psi$ . Коефіцієнт сполучень завжди менш ніж одиниця або дорівнює одиниці.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом  $\psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2 = 0,90$  для короткочасних навантажень.

В основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт сполучення  $\psi_2$ , який приймається для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – 1,0, для другого – 0,8, для решти – 0,6.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, тривалі навантаження враховуються з коефіцієнтом  $\psi_1 = 0,95$ , а короткочасні навантаження з коефіцієнтом сполучень  $\psi_2 = 0,8$ . Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень  $\psi_3 = 1,0$

Завершуючи цей підрозділ, слід ще раз звернути увагу на те, що у будь якому випадку при проведенні розрахунків визначення розрахункових навантажень і впливів та призначення їх можливих сполучень необхідно виконувати, суворо дотримуючись відповідних вимог діючих нормативних документів.

## **2.5. Граничні стани конструкцій та роль часткових коефіцієнтів надійності**

З урахуванням матеріалів, які було викладено у розділі 2 легко зрозуміти основні положення, які акумулюються у методі граничних станів.

Ну, по перше, чому метод граничних станів, а не який інший покладено в основу розрахунку всіх будівельних конструкцій? Мабуть тому що, з позиції діючих у країні нормативних документів, досягнення конструктивним елементом або конструкцією будь якого граничного стану говорить проповне (знову ж позицій

прийнятих норм проєктування) використання несучої здатності або, що теж саме, про найбільш ефективне та допустиме їх використання взагалі. У даному розділі розглядалися фізичні основи, які використовуються для формулювання граничних станів для будівельних конструкцій, які виготовляються зі сталі. Ці ж самі принципи використовуються при формулюванні граничних станів і для конструкцій, які виготовляються з інших матеріалів.

У загальному розумінні цього метода граничними є такі стани, при досягненні яких конструкції перестають задовольняти експлуатаційним умовам.

Нормами проєктування, в залежності від умов та вимог, які встановлюють для конструкцій, визначено дві групи граничних станів, див. п.п. 2.1-2.2.

Основна ідея метода - метод граничних станів дозволяє інтегрувати фізичні властивості матеріалів, конструктивні характеристики і експлуатаційні умови в єдину систему розрахунку, де:

- перша група забезпечує безпеку конструкції;
- друга група забезпечує її працездатність і комфорт для користувачів.

Основною розрахунковою умовою першої групи граничних станів є вираз (2.2.1).

Оцінка граничних станів другої групи за експлуатаційною придатністю може виконуватись за рівнянням (2.2.3).

У розгорнутому вигляді граничні нерівності (2.2.1), (2.2.3) мають вигляд:

- для першої групи граничних станів:

$$\gamma_n \cdot \sum (P_i \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi_i \cdot \alpha_i) \leq G \cdot (R_{yn} / \gamma_m) \cdot \gamma_c; \quad (2.5.1)$$

- для другої групи граничних станів:

$$\gamma_n \cdot \sum (P_i \cdot \gamma_{fe} \cdot \psi_i \cdot \beta_i) \leq f_n, \quad (2.5.2)$$

де  $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за відповідальністю [2];

$P_i$  – характеристичне значення узагальненого внутрішнього зусилля, яке виникає від зовнішнього *i-того* навантаження, що наведено в ДБН [4] в *n-ому* елементі;

$\gamma_{fmi}$  - коефіцієнт надійності за граничним значенням **i** –**того** навантаження;

$\psi_i$  – коефіцієнт сполучення **i**– **того** навантаженням;

$\alpha_i$  - оператор, який дозволяє перевести **i-е** навантаження у внутрішнє зусилля (повздожне зусилля, згинальний момент, поперечна сила та інше);

$G$  - узагальнена геометрична характеристика **n-ого** елемента; (площа, момент опору, момент інерції та інше);

$R_{yn}$  - характеристичне значення границі текучості сталі;

$\gamma_m$  - коефіцієнт надійності за матеріалом;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи;

$f_u$  – гранично допустиме переміщення, які допускається за для забезпечення нормальних умов експлуатації ;

$\gamma_{fe}$  - коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням **i-того** навантаженням;

$\beta_i$  - оператор, який дозволяє перевести **i-е** навантаження у переміщення (прогин, відхилення від вертикального положення та інше);

$f_n$  - нормативно допустиме переміщення.

**Коефіцієнт надійності за відповідальністю що це таке?** Коефіцієнт надійності за відповідальністю **відображає** ступінь важливості конструкції або її частини для забезпечення безпеки, експлуатаційної придатності та захисту людей. Чим більш відповідальна конструкція, тим вище цей коефіцієнт.

Наприклад:

1. Основні несучі колони та балки будівлі - високий коефіцієнт;
2. Внутрішні перегородки - нижчий коефіцієнт;
3. Опори для елементів аварійного призначення (пожежні драбини, резервні системи) - найвищий коефіцієнт.

• Для чого він потрібен коефіцієнт надійності за відповідальністю?

1. Підвищує **запас міцності** для критичних елементів;

2. Забезпечує **додаткову надійність** там, де відмови мають серйозні наслідки;
3. Регулює **економічність проєктування**: менш відповідальні елементи не перевантажуються зайвим запасом.

#### 4. Практичне значення

1. Дозволяє диференціювати **економічність і безпеку**: менш критичні елементи проєктуються з меншим запасом, а критичні - з підвищеним;
2. Зменшує ризик аварійних ситуацій на ключових елементах конструкції;
3. Дає змогу нормативно обґрунтовано встановлювати вимоги до різних типів будівель.

#### Коефіцієнт надійності за значенням навантаження

У методі граничних станів для будівельних конструкцій розрахунок ведеться не лише на фактичні навантаження, а на розрахункові, які враховують можливі відхилення і невизначеності. Частковий коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  якраз дозволяє формалізувати цей підхід.

#### **Основна ідея:**

1. Навантаження в реальному житті змінні: постійні, тимчасові, епізодичні (вітер, сніг, люди, обладнання).
2. Неможливо точно передбачити пікові значення або одночасну дію декількох навантажень.
3. Тому застосовується коефіцієнт  $\gamma_f$ , який збільшує розрахункове значення навантаження від його нормативного або експлуатаційного значення до граничного, тобто того, при якому може виникнути граничний стан конструкції.

#### **Призначення:**

- Забезпечення запасу безпеки конструкції проти випадкових перевантажень;
- Урахування статистичної варіації навантажень, адже реальні значення можуть перевищувати середні нормативні;

- Уніфікація розрахунку для різних типів навантажень: постійних, змінних, короткочасних або епізодичних.

### **Особливості для різних типів навантажень**

- Постійні навантаження:  $\gamma_f$  трохи перевищує одиницю (наприклад, 1,0–1,1), оскільки вони більш стабільні і їхнє перевищення малоімовірне.
- Змінні навантаження:  $\gamma_f$  більші, наприклад 1,3–1,5, бо їх піки важко передбачити;
- Епізодичні або аварійні навантаження:  $\gamma_f$  може бути ще вищим, або розрахунок проводиться без коефіцієнта, але з урахуванням спеціальної ймовірнісної моделі.

### **Коефіцієнт сполучення навантажень**

Коефіцієнт сполучення навантажень  $\psi$  - це параметр, який враховує ймовірність одночасної дії різних типів навантажень на конструкцію.

Навіщо потрібен цей коефіцієнт? У реальному житті різні навантаження (постійні, змінні, епізодичні) рідко діють одночасно у максимальних розрахункових значеннях. Наприклад:

- максимальні навантаження на перекриття будівлі не завжди накладаються на максимальні вітрові або снігові впливи;
- технічне обладнання може створювати змінні навантаження тільки у певні години експлуатації;
- епізодичні впливи (удари, короткочасні навантаження) трапляються рідко.

Тому для реалістичної оцінки навантажень на конструкцію використовують коефіцієнт сполучення  $\psi$ , який зменшує розрахункове значення менш значущих або другорядних навантажень.

### **Види $\psi$ -коефіцієнтів**

Норми визначають різні  $\psi$ -коефіцієнти залежно від типу навантаження:

1.  $\psi_0$  - коефіцієнт тривалого впливу змінного навантаження;
2.  $\psi_1$  - коефіцієнт короткочасного впливу змінного навантаження;
3.  $\psi_2$  - коефіцієнт, що враховує епізодичні навантаження у аварійних ситуаціях.

Наприклад, для сталей і змінних навантажень у ДБН [4]:

Тип навантаження	$\psi$ -коефіцієнт
Тривалі змінні	0,95
Короткочасні змінні	0,9
Другорядні короткочасні	0,8–0,6
Епізодичні (аварійне)	1

Як застосовують  $\psi$ -коефіцієнт у розрахунку?

**Основне сполучення навантажень:**

1. Постійні навантаження враховуються повністю (коефіцієнт = 1,0);
2. Змінні навантаження множаться на  $\psi$ -коефіцієнт, щоб врахувати, що вони навряд чи будуть максимально діяти одночасно.

**Аварійне сполучення навантажень:**

Постійні і змінні навантаження враховуються з  $\psi$ , епізодичні навантаження беруться у повному обсязі.

Три та більше короткочасних навантажень:

- Для першого по впливу –  $\psi = 1,0$ ;
- Для другого –  $\psi \approx 0,8$ ;
- Для решти –  $\psi \approx 0,6$ .

Таким чином, такий підхід до цього коефіцієнту  $\psi$  дозволяє реалістично моделювати комбінації навантажень і уникати надмірно консервативного проєктування.

**Практичне значення:**

- зменшення вартості конструкції за рахунок оптимізації матеріалу;
- забезпечення безпеки і комфорту при експлуатації;
- врахування ймовірного характеру дії навантажень;
- узгодження з міжнародними та національними стандартами (ДБН, Єврокод).

**Коефіцієнт надійності за матеріалом. Розрахункові опори сталі.**

Імовірнісну природу мають і всі показники фізико-механічних характеристик будівельних сталей, у тому числі і різні показники міцності, до яких, у першу чергу, відносяться границя текучості та тимчасовий опір на розрив.

По аналогії зі схемами, за якими визначають навантаження і впливи, показники фізико-механічних характеристик будівельних сталей визначають за результатами статистичної обробки результатів випробувань на розтяг, які проводяться на стандартних зразках. Ці випробування дозволяють визначити нормативний опір для кожної марки сталі (логічно було і у цьому випадку значення нормативного опору назвати характеристичним значенням границі текучості або характеристичним значенням тимчасового опору на розрив і ми маємо надію, що у майбутніх виданнях нормативного документу [1] так і буде зроблено).

Нормативні опори сталі визначають окремо по границі текучості  $R_{yn}$  та по тимчасовому опору  $R_{un}$ . Але при розрахунках конструкцій будівель і споруд необхідно використовувати розрахункові значення  $R_y$  і  $R_u$ , які є результатом ділення нормативних характеристик міцності на коефіцієнт надійності по матеріалу  $\gamma_m$ . Так само, які і при нормуванні навантажень і впливів, нормативні значення опору матеріалу визначаються з гарантією у 95%.

Нормативні значення границі текучості ( $R_{yn}$ ) та тимчасового опору ( $R_{un}$ ) сталі дорівнюють гарантованому значенню границі текучості і тимчасового опору, які встановлені стандартами чи технічними умовами та повинні мати статистичну забезпеченість не нижче чим 0,998. Це означає, що для даної марки сталі в 99,8 випадках зі 100 значення  $R_{yn}$ , при проведенні випробувань на стандартних зразка, повинно бути не менш чим значення, прийняте в державних стандартах або технічних умовах.

При розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів визначаються напруження, які виникають від дії зовнішніх навантажень і впливів. При цьому матеріал, з якого виготовлена конструкція чинить опір діям цих напружень і забезпечує її несучу здатність. Металургійна промисловість поставляє сталі різної якості та з різними характеристиками міцності, які наведені у сертифіката на кожну партію прокату. Більш детально основними характеристиками міцності сталі є:



$R_{yn}$  – границя текучості сталі, яка приймається такою, що дорівнює значенню границі текучості  $\sigma_t$  за державними стандартами і технічними умовами на сталь;

$R_y$  - розрахунковий опір сталі розтягу, стиску та згину за границею текучості;

$R_{un}$  - тимчасовий опір сталі, який приймається таким, що дорівнює мінімальному значенню  $\sigma_b$  за державними стандартами і технічними умовами на сталь;

$R_u$  - розрахунковий опір сталі розтягу і згину за тимчасовим опором.

Розрахункові опори сталі  $R_y$  і  $R_u$  визначають за формулою:

$$R_y = R_{yn} : \gamma_m \quad R_u = R_{un} : \gamma_m$$

Коефіцієнт  $\gamma_m$  є коефіцієнтом надійності по матеріалу, який враховує можливі відхилення границі текучості і тимчасового опору сталі в несприятливий бік їх фактичних значень від нормативних значень, а також розмірів перерізу прокатних профілів від номінальних розмірів. При визначенні коефіцієнтів  $\gamma_m$  слід виходити з того, що забезпеченість значень розрахункових опорів повинна бути не меншою за значення наведені в стандартах. Він завжди більш одиниці і визначається за [1].

Як правило, при розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів, несуча здатність конструкції чи окремого її елемента оцінюється по розрахунковому опору сталі  $R_y$  і лише у тих випадках, коли нормами дозволяється розвиток пластичних деформацій на кінцевих фібрах перерізу і це не перешкоджає нормальній експлуатації конструкції. У цьому випадку оцінка несучої здатності виконується за тимчасовим опором  $R_u$  з урахування коефіцієнта  $\gamma_u$

$$\sigma \leq R_u : \gamma_u$$

Конкретні значення нормативних і розрахункових опорів для деяких марок сталі буде наведено у розділі 1.2.

Коефіцієнт надійності за матеріалом є ключовим елементом у забезпеченні довготривалої та безпечної експлуатації конструкцій, оскільки він компенсує невизначеність і природний розкид властивостей матеріалів. Використання цього коефіцієнта дозволяє уникнути перевищення розрахункових напружень і забезпечує надійність конструкції навіть у разі локальних дефектів або погіршення властивостей матеріалу.

## 2.6. Основні відмінності вимог Єврокодів від національної нормативної бази

**Обчислювальні методи.** Єврокоди орієнтовані на використання програмних комплексів [56]. В Україні також ведеться розробка спеціалізованого програмного забезпечення (наприклад, SCAD-office, Ліра-САПР та інш.), але воно здебільшого спрямоване на аналіз напружено-деформованого стану й базується на чинній національній нормативній базі.

**Нелінійності.** Єврокоди вимагають врахувати геометричної й фізичної нелінійності. На практиці при виконанні статичних розрахунків зазвичай враховують саме геометричну нелінійність.

**Недосконалості.** У Єврокодах передбачено обов'язковий облік початкових відхилень конструкції:

- через введення геометричних відхилень у модель;
- або шляхом прикладання еквівалентних зусиль, які відображають вплив недосконалостей.

**На практиці частіше застосовується другий варіант.**

**Класифікація перерізів.** На відміну від ДБН, де передбачено три класи перерізів (див. рис. 2.2.1), Єврокоди вводять чотири класи (див. рис. 2.6.1) [56]. Визначення класу  $\epsilon$ , по суті, перевіркою місцевої стійкості елементів перерізу при дії нормальних напружень, що впливає на вибір методики подальших розрахунків.

**Клас 1 - пластичні перерізи.** У такому перерізі можливе формування повного пластичного шарніра. Це означає, що при досягненні границі текучості сталь не втрачає місцевої стійкості до того часу, поки не розвинеться достатній пластичний обертальний ресурс. Тобто, у таких перерізах допускається пластичний аналіз

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ конструкцій (наприклад, розрахунок по методу граничної рівноваги): компактні балки, двотаври, труби з товстими стінками.

**Клас 2 - компактні перерізи.** Може розвиватися пластичний момент опору (тобто розрахунок за повною пластичною несучою здатністю можливий). Але відмінність від класу 1 у тому, що немає достатнього пластичного обертового ресурсу - переріз руйнується одразу після досягнення пластичного моменту (через локальну втрату стійкості стінок). У розрахунках такі елементи теж можна брати за пластичним моментом, але не можна застосовувати методи з перерозподілом моментів (пластичний аналіз рам).

**Клас 3 - напівкомпактні перерізи.** Перерізи, у яких напруження можуть досягати границі текучості тільки в крайніх волокнах, але не в усій зоні стиснення. Внаслідок місцевої втрати стійкості пластичний момент не може бути реалізований. Для таких перерізів розрахункова несуча здатність визначається за пружним моментом опору  $W_{el}$ , а не пластичним  $W_{pl}$ : тонкостінні профілі, балки зі стисненою широкою стінкою.

**Клас 4 - тонкостінні перерізи.** У цих перерізах місцева втрата стійкості настає ще до досягнення границі текучості. Це означає, що ефективна ширина пластин (поясів, стінок) зменшується. Розрахунок виконується на основі так званих ефективних перерізів (effective cross-sections), тобто враховується тільки та частина елементів, яка реально працює без втрати стійкості: дуже тонкі листові елементи, профілі з великою висотою стінки.

**Ключова відмінність між класами:**

- **клас 1 і 2** - допускається розрахунок по пластичному моменту опору;
- **клас 1** - з можливістю пластичного аналізу (перерозподіл зусиль у рамах).
- **клас 2** - тільки локальний пластичний розрахунок (без перерозподілу).
- **клас 3** - тільки пружний розрахунок (обмеження по границі текучості в крайніх волокнах).
- **клас 4** - розрахунок за ефективним перерізом (з урахуванням місцевої втрати стійкості).

Система коефіцієнтів надійності загалом подібна, різниця у деталях застосування. У проєктуванні за Єврокодами також використовується метод граничних станів, де розрахункові значення опорів (несучої здатності) отримують шляхом поділу характеристичних значень на часткові коефіцієнти надійності  $\gamma_{Mi}$ .

Загальна формула:

$$R_d = R_k / \gamma_{Mi} \quad (2.6.1)$$

де  $R_d$  - розрахункова несуча здатність,

$R_k$  - характеристична несуча здатність (визначається на основі міцності матеріалу, стійкості тощо),

$\gamma_{Mi}$  - частковий коефіцієнт надійності для відповідного виду перевірки.

$f_{yd}$  – розрахунковий опір матеріалу:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.2)$$

де  $f_y$  – границя текучості;

$\gamma_{M0} = 1,0$  (зазвичай).

У табл. 6.1 Єврокоду 3 (EN 1993-1-1) встановлено три базових коефіцієнти.

$\gamma_{M0} = 1.00$  - використовується при перевірках на міцність (yielding, тобто границя текучості), застосовується для елементів у межах класів 1-3 поперечних перерізів.

Наприклад: перевірка балки на згин, колони на стиск (без урахування втрати стійкості).

$\gamma_{M1} = 1.00$  - використовується при перевірках стійкості (buckling, загальна або місцева). Враховує можливу втрату стійкості стрижнів чи пластин. Застосовується, наприклад, у формулах з критичними силами ( $\lambda$ ,  $\chi$ -фактори).

$\gamma_{M2} = 1.25$  - використовується при перевірках за границею міцності сталі (ultimate tensile strength  $f_{u}$ ). Застосовується для елементів нетто-перерізу при розтягу, для болтів, зварних з'єднань та вузлів. Приклади: перевірка нетто-площі перерізу на розтяг; перевірка зрізу у болтах; перевірка несучої здатності вузлів за міцністю сталі. Єврокод прямо зазначає, що  $\gamma_{M2}$  пов'язаний із використанням

границі міцності сталі  $f_u$ . Тобто, коли перевірка базується не на границі текучості  $f_y$ , а саме на граничному значенні руйнування матеріалу, застосовується підвищений коефіцієнт безпеки. Наприклад: при перевірці нетто-площі перерізу елемента під розтяг (EN 1993-1-1, 6.2.3(3)(b)), при перевірці вузлів на зріз і розрив (EN 1993-1-8, розділ 3 і 8).

В окремому стандарті EN 1993-1-8: Вузли в сталевих конструкціях наведено спеціальні коефіцієнти  $\gamma_{Mi}$  для: болтів (на зріз і розтяг), заклепок, зварних швів, елементів вузлів. Тут теж діє принцип: для опору за границею текучості (наприклад, зріз зварного шва) -  $\gamma_{M0}$ , для опору за границею міцності (наприклад, руйнування металу болта по тілу) -  $\gamma_{M2}$ .

У Єврокоді 3 (EN 1993-1-1, розділ 6.2 «Resistance of cross-sections») описані загальні положення перевірки несучої здатності поперечних перерізів.

Сумарні внутрішні зусилля, які виникають у розрахунковій комбінації навантажень, не повинні перевищувати граничний опір матеріалу перерізу. Умова міцності перерізу для будь-якого поперечного перерізу конструктивного елемента виконується умова:

$$E_d \leq R_d \quad (2.6.3)$$

де  $E_d$  - розрахункове значення діючих зусиль (навантажувального ефекту),

$R_d$  - розрахункове значення несучої здатності перерізу, див. (2.6.1).

У пунктах Єврокоду (6.2.2 - 6.2.9) описано детальні випадки:

- 6.2.2 - несуча здатність при чистому розтягу.
- 6.2.3 - несуча здатність при чистому стиску.
- 6.2.4 - несуча здатність при згині.
- 6.2.5 - несуча здатність при зсуві.
- 6.2.6 - несуча здатність при крученні.

Несуча здатність при чистому розтягу для бруто-площі:

$$N_{Ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.4)$$

Для чистого розтягу клас перерізу не впливає на несучу здатність, оскільки локальне спучування виникає лише при стисненні або згині тонких елементів.

Несуча здатність при чистому розтягу для нетто-площі (з отворами, вирізами):

$$N_{Ed} \leq \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.6.5)$$

де  $N_{Ed}$  - розрахункове зусилля;

$A$  - площа перерізу;

$A_{net}$  - зменшена площа (мінус отвори),

$f_y$  – границя текучості,

$f_u$  - тимчасовий опір.

Для чистого розтягу класи перерізів 1-4 впливають менше, ніж при згині чи крученні:

1. Клас 1-2 - пластичні або майже пластичні:

- повністю використовується ефективна площа;
- несуча здатність визначається через пластичну границю текучості.

2. Клас 3 - тонкі перерізи, обмежені по деформації:

- використовується еластична границя текучості;
- для розтягу ефективна площа не зменшується, але напруження не повинні перевищувати  $f_y$ .

3. Клас 4 - дуже тонкі перерізи (схильні до локального спучування):

- для чистого розтягу локальне спучування не критичне, оскільки напруга рівномірна;
- використовується нетто-площа, але форма перерізу враховується для суміщення з іншими видами навантаження (згин, кручення).

Несуча здатність при чистому стиску:

$$N_{Ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.6)$$

Для стиснутих елементів перевірка додатково виконується на стійкість (втрата стійкості стрижня) за розділом 6.3.

Стійкість визначається через появу поздовжніх та/або бічних деформацій, які знижують несучу здатність стрижня.

Єврокод пропонує перевірку через еквівалентне осьове напруження:

$$\sigma_{ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot \chi \quad (2.6.7)$$

де  $\sigma_{ed}$  розрахункове осьове стискаюче напруження;

$f_y$  - межа текучості,

$\gamma_{M1}$  - частковий коефіцієнт надійності для міцності перерізу;

$\chi$  - коефіцієнт стійкості, що враховує втрату стійкості стержня. Визначається через нормалізоване критичне навантаження  $\lambda$ :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad (2.6.7)$$

де

$$\lambda = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \cdot \text{приведене схильне до поздовжньої втрати стійкості навантаження};$$

$N_{cr}$  - критичне навантаження стрижня (класична формула Евкліда / Ейлера для відповідних опорних умов);

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2];$$

$\alpha$  - коефіцієнт непружного згину (залежить від класу перерізу та довжини стрижня).

Типи втрати стійкості:

- поздовжня (вісна) стійкість - класичний випадок для тонких колон;
- бічна або локальна стійкість - критична для тонкостінних перерізів (пластини стінки можуть «спучуватися»);
- згинальна стійкість - у випадках, коли колонна або стрижень схильний до бічного вигину через навантаження чи геометричні дефекти.

Перевірка для стиснутих елементів:

1. Визначити довжину стрижня між точками обпирання та його тип опорних умов.
2. Обчислити критичне навантаження  $N_{cr}$  (Ейлер для відповідного кінематичного обмеження).

3. Розрахувати нормалізовану довжину  $\lambda$  та коефіцієнт стійкості  $\chi$ .
4. Перевірити умову (2.6.6).
5. Для локальної стійкості використовують ефективні перерізи, які враховують спучування тонких елементів.

Несуча здатність при згині. Для пружного стану (класи 3-4):

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.8)$$

Де  $W_{pl}$  - пластичний момент опору перерізу;

$f_y$  - границя текучості;

$\gamma_{M0}$  - частковий коефіцієнт надійності для міцності перерізу.

Для перерізів класу 3 (обмежено пластичні). Не використовується повний пластичний момент, а береться момент на межі текучості  $M_{y,RdM}$  :

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.3.9)$$

де  $W_{el}$  - еластичний модуль перерізу,  $W_{el} = I / y_{max}$  ;

$I$  - момент інерції перерізу;

$y_{max}$  - відстань від нейтральної осі до найбільш віддаленого волокна.

Такий підхід запобігає локальному спучуванню тонких елементів.

Для перерізів класу 4 (тонкостінні, схильні до локального спучування використовується ефективний переріз:

- тонкі стінки зменшуються за рахунок локального спучування;
- визначається ефективна товщина  $t_{eff}$ ;
- потім розраховується момент опору як для класу 3, але з ефективним перерізом:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el,eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.10)$$



Несуча здатність при зсуві. Для елементів, що працюють на зсув, основна перевірка полягає у тому, щоб розрахункове зсувне зусилля  $V_{Ed}$  не перевищувало розрахункову зсувну несучу здатність перерізу  $V_{Rd}$ .

Для прямокутного перерізу:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.6.11)$$

де  $A_v$  - площа перерізу, що сприймає зсув;

$f_y$  - межа текучості;

$\gamma_{M0}$  - частковий коефіцієнт надійності для міцності перерізу.

Єврокод враховує ефект нерівномірного розподілу напружень по висоті перерізу: у широких балках ефективна площа для зсуву може зменшуватися (коефіцієнт форми  $k_v$ ).

Для тонкостінних перерізів зсувна напруга обчислюється як:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{web}} \quad (2.6.12)$$

де  $A_{web} = t_w \cdot h$  - площа стінки.

Несуча здатність обмежується межевою зсувною напругою:

$$\tau_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.6.13)$$

Умова перевірки:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd} \quad (2.6.13)$$

Вплив класу перерізу

- клас 1-3: використовується пластична або еластична межа зсуву.
- клас 4: враховується ефективна товщина стінки  $t_{eff}$ , щоб уникнути локального спучування.

Несуча здатність при крученні. Для елементів, що працюють на кручення, перевірка полягає в тому, щоб розрахунковий крутний момент  $T_{Ed}$  не перевищував розрахункову несучу здатність перерізу на кручення  $T_{Rd}$ .

Для суцільних (не тонкостінних) перерізів несуча здатність на кручення визначається через момент кручення та дотичні напруження:

$$T_{Rd} = \frac{W_T \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.14)$$

де  $W_T$  - торсійний модуль перерізу (для круглих перерізів  $W_T = \pi d^3 / 16$ , для прямокутних  $W_T = b h^2 t / 3$  або розраховується більш точно через полярний момент інерції);

$f_y$  - межа текучості;

$\gamma_{M0}$  - частковий коефіцієнт надійності для міцності перерізу.

Для тонкостінних порожніх перерізів (швелери, двотаври, труби) Єврокод враховує внутрішню нестійкість стінок (локальний торсійний вигин). Використовується ефективний переріз або коригований модуль кручення:

$$T_{Rd} = \frac{W_{T,eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.15)$$

Для відкритих тонкостінних перерізів кручення поєднується з опором на згин через відкрите перерізне розкриття.

Врахування класу перерізу:

- **класи 1-2:** можна використовувати повний торсійний момент опору, пластична робота допускається.
- **клас 3:** обмежується еластична межа напружень.
- **клас 4:** враховуються ефективні площі та локальні втрати стійкості тонких стінок (спучування, вигин торсійний).

Для перерізів класу 1 і 2 зазвичай застосовують пластичні формули взаємодії (N+M, M+V, N+M+V). В Eurocode 3 (EN 1993-1-1, пп. 6.2.7-6.2.9) подробно описано, как перевіряти несучу здатність перерізів при комбінованих напружених станах.

Сумісна дія осьової сили і згину  $N + M$  (EN 1993-1-1, 6.2.9.1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (2.6.16)$$

де  $N_{Ed}$  - розрахункова поздовжня сила,

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  - розрахункові згинальні моменти у відповідних площинах,

$N_{pl,Rd} = A_{fy} / \gamma_{M0}$  - пластична несуча здатність на стиск/розтяг,

$M_{y,Rd}$ ,  $M_{z,Rd}$  - розрахункові моменти опору (пластичні або пружні, залежно від класу перерізу).

Для пластичних перерізів (класи 1 і 2) допускається лінійна суперпозиція згину та стиску. Для класу 3 і 4 використовується тільки пружна перевірка (без пластичного перерозподілу).

Сумісна дія згину і зсуву  $M + V$  (EN 1993-1-1, 6.2.8), великий зсув зменшує несучу здатність на згин (бо частина перерізу вже «використана» під сприйняття зсуву). Умова (для балки в одній площині):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 - \rho \quad (2.6.17)$$

де  $M_{Ed}$  - розрахунковий момент,

$M_{Rd}$  - розрахункова несуча здатність на згин,

$$\rho = \left( \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \right)^2 \quad \text{- коефіцієнт зниження (для } V_{Ed} > 0.5 V_{pl,Rd}\text{),}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad \text{- пластична несуча здатність на зсув.}$$

Якщо  $V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$  - вплив зсуву на згин можна не враховувати. Для відкритих тонкостінних профілів (двотаври, швелери) ця взаємодія дуже важлива.

Сумісна дія осьової сили, згину і зсуву  $N + M + V$  (EN 1993-1-1, 6.2.9.3). Це найбільш загальний випадок. Перевірка виконується у два етапи. Спочатку

враховуємо зниження моментної здатності через зсув (2.6.4). Тобто розрахунковий опір на згин береться з поправкою на  $\rho$ . Далі застосовується взаємодія  $N + M$  з уже зниженим моментним опором:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{(1 - \rho)M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{(1 - \rho)M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (2.6.18)$$

Таким чином, зсув «урізає» моментну здатність, а вже після цього перевіряється умова поєднання з поздовжньою силою.

Якщо не використовуються інші формули складного напруженого стану (пп. 6.2.7-6.2.9), то для перевірки міцності у пружній стадії може застосовуватися енергетичний критерій міцності за Мізесом (2.6.19):

- складний напружений стан, коли у перерізі одночасно діють нормальні ( $\sigma_x, \sigma_y$ ) і дотичні напруження ( $\tau_{xy}$ ), але для цієї комбінації немає спеціальної формули в Єврокодi; перевірка у пружній стадії (elastic check) для перерізів класу 3 і 4, де заборонено пластичний перерозподіл, і оцінка несучої здатності ведеться на основі пружних напружень;
- нетипові випадки навантаження, де взаємодія нормальних і дотичних напружень не описана простими умовами (елементи складної форми, коробчасті, перфоровані профілі, пластини з отворами);
- локальні перевірки в місцях концентрації напружень (отвори, вирізи, складні вузли).

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (2.6.19)$$

Умова міцності:

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6.20)$$

де  $\sigma_x, \sigma_y$  - нормальні напруження у перерізі,

$\tau_{xy}$  - дотичні напруження,

$f_y$  - характеристична межа текучості сталі,

$\gamma_{M0}$  - частковий коефіцієнт надійності (звичайно 1.0).

Основні відмінності підходів до навантажень і впливів у Єврокодах (EN 1991) та в ДБН [4].

Єврокоди (EN 1990, EN 1991) використовується формалізований підхід до комбінування навантажень, де різні типи дій (постійні, змінні, епізодичні) враховуються через коефіцієнти часткового впливу  $\psi$ . Ці коефіцієнти дозволяють врахувати ймовірність одночасної дії декількох навантажень, тобто реально низьку ймовірність одночасного пікового навантаження. Основна мета: зменшення перевантажень у розрахунках та точне прогнозування максимальних впливів.

У ДБН застосовується більш консервативний підхід: береться максимальне значення всіх навантажень одночасно. Коефіцієнти сполучень  $\psi$  не завжди формалізовані для кожного виду навантаження. В результаті ДБН не враховує повною мірою ймовірнісний характер взаємодії навантажень.

У Єврокодах коефіцієнти  $\psi$  залежать від типу навантаження (тривалість, природне або штучне), кількості одночасних дій та характеру впливу. Наприклад, на покриттях перше за значенням короткочасне навантаження береться з  $\psi = 1,0$ , друге –  $\psi = 0,7$ , решта –  $\psi = 0,5$ . Це дозволяє більш точно оцінювати реальну небезпеку перевантаження та знижує консервативність розрахунку.

У ДБН коефіцієнти  $\psi$  використовуються обмежено, часто береться максимальна дія змінного навантаження. Внаслідок цього розрахунки можуть бути більш консервативними, що впливає на товщину, витрати матеріалу і економічність конструкції.

Деталізація типів навантажень у Єврокодах:

- визначають чіткі категорії: постійні, змінні, епізодичні/надзвичайні;
- для кожної категорії встановлені правила застосування у розрахункових комбінаціях, коефіцієнти надійності та часткові впливи;
- навантаження класифікуються не тільки за величиною, а й за тривалістю, ймовірністю та джерелом впливу.

У ДБН класифікація менш формалізована; часто виділяють лише постійні, змінні та аварійні навантаження. Деталізація за тривалістю дії чи поєднанням менш розвинена, що може призводити до більш консервативних оцінок.

Ймовірнісний підхід до надійності у Єврокодах [56]:

- використовують ймовірнісний підхід до розрахунку, де враховується статистичне розсіяння характеристик матеріалу та навантажень;
- часткові коефіцієнти дозволяють врахувати невизначеність і розкид властивостей матеріалу та дій;
- забезпечує баланс між безпекою та економічністю конструкцій.

У ДБН переважно застосовується детерміністичний підхід: використання нормативних значень навантажень та характеристик матеріалів без прямого врахування розсіяння та ймовірності. В результаті конструкції часто проєктуються з більшим запасом міцності, що іноді веде до підвищеного використання матеріалів.

#### **Висновок:**

- Основні принципи ДБН та Єврокоду дуже схожі: використання часткових коефіцієнтів, класифікація перерізів, врахування локального спучування та стійкості.
- Єврокод більш детально регламентує клас перерізів (1–4), взаємодію комбінованих зусиль та точні формули для  $\chi$ ,  $\lambda$  та ефективних площ.
- ДБН часто використовує спрощені формули та нормативні коефіцієнти, менше уваги на локальні ефекти та тонкостінні відкриті перерізи.

### **КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ ЗА РОЗДІЛОМ 2**

1. Що таке граничний стан конструкції і чим він відрізняється від допустимого стану?
2. Які історичні етапи розвитку методу граничних станів у будівельній механіці можна виділити?
3. Які переваги методу граничних станів у порівнянні з традиційними методами розрахунку за запасом міцності?

4. Які типи граничних станів виділяють у сучасних нормативних документах і яку функцію вони виконують?
5. Як часткові коефіцієнти надійності та коефіцієнти сполучення навантажень інтегрувалися в еволюцію методу граничних станів?
6. Які основні групи граничних станів виділяють у методі граничних станів, і за якими критеріями вони класифікуються?
7. У чому полягає практичне значення перевірки граничних станів першої групи для будівельних конструкцій?
8. Які види навантажень і впливів враховуються при перевірці граничних станів другої групи?
9. Як застосування груп граничних станів впливає на вибір коефіцієнтів надійності та комбінування навантажень у розрахунку конструкцій?
10. Наведіть приклад конструкції або елемента, для якого перевірка граничних станів другої групи є критичною, і поясніть чому.
11. Які основні групи граничних станів виділяють у методі граничних станів, і за якими критеріями вони класифікуються?
12. У чому полягає практичне значення перевірки граничних станів першої групи для будівельних конструкцій?
13. Які види навантажень і впливів враховуються при перевірці граничних станів другої групи?
14. Як застосування груп граничних станів впливає на вибір коефіцієнтів надійності та комбінування навантажень у розрахунку конструкцій?
15. Наведіть приклад конструкції або елемента, для якого перевірка граничних станів другої групи є критичною, і поясніть чому.
16. Що таке граничний стан конструктивного елемента при центральному стиску і як його визначають у розрахунках?
17. Які основні причини виникнення граничних станів при згині стрижня, і які типи деформацій при цьому враховуються?
18. Як розраховується несуча здатність елементів при комбінованих навантаженнях (стиск + згин) згідно з сучасними нормативами?

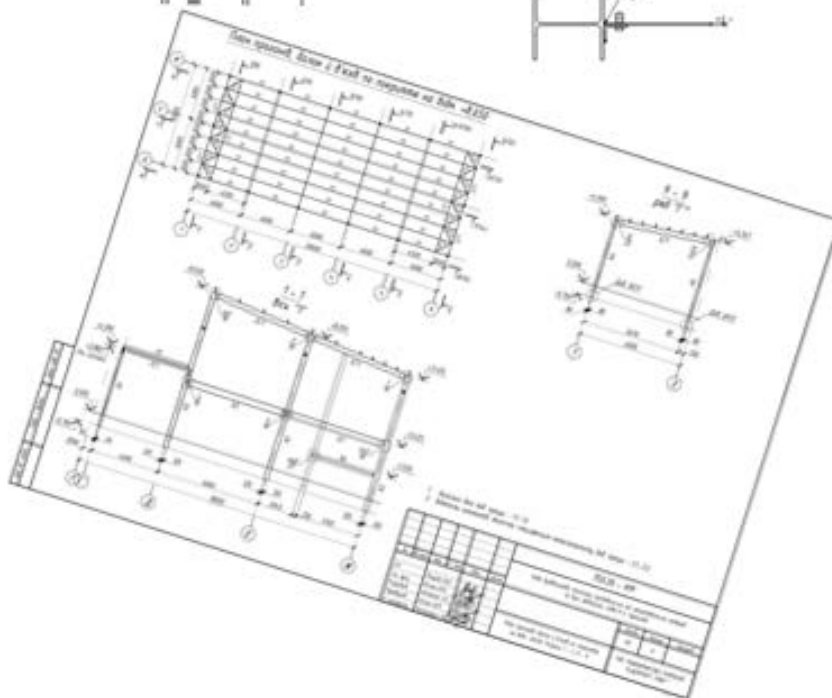
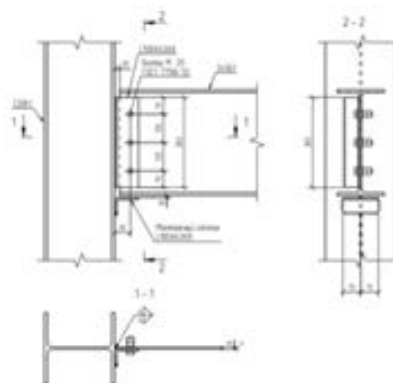
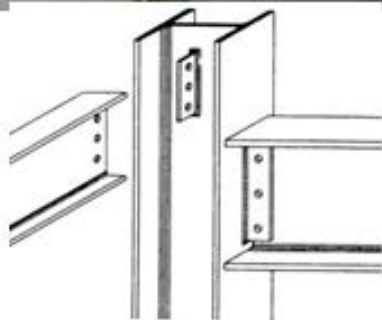
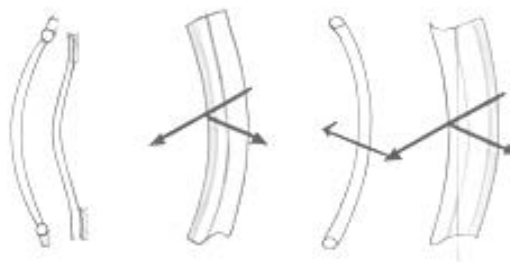
19. Який вплив факторів нестійкості (поздовжня втрата стійкості, локальна деформація) на виникнення граничних станів при центральному стиску?
20. Чим відрізняється перевірка граничних станів першої групи від перевірки граничних станів другої групи у стрижнях під дією комбінованих навантажень?
21. Які основні види навантажень і впливів враховуються при розрахунках будівельних конструкцій та яка їх класифікація за природою і характером дії?
22. У чому полягає різниця між постійними та тимчасовими навантаженнями, і як вони впливають на граничні стани конструкцій?
23. Що таке нормативні та розрахункові значення навантажень і впливів, і як визначаються коефіцієнти перевантаження для різних типів навантажень?
24. Які особливості врахування комбінацій навантажень при перевірці конструкцій на граничні стани першої та другої груп?
25. Як враховуються спеціальні або ненормативні впливи (сейсмічні, вітрові, температурні, експлуатаційні) у розрахунках будівельних конструкцій?
26. Які принципові підходи до розрахунку конструкцій на міцність і стійкість відрізняють Єврокоди від традиційних національних стандартів (наприклад, ДБН)?
27. У чому полягає відмінність у застосуванні часткових коефіцієнтів надійності для матеріалів та навантажень між Єврокодами та національною нормативною базою?
28. Як відрізняється класифікація і перевірка перерізів сталевих і залізобетонних елементів у Єврокодах порівняно з ДБН?
29. Які зміни внесено у підходи до комбінування навантажень при перевірці граничних станів у Єврокодах у порівнянні з національними стандартами?
30. Які особливості нормування експлуатаційних і тимчасових навантажень
31. Єврокодах та як вони відрізняються від національних правил?
32. Яким чином метод граничних станів забезпечує економічність і надійність металевих конструкцій?



33. У чому полягає фізичний зміст коефіцієнта умов роботи  $\gamma_c$  і як він використовується у розрахунках?
34. Як визначається розрахунковий опір матеріалу при використанні часткових коефіцієнтів надійності?
35. Які параметри впливають на вибір коефіцієнта надійності за призначенням  $\gamma_n$ ?
36. Як змінюється несуча здатність елемента при врахуванні пластичних деформацій у зоні граничного стану?
37. Які фактори впливають на виникнення граничних станів втрати місцевої стійкості стінки двотавра чи швелера?
38. Як у методі граничних станів враховується вплив повторних і циклічних навантажень (втома матеріалу)?
39. У чому полягає методика перевірки граничного стану прогину балки, і які нормативні межі деформацій допускаються?
40. Як змінюється перевірка елементів на граничні стани при підвищених температурах (пожежні впливи)?
41. Як враховується вплив зварних швів та болтових з'єднань у визначенні граничних станів металевих елементів?
42. Які види граничних станів характерні для стиснутих і вигнутих стержнів при позацентровому навантаженні?
43. Як метод граничних станів застосовується для розрахунку вузлів і з'єднань сталевих каркасів?
44. У чому полягає сутність поняття «резерв несучої здатності» і як воно використовується у перевірках граничних станів?
45. Як визначається критичне навантаження при перевірці стійкості елементів металевої конструкції?
46. Яким чином враховується вплив початкових геометричних недосконалостей при перевірці граничних станів?
47. Як розраховується граничний стан елементів, що працюють при складному напруженому стані (згин + кручення + стиск)?

48. У чому полягає роль динамічних коефіцієнтів у розрахунках на граничні стани при короткочасних імпульсних навантаженнях?
49. Як метод граничних станів застосовується при оцінці залишкової несучої здатності пошкоджених металевих конструкцій?
50. Які особливості перевірки граничних станів для тонкостінних і холодногнутих елементів?
51. Як результати розрахунку за методом граничних станів використовуються при проектуванні підсилення або реконструкції конструкцій?

# РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ



### 3.1. Металеві балки. Загальна характеристика балок

Балками називаються конструктивні елементи, в яких один з трьох габаритних розмірів ( $L$  – довжина балки) значно перевищує інші – ширину ( $b$ ) та висоту перерізу ( $h$ ) балки (рис. 3.1.1).

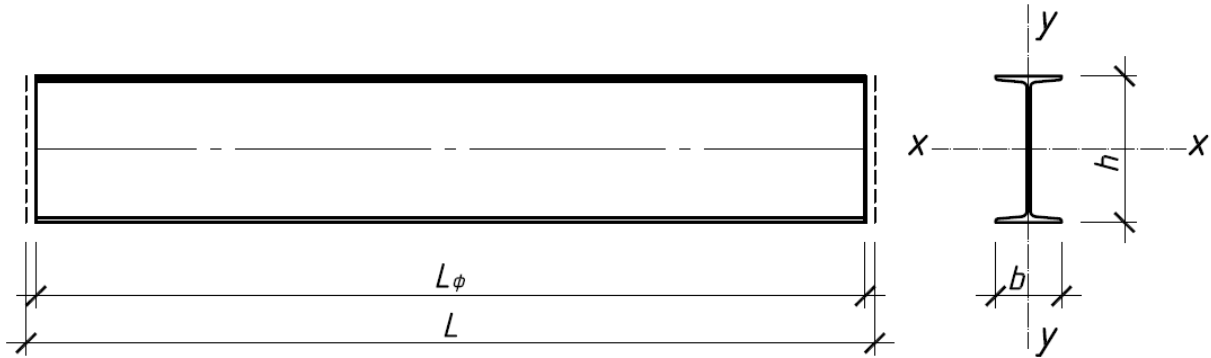


Рис. 3.1.1. Металева балка (двотаврового перерізу)

Даний клас конструкцій, як правило, працює на поперечний згин і використовується для перекриття прольотів довжиною до 30-ти метрів.

Область використання:

- балки покриття та перекриття промислових та цивільних будівель;
- підкранові балки;
- балки під підвісні крани;
- балки пролітних конструкцій мостових та козлових електричних кранів;
- балки робочих майданчиків;
- естакади і галереї;
- балки автодорожніх і залізничних мостів та пішохідних переходів.

В практиці проектування балочних конструкцій можуть використовуватись балки великих прольотів довжиною до 200 метрів. Це зумовлено тим, що при більших довжинах їх використання економічно не вигідно. Теоретичний проліт металевих балок, при якому балка *буде сприймати лише власну вагу*, можна визначити за формулою (3.1.1):

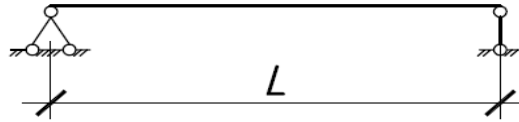
$$L_{теор} = \frac{1}{4} \cdot \frac{R_y}{\gamma}, \quad (3.1.1)$$

де  $R_y/\gamma$  – питома міцність матеріалу, яка вимірюється в одиницях довжини.

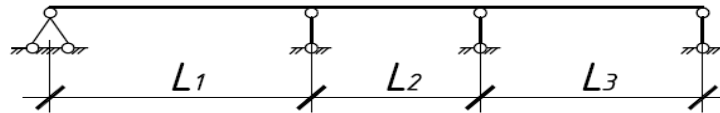
(Для сталі С235  $R_y/\gamma$  – питома міцність матеріалу;  $L_{теор} = 600$  м;  $\gamma = 7850$  кг/м<sup>3</sup> (питома вага сталі);  $R_y = 240$  МПа = 24 кН/см<sup>2</sup>).

В будівельних спорудах, як правило, використовуються наступні розрахункові схеми балок:

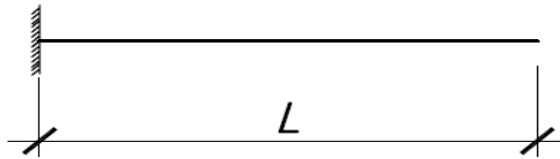
- однопрольотна розрізна балка:



- багато-прольотна балка:



- балка консольного типу:



- балка з жорстким закріпленням на одній або двох опорах.



Конструктивні рішення вузлів з'єднання балок з іншими конструкціями, за приведеними вище схемами, буде наведено в розділі «колони»

Наведені розрахункові схеми мають як свої переваги, та і свої недоліки: так, розрізні балки мають більшу вагу, але не реагують на осадки опорних частин та спрощують процес монтажу; нерозрізні балки мають меншу вагу, за рахунок перерозподілу згинальних моментів, але дуже чутливі до нерівномірної осадки опор; аналогічні особливості роботи мають і балки з жорстким закріпленням хоча б на одній опорі.

Для балок із прольотом до 10 метрів, як правило, застосовують прокатні профілі (рис. 3.1.2), що наведені в діючих сортаментах:

- швелери - за ДСТУ 3436:1996, ДСТУ 8806:2018;
- двотаври звичайні - за ДСТУ 8768:2018;
- двотаври з паралельними гранями полиць - за ДСТУ 8768:2018;
- гнуті профілі - за ДСТУ Б В.2.6-8:95, ДСТУ 8897:2019, ДСТУ 8806:2018;
- замкнуті прямокутні профілі - за ДСТУ Б В.2.6-8:95.

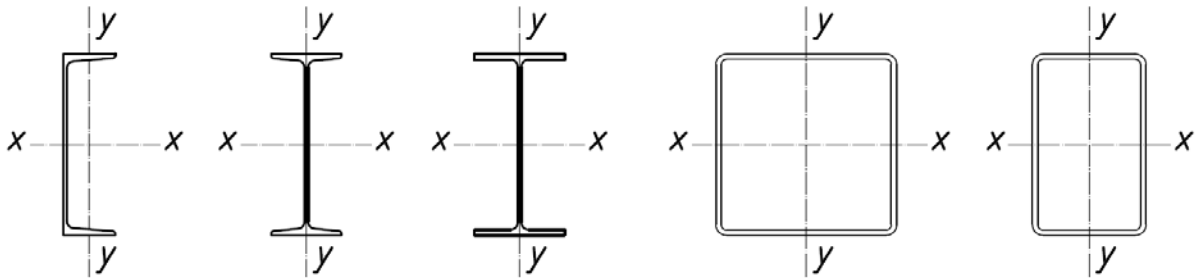


Рис. 3.1.2. Типи перерізу прокатних балок

Область використання прокатних двотаврів можна розширити за рахунок використання їх для виготовлення балок з перфорованими стінками. Даний вид конструкцій має збільшену в 1,47 рази висоту балки, яка обумовлена фігурним розпуском стінки балки за наведеною на рис. 3.1.4 схемою; економія матеріалу складає 10% – 30%. Вибір того чи іншого типу перерізу визначається вартістю конструкцій, яка складається з вартості проектування, матеріалів, виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації.

При прольотах від 10 м до 40 м використовують балки переріз яких, за допомогою зварки або болтів, відтворюється також з існуючих спрощених елементів сортаменту (рис. 3.1.3). Крім цього можна використовувати зварні двотаврові балки з перфорованою стінкою. Але даний тип балок використовується тільки при дії статичного навантаження (рис. 3.1.4).

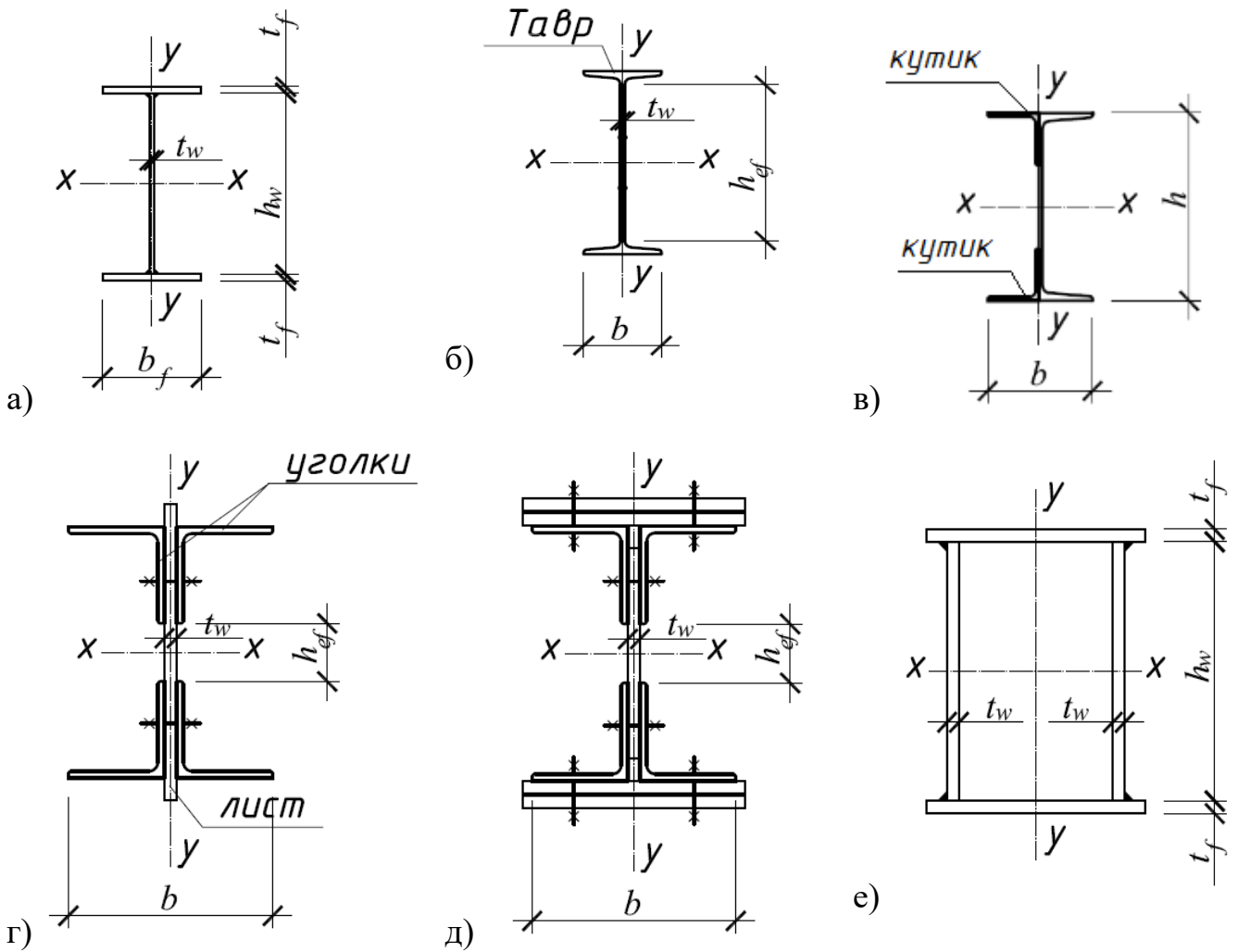


Рис. 3.1.3. Типи суцільних балок складеного перерізу:

- а) двотавр зварний з трьох листів; б) двотавр зварний з двох таврів;  
 в) двотавровий переріз з використанням кутників і швелера або двох швелерів;  
 г, д) двотавровий переріз сформований з кутників та листа на високоміцних болтах; е) складений коробковий переріз

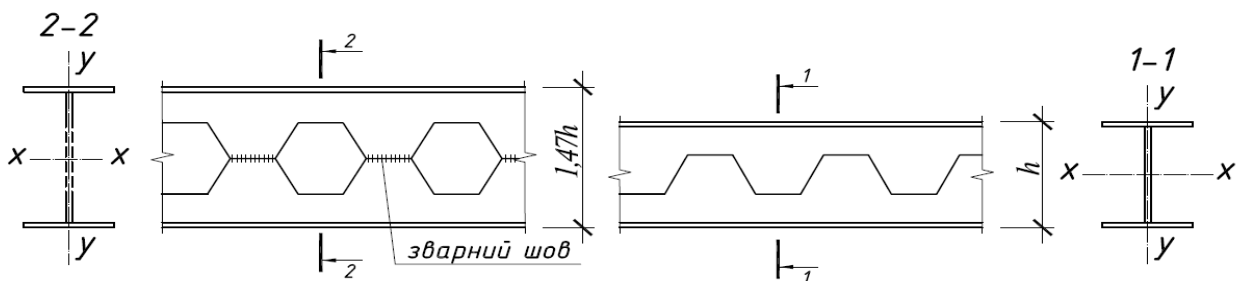


Рис. 3.1.4. Балка з перфорованою стінкою

### 3.2. Основні принципи призначення генеральних розмірів металевих балок. Ефективні типи перерізів балок

На рис. 3.1.5 наведена балка двотаврового перерізу та основні генеральні розміри  $L$ ,  $h$  і  $b$ . В тих випадках, коли переріз складається з листового прокату з'являються додаткові позначки:  $h_w$  і  $t_w$  – для довжини та товщини листа стінки балки;  $b_f$  і  $t_f$  – для ширини та товщини листа полицок балки.

При проектуванні будівельних конструкцій необхідно знати, що крім розрахунку за теорією граничних станів проектувальник повинен надати креслення конструкцій будівлі. При виконанні креслень існує два види розмірів: фактичні або конструктивні розміри, які використовують при виготовленні конструкції ( $L_{ef}$ ) та розрахункові розміри ( $L$ ) – це відстань між розбивочними осями.

Вибір прольоту балки ( $L$ ) визначається вимогами технологічного процесу, який буде організовано в будівлі; висота балки, її ширина та інші розміри визначають розрахунком за першою та другою групами граничних станів і конструктивними вимогами, які залежать від конструювання вузлів з'єднання конструкцій.

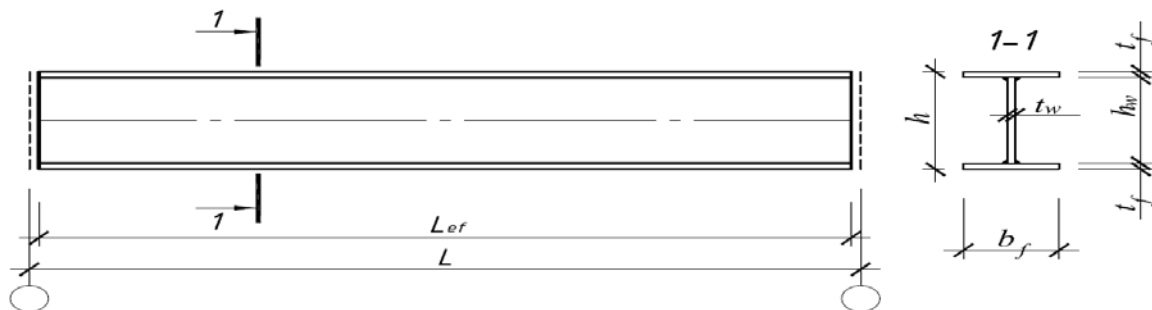


Рис. 3.1.5. Генеральні розміри балок

Для сталевих балок найбільш розповсюдженим та економічним, з точки зору використання міцності сталі, є двотавровий переріз. Виходячи з теорії опору матеріалів розрахункова формула для перевірки міцності балок на згин має наступний вигляд:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n, \quad (3.1.2)$$



де  $M_{max}$  – максимальний згинальний момент ( $\text{кН}\times\text{м}$ );

$W_{min}$  – мінімальний момент опору перерізу балки ( $\text{см}^3$ );

$R_y$  – розрахунковий опір сталі ( $\text{кН}/\text{см}^2$ );

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за призначенням конструкції (0.9 – 1.25 для особливо відповідальних споруд).

Оцінити ефективність використання матеріалу перерізу балки можна за допомогою параметра  $\rho$ , який залежить від характеру розподілу матеріалу в межах перерізу:

$$\rho = \frac{W}{A} \quad (3.1.3)$$

де  $\rho$  – ядрова відстань або радіус інерції (має розмір довжини);

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

Радіус інерції  $\rho$  є якісною характеристикою і визначає розміри ядра перерізу, в межах якого виникають напруження одного знаку у випадку, якщо сила розташована в межах ядра перерізу. Для оцінки ефективності прийнятого перерізу використовується безрозмірний параметр  $\alpha$  – як міра ефективності перерізу балки:

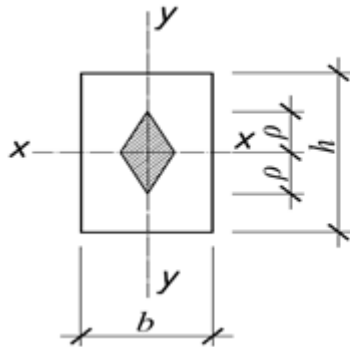
$$\alpha = \frac{2 \cdot \rho}{h}, \quad (3.1.4)$$

де  $h$  – висота перерізу, м.

Визначимо параметр  $\alpha$  для деяких перерізів (нагадаємо параметри, які будуть використані:  $h$  і  $b$  – висота і ширина перерізу,  $W$  і  $A$  – відповідно момент опору перерізу та його площа):

**1. Прямокутний переріз** (згин відбувається відносно осі  $x-x$ )

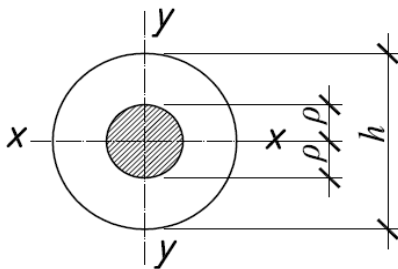
Геометричні характеристики:



$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, A = b \cdot h,$$

$$\rho = \frac{W}{A} = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot b \cdot h} = \frac{h}{6},$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot \rho}{h} = 0,33.$$

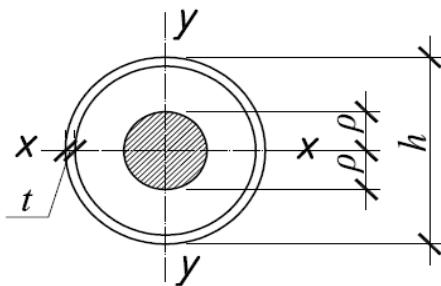
**2. Круглий переріз**

Геометричні характеристики:

$$W = \frac{\pi \cdot h^3}{32}, A = \frac{\pi \cdot h^2}{4},$$

$$\rho = \frac{W}{A} = \frac{h}{8},$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot \rho}{h} = 0,2.$$

**3. Переріз з труби**

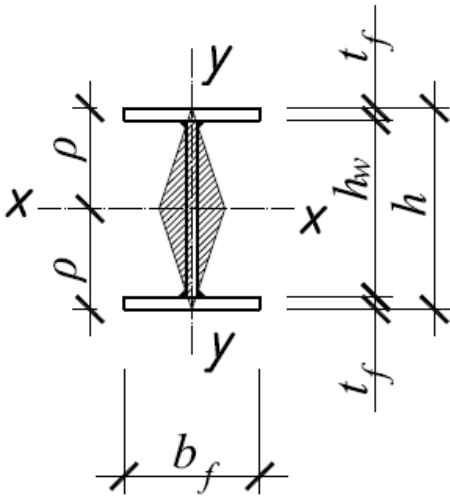
Геометричні характеристики:

$$W = \frac{\pi \cdot h^2 \cdot t}{4}, A = \pi \cdot h \cdot t,$$

$$\rho = \frac{W}{A} = \frac{h}{4}, \alpha = \frac{2 \cdot \rho}{h} = 0,5$$

Необхідно звернути увагу на те, що перехід від суцільного круглого перерізу до трубчатого дозволяє підвищити ефективність використання матеріалу, який складає переріз, *у два рази*.

1. **Двотавровий переріз.** Для двотаврового перерізу параметр  $\rho$  залежить від співвідношення площ полицок та стінки балки і змінюється у діапазоні  $(0,7 \div 0,8)h$ .



Геометричні характеристики:

$$I_x = 2 \cdot A_x \cdot (0,5 \cdot h)^2 = 0,5 \cdot A_f \cdot h^2,$$

$$W = \frac{2 \cdot I_x}{h} = A_f \cdot h, A = 2 \cdot A_f,$$

$$\rho = \frac{W}{A} = \frac{h}{2},$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot \rho}{h} = 1 - \text{для балок, в яких}$$

товщина стінки  $t_w = 0$

Аналіз наведених вище розрахунків дозволяє зробити наступні висновки:

- найбільш ефективним є переріз, в якому площа перерізу розташована по периметру прийнятого типу перерізу;
- найбільш ефективним є двотавровий переріз, в якому товщина стінки балки наближається до нуля.

### 3.3. Робота металевих балок на згин

Для того, щоб дослідити роботу балок під дією зовнішніх навантажень та визначити їх граничний стан, відповідно до теорії граничних станів (перша група), розглянемо роботу однопролітної балки з шарнірним закріпленням на опорах (одна опора шарнірно-нерухома, а друга – рухома), яка завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням. Під дією прийнятого навантаження в перерізах балки виникають внутрішні зусилля:  $M_x$ – згинальний момент та  $Q_x$ – поперечна сила (рис. 3.1.6).

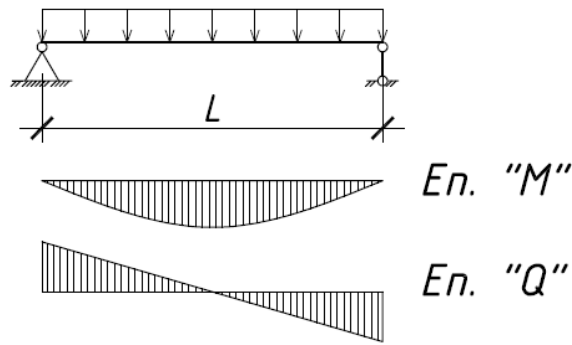


Рис. 3.1.6. Однопрольотна балка

Крім виникнення внутрішніх зусиль, які чинять опір зовнішнім діям, балки деформуються і в зоні появи максимального моменту з'являється прогин –  $f$ . Для того, щоб оцінити роботу даного типу конструкції побудуємо діаграму роботи балки в координат  $M-f$  (рис. 3.1.7).

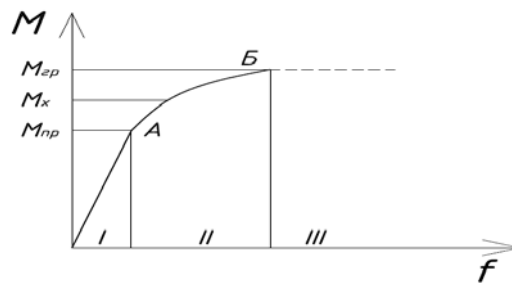


Рис. 3.1.7. Діаграма роботи балки на згин в площині у-у

В межах наведеної діаграми можна виділити три основні стадії:

**Перша стадія** – це пружна стадія, коли залежність  $M-f$  підпадає під дію закону Гука ( $\sigma = E \times \varepsilon$ , де  $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$  - модуль пружності матеріалу,  $\varepsilon$  – відносне видовження зразка у сантиметрах); вона має зворотній характер тому, що в межах перерізу не виникає пластичних деформацій і максимальні напруження не перевищують границю текучості ( $\sigma = M_{max} / W_{min} \leq \sigma_t$ ). З теорії опору матеріалів відомо, що закон Гука працює лише в пружній стадії, тобто за умов відсутності пластичних деформацій. Точка «А» на діаграмі позначає максимальний момент  $M_{np}$ , при появі якого деформації ще є пружними і після зняття навантажень конструкція повертається в попередній (недеформований) стан.

**Друга стадія** – це пружно-пластична стадія, в якій може опинитися переріз у випадку, коли при збільшенні навантаження згинальний момент  $M$  **перевищує**  $M_{пр}$ . У цьому випадку порушується закон Гука і в крайніх фібрах перерізу починають з'являтися незворотні пластичні деформації, які поширюються в середину перерізу при збільшенні навантажень. Необхідно звернути увагу на те, що при цьому в фібрах перерізу напруження не можуть перевищувати границю текучості до того часу поки пластичні деформації не дійдуть до фібри, яка проходить через центр ваги перерізу.

Точка «**Б**» на діаграмі відповідає стану, коли весь переріз переходить у пластичну стадію і балка перетворюється на механізм тому що у перерізі, де з'являється максимальний момент ( $M_{гран} = W_{пл} \times \sigma_t$ ) утворюється «**шарнір пластичності**».

**Третя стадія** на діаграмі – пластична. При цій стадії балка руйнується.

Характер розподілу нормальних ( $\sigma$ ) і дотичних ( $\tau$ ) напружень в межах перерізу в залежності від стадії, в якій працює переріз балки, наведено на рис. 3.1.10.

Основні розрахункові формули для оцінки напруженого стану балок з урахуванням вимог теорії граничних станів та умов, які необхідно створити конструкції під час її експлуатації відповідно до ДБН В.2.6-198:2014, будуть розглянуті у наступних розділах.

### 3.4. Розрахунок на міцність балок суцільного перерізу

Відповідно до вимог ДБН [1] балки поділяються на три класи залежно від прийнятого в розрахунку виду напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу. Детально види НДС розглядаються у розділі 5.3 ДБН [1]. Нагадаємо основні фактори, що дозволяють віднести балку до одного з трьох класів НДС (рис. 3.1.8.) та їх особливі прикмети:

1 клас НДС – нормальні напруження  $\sigma$  на всіх ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі  $R_y$  і можуть досягнути його лише в

найбільш напружених волокнах перерізу  $\sigma = R_y$  (пружна робота перерізу);

2 клас НДС – нормальні напруження  $\sigma$  на деяких ділянках розрахункового перерізу є меншими за розрахунковий опір сталі  $R_y$ , а на інших ділянках – дорівнюють йому (пружно-пластична робота перерізу);

3 клас НДС – нормальні напруження  $\sigma$  по всій площі розрахункового перерізу дорівнюють розрахунковому опору сталі  $R_y$  (утворення пластичного шарніру).

Залежно від призначення, умов експлуатації і техніко-економічного обґрунтування розрахунок суцільного перерізу балок слід виконувати без урахування чи з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій згідно з прийнятим класом НДС. Припускається, що балка має той самий клас, який має її розрахунковий переріз.

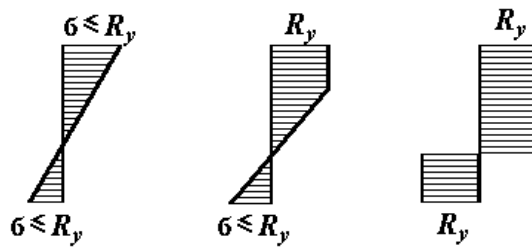


Рис. 3.1.8. Класифікація перерізу за видом НДС

Балки 1-го класу слід застосовувати для всіх видів навантажень і вести розрахунки у межах пружних деформацій (стадія 1), балки 2-го і 3-го класів рекомендується застосовувати при дії статичних навантажень і розрахунки можна проводити з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій (стадія 2 на рис. 3.1.8).

Розрахунок на міцність балок у розрахункових перерізах 1-го класу (пружна стадія) необхідно виконувати за формулами:

- при дії згинального моменту  $M$  в одній з головних площин ( $x-x$ ):

$$\frac{M \gamma_n}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.1.5)$$

- при дії поперечної сили  $Q$ , що спрямована паралельно серединній площині стінки:

$$\frac{Q \cdot S \gamma_n}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.1.6)$$

– при дії згинальних моментів  $M_x$  і  $M_y$  у двох головних площинах:

$$\frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} \cdot R_x \cdot \gamma_c} \cdot x \leq 1, \quad (3.1.7)$$

де  $x_i$  і  $y_i$  – відстані від головних осей перерізу балки до точки перерізу, яка розглядається. У цьому випадку значення напружень у стінці балки повинні бути перевірені за формулою:

$$\frac{0,87 \gamma_n}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (3.1.8)$$

де  $\sigma_x$  – нормальні напруження у серединній площині стінки, спрямовані паралельно до поздовжньої осі балки:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_{xn}} \cdot y,$$

$\sigma_y$  – нормальні напруження у серединній площині стінки, спрямовані перпендикулярно до поздовжньої осі балки:

$$\sigma_y = \frac{M_y}{I_{yn}} \cdot x,$$

$\tau_{xy}$  – дотичні напруження у точці стінки балки, яка розглядається:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \cdot x,$$

Напруження  $\sigma_x$  і  $\sigma_y$ , приймаються у формулі (3.1.8) зі своїми знаками. Усі складові напруженого стану ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  і  $\tau_{xy}$ ) необхідно визначати для однієї точки поперечного перерізу стінки балки, який підпадає під перевірку. На рис. 3.1.9 наведено двотавровий суцільний переріз балки та діючі внутрішні зусилля.

У разі послаблення стінки отворами болтів ліву частину формули (3.1.6 і (3.1.8) мають вигляд:

$$\frac{0,87 \gamma_n}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1 \quad \tau_{xy} = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot t_w}, \quad (3.1.9)$$

де  $\alpha = \frac{s_0}{s_0 - d}$ , а  $s_0$  – крок отворів,  $d$  – діаметр отвору.

Граничне значення згинального моменту  $M_{\max np}$  (для *першої стадії* НДС), при дії якого на крайніх фібрах виникають напруження, що дорівнюють границі текучості ( $\sigma_t$ ) (рис. 3.1.10), визначається за формулою:

$$M_{\max np} = W_{\min} \cdot \sigma_t, \quad (3.1.10)$$

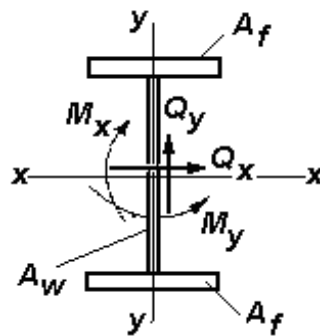


Рис. 3.1.9 Схема двотаврового перерізу і діючі внутрішні зусилля

$M_x$ ,  $M_y$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$  – згинальні моменти і поперечні сили у двох головних площинах  $x$ - $x$ ,  $y$ - $y$

Друга стадія НДС займає проміжне положення між першою (пружною) стадією НДС (рис. 3.1.10) і третьою стадією НДС (пластичною). Максимальний момент ( $M_{гран}$ ), який сприймає переріз балки перед руйнуванням буде мати наступний вигляд:

$$M_{гран} = W_{nl} \cdot \sigma_t, \quad (3.1.11)$$

де  $W_{nl}$  – момент опору перерізу в пластичній стадії.

Розподіл напружень по перерізу на цій стадії наведено на рис. 3.1.10 і в теорії опору матеріалів має назву – *шарнір пластичності*. Момент опору перерізу балки при появі шарніра пластичності буде більшим ніж пружній момент опору і може бути представлений у наступному вигляді:

$$W_{nl} = C \cdot W_{\min}, \quad (3.1.12)$$



де  $W_{min}$  – момент опору перерізу в пружній стадії;  $C$  – коефіцієнт пластичності, який враховує можливість розвитку пластичних деформацій і його розмір **перевищує одиницю**.

На прикладі прямокутного перерізу визначимо параметр  $C$  (рис. 3.1.11). Для цього обчислимо максимальний момент ( $M_{гран}$ ). Оскільки прямокутний переріз поділяється головною віссю  $x-x$  навпіл, то стискаючи напруження в верхній частині перерізу врівноважені розтягуючими напруженнями у нижній частині і дорівнюють границі текучості ( $\sigma_t$ ). Замінімо рівномірно розподілені нормальні напруження рівнодіючими силами  $N_p$  (розтяг) і  $N_c$  (стиск):

$$N_p = N_c = 0,5 \cdot \sigma_t \cdot A = 0,5 \cdot \sigma_t \cdot (h \cdot b), \quad (3.1.13)$$

У цьому випадку максимальний згинальний момент, який може витримати балка до руйнування складає:

$$M_{гран} = N \cdot e = 0,5 \cdot \sigma_t \cdot A \cdot e = 0,5 \cdot \sigma_t \cdot (h \cdot b) \cdot 0,5 \cdot h = \frac{\sigma_t \cdot b \cdot h^2}{4}, \quad (3.1.14)$$

Виходячи з формули (3.1.14) пластичний момент опору переріз дорівнюється:

$$W_{nl} = \frac{b \cdot h^2}{4} = 1,5 \cdot W_{min}, \quad (3.1.15)$$

де  $W_{min}$  – момент опору прямокутного перерізу:  $W_{min} = \frac{b \cdot h^2}{6}$ .

Для прямокутного перерізу коефіцієнт  $C$  дорівнює 1,5. Розмір цього коефіцієнту залежить від типу прийнятого перерізу та від осей, відносно яких відбувається згин (табл. 1.3.1).

Необхідно пам'ятати, що при розрахунку конструкцій за теорією граничних станів (перша група граничних станів) необхідно забезпечити несучу здатність конструкції і не допустити появи шарніра пластичності. Тому, в практичних розрахунках, цей коефіцієнт  $C_i$  повинен мати значення менші чим теоретичний коефіцієнт  $C$ .

В ДБН В.2.6-2014 ці коефіцієнти мають такі позначки  $C_x$  і  $C_y$  (додаток М, табл. М.1.) Прийняті індекси позначають вісь, відносно якої відбувається згин балки.

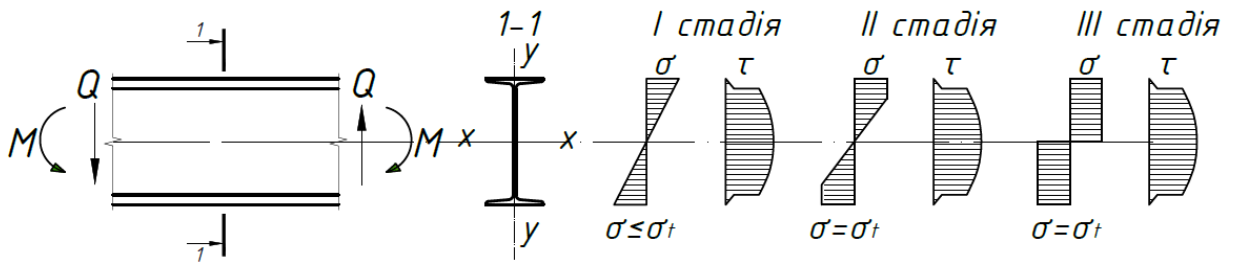


Рис. 3.1.10. Робота балок в пластичній стадії

Розмір цього коефіцієнту залежить від типу прийнятого перерізу та від осі відносно, якої відбувається згин (таблиця 1.3.1).

Безпечна різниця між  $C$  і  $C_i$  визначається по схемі розподілу нормальних напружень, яка наведена на рис. 3.1.11.

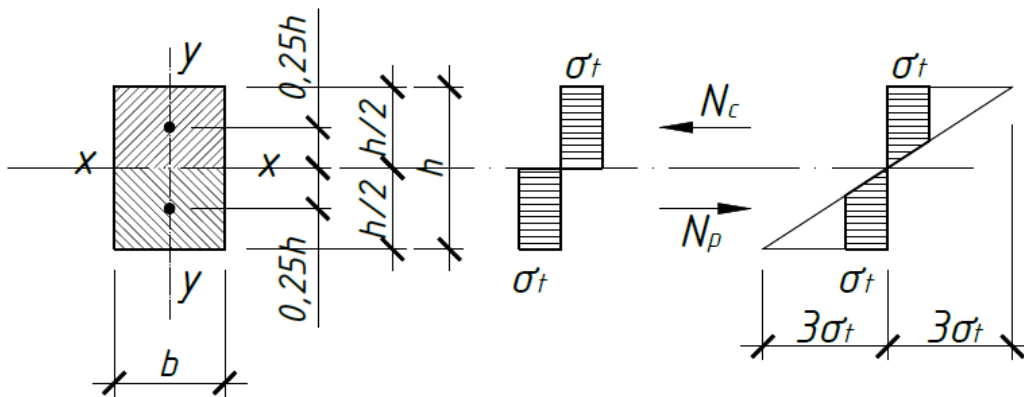


Рис. 3.1.11. Характер розподілу нормальних напружень при визначенні коефіцієнтів  $C_x$  і  $C_y$

Теорія граничних станів дозволяє розраховувати на міцність розрізні балки 2-го і 3-го класів НДС двотаврового і коробчастого перерізу (рис. 3.1.12) у пружно-пластичній стадії і це є резервом підвищення несучої здатності конструкції.

**Основні умови:**

- а) конструкції сприймають лише статичні навантаження;
- б) в якості розрахункової схеми приймаємо однопрольотну балку з шарнірним закріпленням на опорах;
- в) рівень дотичних напружень не повинен перевищувати рівня

$\tau_y = Q_y / A_w \leq (0,9R_s \gamma_c) : \gamma_n$  при згині в площині найбільшої жорсткості (окрім опорних перерізів);

г) матеріал конструкцій – сталь з характеристичним опором  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ ;

д) конструкції експлуатують при температурі зовнішнього середовища менш ніж мінус  $20^\circ\text{C}$ . Відповідно до п. 5.5.7 ДБН [1], для сталей звичайної якості (С235–С345) мінімально допустима температура експлуатації - від  $-20^\circ\text{C}$  до  $-40^\circ\text{C}$  залежно від класу сталі за ударною в'язкістю.

Остання умова пов'язана з тим, що при зниженні температури змінюються фізико-механічні властивості сталі: зростає границя текучості, але знижується пластичність і ударна в'язкість, що може призвести до крихкого руйнування. Тому при проектуванні балок, що працюють у площині найбільшої жорсткості ( $I_x > I_y$ ), необхідно враховувати температурні умови експлуатації конструкції згідно з вимогами розділу 5 ДБН [1].

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta W_{xn,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.16)$$

– при згині у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень  $\tau_x = Q_x / (2A_f) \leq 0,5R_s$  (окрім опорних перерізів)

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta W_{xn,\min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y \beta W_{yn,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.17)$$

де  $M_x$  і  $M_y$  – абсолютні значення згинальних моментів у розрахунковому перерізі елемента;  $Q_y$  і  $Q_x$  – відповідні абсолютні значення поперечних сил;  $\beta$  – коефіцієнт, який приймаються таким, що дорівнює:

– при  $\tau_{xy} \leq 0,5R_s$ ;  $\beta = 1$ ;

– при  $0,5R_s < \tau_{xy} \leq 0,9R_s$ ;  $\beta$  призначається за формулою 9.21 з ДБН [1].

$$\beta = 1,0 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left( \frac{\tau_y}{R_s} \right)^4, \quad (3.1.18)$$

де  $\alpha_f = A_f / A_w$  – відношення площі поперечного перерізу пояса до площі поперечного перерізу стінки (для несиметричного перерізу  $A_f$  – площа перерізу меншого пояса балки; для коробчастого перерізу  $A_w$  – сумарна площа перерізу двох стінок)

$c_x, c_y$  – коефіцієнти, значення яких приймаються для балок 3-го класу згідно з

табл.3.1.1, а для балок 2-го класу – в інтервалі між 1,0 і значеннями  $c_x$  і  $c_y$ , обчисленими за табл. 3.1.1. Призначення значень коефіцієнтів  $c_x$  і  $c_y$  в інтервалі між 1,0 та їхніми значеннями має на меті встановлення мінімальних розмірів складених поперечних перерізів елементів, що згинаються.

При дії у розрахунковому перерізі балки згинального моменту за відсутності поперечної сили (у зоні чистого згину) у формулах (3.1.16) і (3.1.17) приймають  $\beta_r = 1$ , а замість коефіцієнтів  $c_x$  і  $c_y$  відповідно:

$$c_{xm} = 0,5 (1,0 + c_x); \quad c_{ym} = 0,5 (1,0 + c_y). \quad (3.1.19)$$

Розрахунок на міцність в опорному перерізі балок (при  $M_x = 0$  і  $M_y = 0$ ) слід виконувати за формулами:

$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_z \gamma_c} \leq 1 \quad \frac{Q_x \gamma_n}{2A_f R_z \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.20)$$

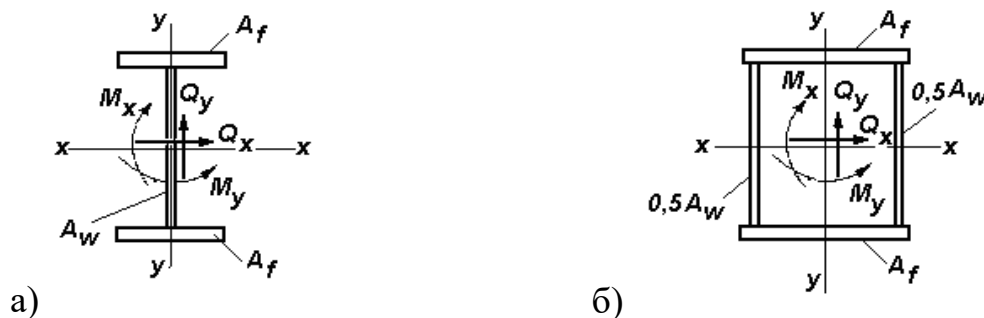


Рис. 3.1.12 Схема двотаврового (а) і коробчастого (б) перерізів і діючі внутрішні зусилля  $M_x, M_y, Q_x, Q_y$ - згинальні моменти та поперечні сили у двох головних площинах  $x-x, y-y$  (основні позначки:  $A_f$  - площа поясу і  $x-x, y-y$  – головні осі у двох головних площинах)

У разі послаблення стінки отворами для болтів ліву частину формули 3.1.9, а також значення дотичних напружень  $\tau$  слід помножити на коефіцієнт  $\alpha$ , що визначається за наведеною вище формулою. У зонах пружних деформацій перевірку міцності балок 2-го і 3-го класів слід виконувати як для балок 1-го класу.

### 3.5. Порядок підбору перерізу прокатних балок

Підбір перерізу прокатних балок виконується відповідно до вимог ДБН [1] за

теорією граничних станів. Перша група граничних станів вимагає забезпечити несучу здатність балок при згині; стійкість у випадку втрати її проєктного положення або у випадку втрати її прямолінійної форми; місцеву стійкість всіх стиснутих тонкостінних елементів перерізу балки. Необхідно звернути увагу на те, що для прокатних балок забезпечення місцевої стійкості всіх стиснутих елементів перерізу вирішена на етапі розробки сортаменту прокатних елементів.

Друга група граничних станів повинна забезпечувати нормальні умови експлуатації конструкцій, що регламентується ДСТУ [5]. Вимоги проєктування.

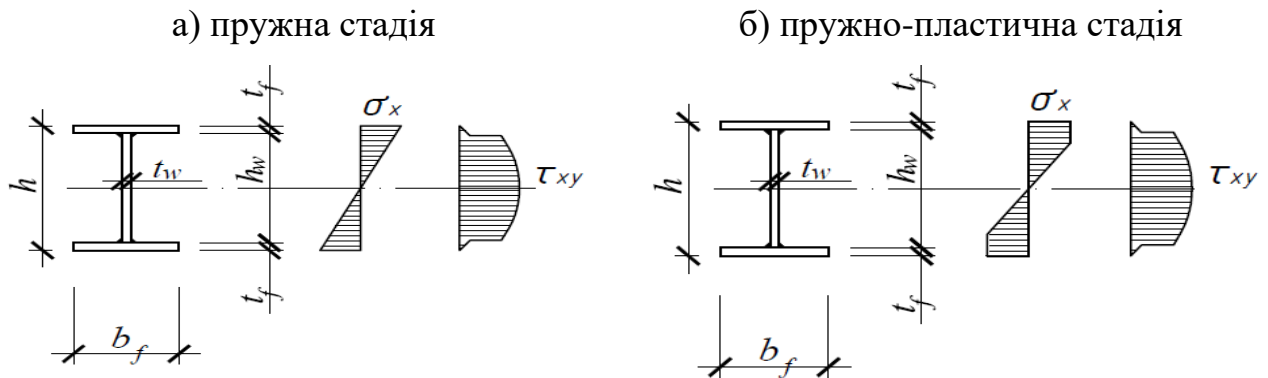
### **Порядок підбору перерізу прокатних балок:**

1. Визначається потрібна довжина балки, тип перерізу балки та клас НДС до якого відноситься балка, що залежить від експлуатаційних вимог і навантажень, які повинна сприймати конструкція балки.
2. Відповідно до вимог ДБН В.1.2.-2:2006 [4] визначаються всі навантаження і впливи, які можуть діяти на балку під час всього періоду експлуатації конструкції. При цьому для підбору перерізу, як за першим та і за другим граничними станами, необхідно визначити розрахункові навантаження (граничне -  $X_m$ ; експлуатаційне -  $X_e$ ; динамічне -  $X_c$ ; квазіпостійне -  $X_p$ ).
3. Вибір матеріалу проводиться за вимогами ДБН [1] розділи 1.2 і 1.3 або за додатками А і Г [1] ( $R_y$  і  $R_s$ ).
4. Коефіцієнт умов роботи призначається за вимог ДБН [1] (таблиця 5.2). Для балок суцільного перерізу  $\gamma_c = 0,9$ .
5. Враховуючи всі діючі навантаження і призначаючи коефіцієнт сполучення навантажень відповідно до п.4.15-4.20 [4] визначають максимальні розрахункові згинаючий момент  $M_{max}$  і поперечну силу  $Q_{max}$ .
6. Визначають потрібний момент опору і, відповідно до існуючого сортаменту і вибраного типу перерізу, призначають потрібний профіль. Для вибраного профілю вибирається характеристики: номер профілю, площа перерізу ( $A$ ), моменти інерції перерізу ( $I_x$  і  $I_y$ ), моменти опору перерізу ( $W_x$  і  $W_y$ ), статичні моменти перерізу ( $S_x$  і  $S_y$ ) і геометричні розміри: висота балки ( $h$ ), ширина балки ( $b$ ), товщина полицки ( $t_f$ ) і товщина стінки ( $t_w$ ).

7. Визначають потрібний момент опору  $W^{номр} = \frac{M_{\max}}{R_y}$  і, відповідно до існуючого

сортаменту і вибраного типу перерізу, призначають потрібний профіль. Для вибраного профілю вибирається характеристики: номер профілю, площа перерізу ( $A$ ), моменти інерції перерізу ( $I_x$  і  $I_y$ ), моменти опору перерізу ( $W_x$  і  $W_y$ ), статичні моменти перерізу ( $S_x$  і  $S_y$ ) і геометричні розміри: висота балки ( $h$ ), ширина балки ( $b$ ), товщина полицки ( $t_f$ ) і товщина стінки ( $t_w$ ).

8. Перевірка міцності проводиться по формулах (рис. 3.1.13):



Напруження в крайній волоконці:

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{c_1 W_x} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}$$

$c_1$  - це коефіцієнт розподілу напружень по висоті перерізу

Перевірка зсуву

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S^n}{I_x t_w} \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n}$$

$$R_s = 0.9 R_y$$

Рис. 3.1.13. Основні розрахункові формули за першим граничним станом

Виходячи з формул, які наведені на рис. 3.1.13, визначають потрібний

момент опору перерізу  $W^{номр} = \frac{M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}$  та, використовуючи існуючий сортамент на фасонний прокат, вибирають та компанують переріз таким чином, щоб  $W_x^{номр} \leq W_x$ .

Коефіцієнти  $C_x$  і  $C_y$  для розрахунку на міцність елементів сталевих конструкцій

Тип перерізу	Схема перерізу	$A_f / A_w$	Найбільше значення коефіцієнтів		
			$C_x$	$C_y$	$n$ при $M_y = 0^1)$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,50	1,12		
		1,00	1,07		
		2,00	1,04		
2		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,50	1,12	1,12	
		1,00	1,07	1,20	
		2,00	1,04	1,26	
4		0,50	1,40	1,12	2,0
		1,00	1,28	1,20	
		2,00	1,18	1,31	
5		-	1,47	1,47	а) 2,0 б) 3,0
6		0,25	1,47	1,04	3,0
		0,50		1,07	
		1,00		1,12	
		2,00		1,19	
7		-	1,26	1,26	1,5
8		-	1,60	1,47	а) 3,0 б) 1,0
				1,07	
9		0,5	1,6	1,07	а) 3,0 б) 1,0
		1,0		1,12	
		2,0		1,19	

<sup>1)</sup> При  $M_y \neq 0$  приймається  $n = 1,5$ , за винятком перерізів типу 5, а, для якого  $n = 2$ , і типу 5, б, для якого  $n = 3$ .

**Примітки:**

1. При визначенні коефіцієнтів для проміжних значень  $A_f / A_w$  допускається лінійна інтерполяція.
2. Значення коефіцієнтів  $c_x$  і  $c_y$  слід приймати не більшими за  $1,15\gamma_f$ , де  $\gamma_f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, обчислений як відношення розрахункового значення еквівалентного (за значенням згинального моменту) навантаження до характеристичного.

Максимальні нормальні ( $\sigma_x$ ) та дотичні ( $\tau_{xy}$ ) напруження виникають в різних перерізах. Це обумовлено тим, що поперечна сила, виходячи з теорії опору матеріалів, є першою похідною від згинального моменту тому: максимальному згинальному моменту відповідає  $Q = 0$  і, відповідно, максимальній поперечній силі відповідає  $M = 0$ . В інших перерізах виникають і нормальні і дотичні напруження тому необхідно, враховуючи вимоги енергетичної теорії, перевірити умову:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \frac{1.15R_y\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.1.21)$$

Перевірка загальної стійкості балки буде розглянуто у розділі (3.1.7) і ця перевірка не потрібна у тих випадках, коли верхній (стиснутий) пояс балки по всій довжині закріплено в горизонтальній площині (рис. 3.1.14).

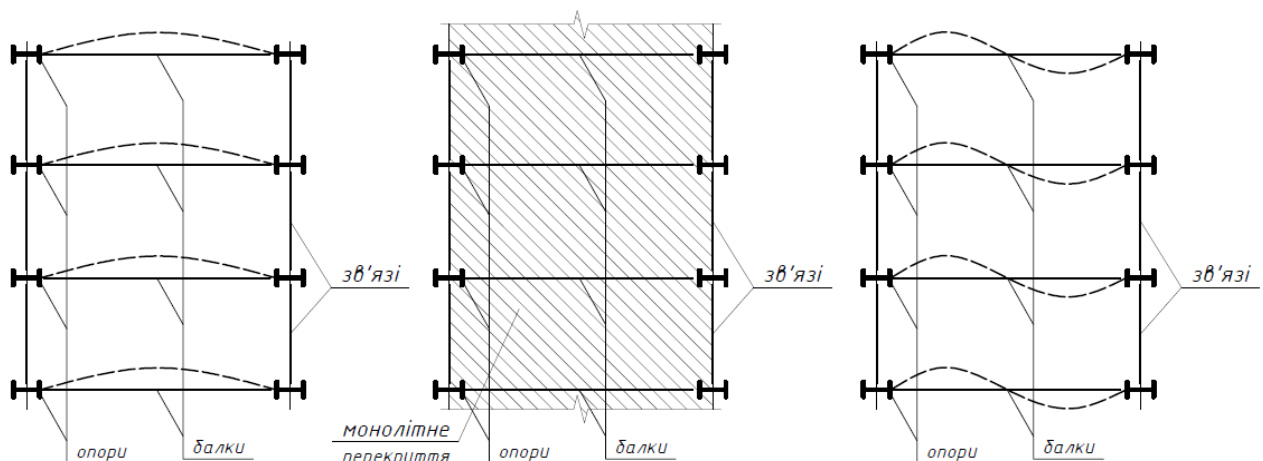


Рис. 3.1.14. Схема закріплення верхнього поясу балки і форми втрати прямолінійності форми верхнього стиснутого поясу балки



Перевірка прийнятого перерізу за другим граничним станом проводиться за формулою (3.1.22):

$$f \leq f_u, \quad (3.1.22)$$

де  $f$  - максимальний прогин балки, який визначається за формулами теорії опору матеріалів в залежності від діючих на балку експлуатаційних навантажень ( $X_e = X_0 \times \gamma_{fe}$ );  $f_u$  - гранично допустимий прогин балки, який визначається відповідно до ДСТУ [5] і залежить від призначення балки, експлуатаційних вимог та її довжини. Для деяких балок на рис. 3.1.16. і 5.17. наведено окремі види навантажень та формули для обчислення згинаючих моментів ( $M_{max}$ ), поперечних сил ( $Q_{max}$ ) та максимальних прогинів балок ( $f_{max}$ ).

В тих випадках, коли при підборі перерізу не використовується умова другого граничного стану необхідно призначати переріз балки виходячи з умови  $f \leq f_u$ . У цьому випадку необхідно для балки визначити еквівалентне рівномірно-розподілене навантаження ( $q_{екв}$ ) для максимального згинального моменту, який виникає у перерізі балки від реального навантаження (рис. 3.1.15):

$$q_{екв} = \frac{8M_{max}}{l^2} \quad (3.1.23)$$

Прогин балки дорівнює:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{екв} \times l^4}{E \times I_x} \times \frac{\gamma_{fe}}{\gamma_{fn}}, \quad (3.1.24)$$

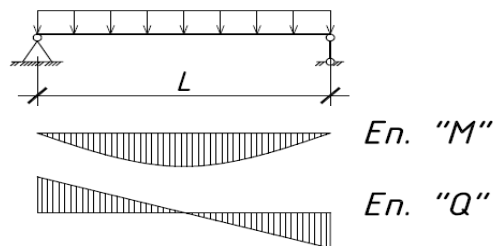
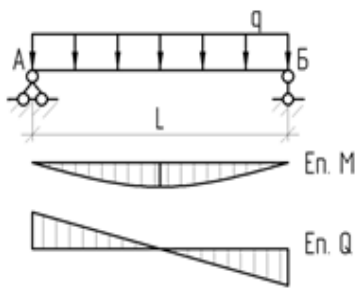
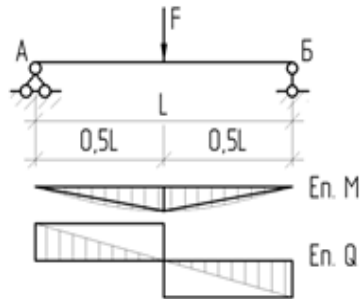


Рис. 3.1.15. Однопрольотна балка



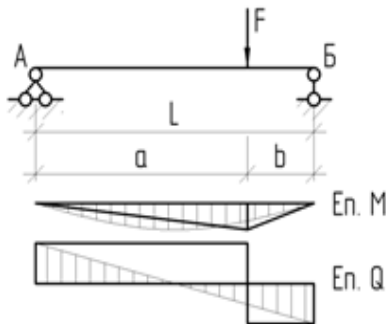
$$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$$

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}; \quad Q_{\max} = \frac{qL}{2}; \quad f = \frac{5qL^4}{384EI_x}$$



$$R_A = R_B = \frac{F}{2};$$

$$M_{\max} = \frac{FL}{4}; \quad Q_{\max} = \frac{F}{2}; \quad f = \frac{FL^3}{48EJ_x};$$

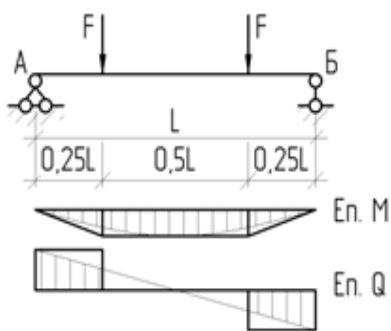


$$R_A = \frac{Fb}{L}; \quad R_B = \frac{Fa}{L};$$

$$M_{\max} = R_A a = \frac{Fba}{L}; \quad Q_{\max} = R_b$$

$$f_{\max} = \frac{Fb(3L^2 - 4b^2)}{48EJ_x}; \quad (a \geq b);$$

$$f_{\max} = \frac{Fa(3L^2 - 4a^2)}{48EJ_x}; \quad (a \leq b)$$



$$R_A = R_B = F$$

$$M_{\max} = 0,25R_A L;$$

$$Q_{\max} = F$$

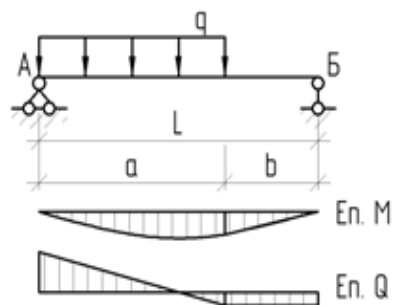
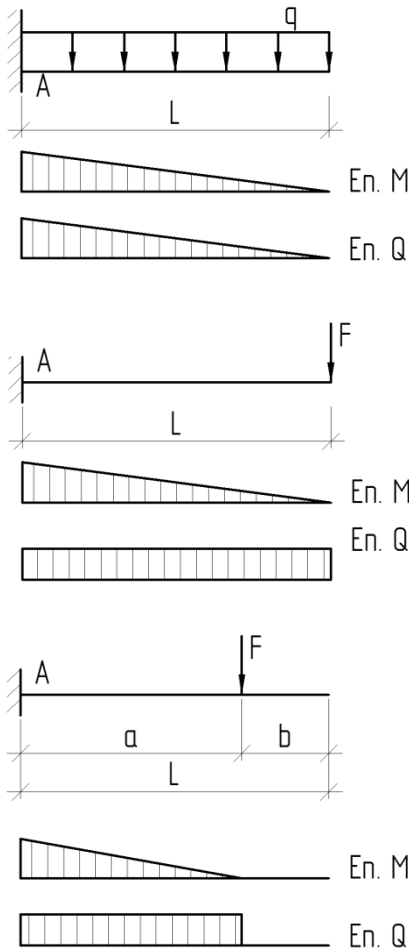


Рис. 3.1.16 Схеми навантаження балок (однопрольотна балка)

В формулі (3.1.24) проведемо заміну для  $I_x = \frac{h \times W_x}{2}$  та виконаємо

математичні викладки:

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5}{384} \frac{q_{екв} \cdot L^4 \cdot \gamma_{fe}}{E \cdot I_x \cdot \gamma_{fm}} = \frac{5 \cdot 8 \cdot q_{екв} \cdot L^2 \cdot L^2 \cdot 2 \cdot \gamma_{fe}}{384 \cdot 8 \cdot E \cdot W_x \cdot h \cdot \gamma_{fm}} = \\
 &= \frac{5}{384} M_{\max} \frac{\gamma_{fe} \cdot 16 \cdot L^2}{\gamma_{fm} \cdot E \cdot W_x \cdot h} = \frac{60}{384} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \cdot \frac{L^2}{h} = \\
 &= \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \cdot \frac{L^2}{h} = f_u
 \end{aligned}
 \tag{3.1.25}$$



$$R_A = qL; M_{\max} = \frac{qL^2}{2};$$

$$Q_{\max} = qL;$$

$$f_{\max} = \frac{qL^4}{8EJ_x}$$

$$R_A = F;$$

$$M_{\max} = FL;$$

$$Q_{\max} = F;$$

$$f_{\max} = \frac{FL^3}{3EJ_x}$$

$$R_A = F;$$

$$M_{\max} = Fa;$$

$$Q_{\max} = F;$$

Рис. 3.1.17. Схеми навантаження балок (консольна балка)

Приблизна формула, яка дозволяє призначити мінімально необхідну висоту балки за умов забезпечення другого граничного стану буде мати вигляд:

$$h_{\min} \geq \frac{5}{24E} \cdot \frac{R_y \gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \cdot \frac{L^2}{f_u}, \tag{3.1.26}$$

де  $f_u = \frac{l}{n_0}$ , де  $n_0$  визначається за рекомендаціями ДСТУ [5] і також залежить від

призначення балки, експлуатаційних вимог та її довжини ( $E = 2,1 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$ ).

$$h = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \cdot L \cdot n_0,$$

### 3.6. Компановка поперечного перерізу складених балок та перевірка міцності прийнятого перерізу

У попередньому розділі були визначені основні положення підбору перерізу прокатних балок. В тих випадках, коли проліт балки перевищує, як правило, 10 метрів або балки повинні сприймати достатньо великі навантаження і існуючий сортамент не задовольняє вимог по потрібному моменту опору перерізу ( $W$ ), виникає необхідність створення складених перерізів. Основні типи перерізів наведені у розділі 3.1.1 (рис. 3.1.2 і 3.1.3).

У цьому розділі розглянемо компановку зварного двотаврового симетричного перерізу. Це обумовлено тим, що при роботі балки на згин двотавровий переріз є найбільш оптимальним. На рис. 3.1.18 наведено двотавровий переріз, який складено з трьох листів.

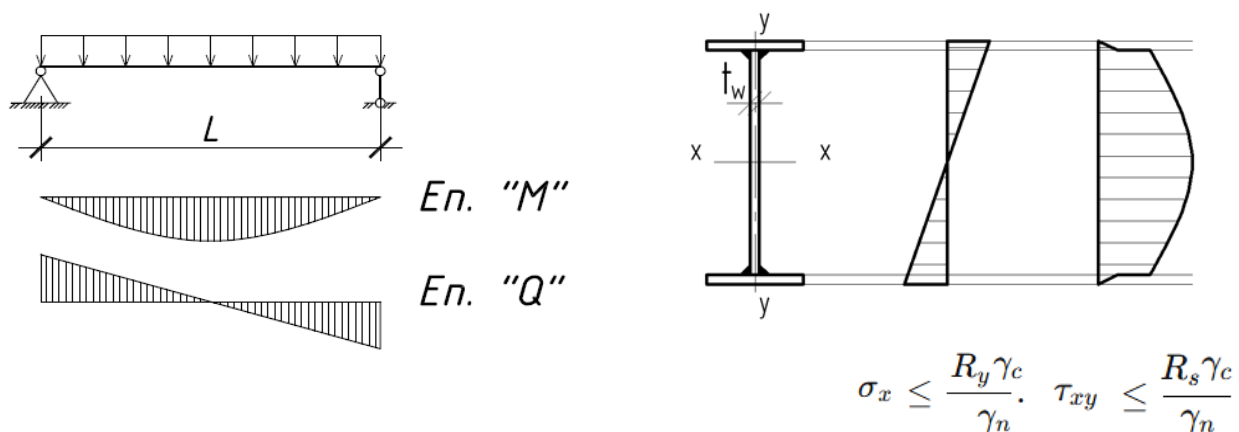


Рис. 3.1.18. Балка зі складеним симетричним двотавровим перерізом

а) переріз балки; б) епюри нормальних і дотичних напружень

Для того щоб отримати переріз, який буде відповідати вимогам теорії граничних станів, необхідно визначити розміри листів, які будуть складати потрібний переріз. **Необхідно пам'ятати, що невірно визначені розмірів листів можуть приводить до підвищення ваги балки до 30% від оптимальної ваги.**

Перш ніж визначати основні розміри перерізу балки ( $h_w, t_w, b_f, t_f$ ) визначають генеральні розміри конструкції, які обумовлені технологічним процесом для якого зводиться споруда і якими є: прольот (довжина) балки –  $L$ , висота балки  $h \approx h_w$  та ширина балки  $b \approx b_f$ . Крім того важливим фактором при призначенні  $L$  є економічність будівлі, яка проектується.

У зв'язку тим, що всі параметри перерізу балки прив'язані до головного розміру - висоти балки, підбір перерізу та його компонування починається з визначення висоти стінки балки  $h_w$ .

Висота балки призначається за трьома умовами: 1) висота балки  $h_{opt}$  повинна відповідати її мінімальній вазі; 2) призначений переріз балки повинен мати най-меншу висоту  $h_{min}$ , яка забезпечує не тільки несучу здатність конструкції але і гарантує вимоги другого граничного стану; 3) при призначенні висоти стінки балки  $h_w$  необхідно використовувати існуючий сортамент на листовий прокат (листовий згідно з ДСТУ 8539:2015 і ТУ У 27.1-05416923-085:2006, широкозмугвий універсальний прокат за ДСТУ 8539:2015, тонколистовий прокат з вуглецевої сталі згідно з ДСТУ 2834-94, із сталі підвищеної міцності згідно з ДСТУ 8969).

Ширина балки ( $b$ ) визначається за вимог теорії граничних станів (міцність, загальна стійкість балки і місцева стійкість листів, з яких складається переріз балки) та з урахуванням вузлів з'єднання конструкцій між собою.

Аналіз існуючих оптимальних перерізів балок дозволяє встановити співвідношення між  $h$  і  $b$  в межах  $b = (1/3 - 1/5)h$ . Остаточна ширина балки буде визначатися після проведення всіх розрахунків. На даному етапі спробуємо якісно оцінити роботу конструкції з точки зору теорії опору матеріалів і проаналізувати розподіл нормальних напружень по її перерізу. При розрахунку балок з «широкими» полицками не виконуються закони теорії опору матеріалів, тому що порушується рівномірний розподіл нормальних напружень в межах перерізу (рис. 3.1.19). Крім цього нерівномірність розподілу напружень приводить до збільшення перерізу та приводить до збільшення ваги конструкції.

Для балок з шириною полиць менш ніж  $(1/5)h$ , в першу чергу, будуть виникати проблеми з забезпеченням загальної стійкості балки у зв'язку з тим, що балка може втратити прямолінійну форму; крім цього при конструюванні вузлів приєднання інших конструктивних елементів необхідно враховувати всі допуски при виконанні болтових або зварних з'єднань.

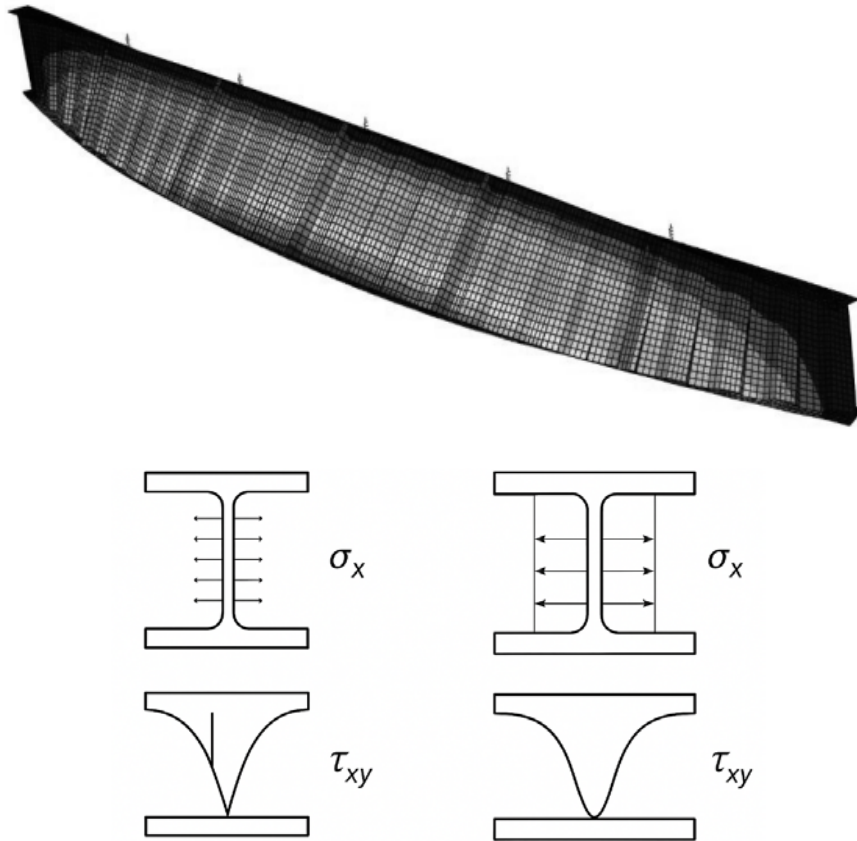


Рис. 3.1.19 Схема розподілу напружень в балках з вузькими (а) та «широкими» полицями (б)

Для балок з вузькими (а) полицями нормальні напруження концентрується ближче до стінки. Полиця працює «як ребро», а не як широка плита - гірше сприймає вигин. Напруження вище.

Для балок з «широкими» (б) полицями нормальні напруження розподіляються більш рівномірно. Полиця працює як майданчик, ефективно розподіляючи  $M$ . Напруження нижче, т.к. полиця має велику площу, віддалену від нейтральної осі -більший момент інерції.

Для балок з вузькими (а) полицями дотичні напруження: перехід  $Q$  через вузьку полицю викликає локальний пік  $\tau$  у зоні переходу полиця-стінка.

Полиця стає тонким провідником  $Q$  - різко підвищуються дотичні напруження. У стінці епюра більш «загострена» ближче до полиці.

Для балок з «широкими» (б) полицями дотичні напруження: полиці майже не беруть участь у сприйнятті  $Q$ , лише передають їх у стінку. Епюра  $\tau$  у стінці - рівна, класична парабола.

На першому етапі, для того щоб законструювати балку, необхідно визначитись з параметром висоти стінки  $h_w$ . Для цього необхідно виконати наступні умови: балка повинна мати мінімальну вагу; забезпечити перший і другий граничний стани та відповідати існуючому сортаменту на листову сталь.

На першому етапі визначимо  $h_{opt}$  – висоту стінки, яка дозволить запроєктувати балку мінімальної ваги. Так:

$$G = 2 \times G_f + G_w, \quad (3.1.28)$$

де  $G$  – вага балки,  $G_f$  – вага полицки,  $G_w$  – вага стінки. Вагу цих складових балки можна визначити формулами:

$$\begin{aligned} G_f &= A_f \times L \times \gamma \times \psi_f \\ G_w &= A_w \times L \times \gamma \times \psi_w \end{aligned} \quad (3.1.29)$$

В формулах (3.1.29)  $L$  - довжина балки;  $\gamma$  – питома вага сталі;  $\psi_w$  і  $\psi_f$  - конструктивні коефіцієнти, що враховують наявність допоміжних елементів в балках, які завжди більше одиниці і для балок знаходяться в межах  $1,1 \div 1,2$ ;  $A_w$  – площа стінки,  $A_f$  – площа полицки.

Окремо розглянемо параметри  $A_f$  і  $A_w$ , які дозволять визначити площу полицок (поясів) і стінки.

Аналіз епюри нормальних напружень, які виникають у перерізі балки дозволяють зробити висновок, що основна їх частина сприймається поясами балки і тому на етапі компоновки перерізу балки можна максимальний момент замінити парою сил  $N_f$  (рис 5.20), яка буде стискати верхній пояс балки та розтягувати нижній пояс під час згину балки(3.1.30):

$$N_f = \frac{C_1 M_{\max}}{h} \quad (3.1.30)$$

Коефіцієнт  $C_1$  враховує долю згинального моменту, який сприймається поличками балки ( $C_1 = 0,85$ ). У формулі (3.1.30)  $M_{max}$  – максимальний момент, а  $h$  – висота балки. Тоді площа полички дорівнюється

$$A_f = \frac{C_1 M_{max} \gamma_n}{h R_y \gamma_c} \quad (3.1.31)$$

Для стінки балки площа  $A_w$  дорівнює:

$$A_w = C_2 \times h_w \times t_w \quad (3.1.32)$$

Коефіцієнт  $C_2 = 0,15$  і враховує перерозподіл напружень між стінкою та поличками.

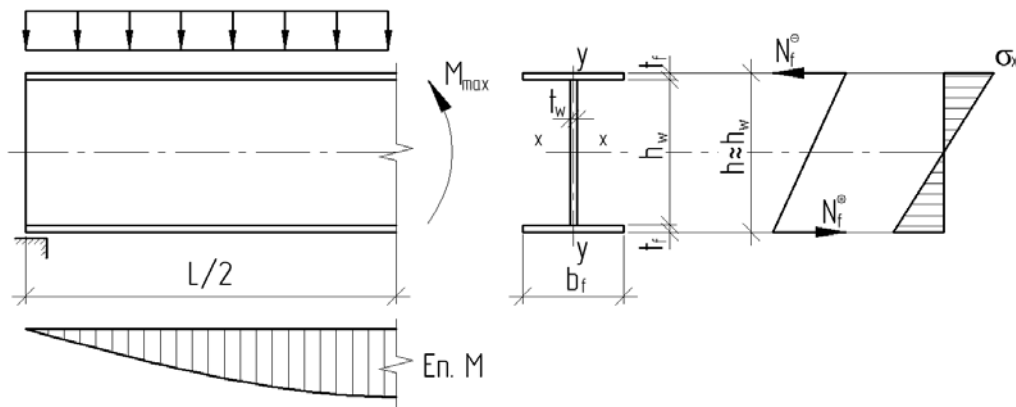


Рис. 3.1.20 Схема розподілу згинального моменту в перерізі балки

Використовуючи формули (3.1.31) і (3.1.32) визначаємо загальну вагу балки  $G$ . Для того, щоб отримати оптимальну висоту  $h_{opt}$  необхідно визначити першу похідну функції ваги по  $h_w$  і прирівняти її до нуля:

$$G = \frac{2C_1 M_{max} \gamma_n}{R_y \gamma_c} \times L \gamma \Psi_f + C_2 t_w h_w \gamma \Psi_w; \quad (3.1.33)$$

$$\frac{dG}{dh} = 0 \quad (3.1.34)$$

Вирішивши це рівняння можна визначити  $h_{opt}$  при якій вага балки буде мінімальною



$$\frac{dG}{dh} = \frac{2C_1 M_{\max} L \gamma \Psi_f \gamma_n}{R_y h^2 \gamma_c} + C_2 t_w \gamma \Psi_w = 0 \quad (3.1.35)$$

Оптимальна висота  $h_{opt}$  дорівнює:

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{2C_1}{C_2} \times \frac{\Psi_f}{\Psi_w} \times \frac{M_{\max}}{R_y \cdot t_w}} \approx C_3 \cdot \sqrt{\frac{M_{\max}}{R_y \cdot t_w}} \quad (3.1.36)$$

Необхідно підкреслити, що формула (3.1.36) є приблизною і використовується на етапі компоновки перерізу балки;  $C_3$  - конструктивний коефіцієнт, який для складених зварних балок дорівнює 1,2.

Остаточно формула для визначення  $h_{opt}$  має вигляд:

$$h_{opt} = 1,2 \sqrt{\frac{M_{\max}}{R_y \cdot t_w}} \quad (3.1.37)$$

Для того щоб призначити висоту балки  $h_{opt}$  за формулою (3.1.36) необхідно призначити  $t_w$ . Аналіз існуючих оптимальних перерізів балок дозволяє отримати емпіричну формулу для визначення приблизного значення  $t_w$  (см), яке залежить від довжини балки  $L$ (см):

$$t_w = 0,7 + 0,0003 \times L \quad (3.1.38)$$

Якщо проаналізувати фізичний зміст формули (3.1.36) можна зробити висновок:

- 1) товщина стінки балки залежить від її довжини;
  - 2) товщина балки, незалежно від її довжини, повинна бути не менш чим 7 мм.
- Відповідь на останнє ствердження буде надано у розділі « Місцева стійкість стиснутих елементів балки».

Аналіз балок, які знаходяться в експлуатації дозволяє, на етапі компоновки перерізу прийняти такі співвідношення :  $\frac{h_w}{t_w} = 100 \div 200$ .

Спробуємо графічно проаналізувати формулу (3.1.28)

Виходячи з наведеного графіка можна зробити висновок, що висота балки буде оптимальною, як що вага поличок ( $2G_f$ ) дорівнюється вазі стінки ( $G_w$ ).

У зв'язку з тим, що прийнятий переріз балки повинен забезпечувати не тільки перший граничний стан, а також і другий граничний стан, необхідно визначити мінімально потрібну висоту балки  $h_{min}$ .

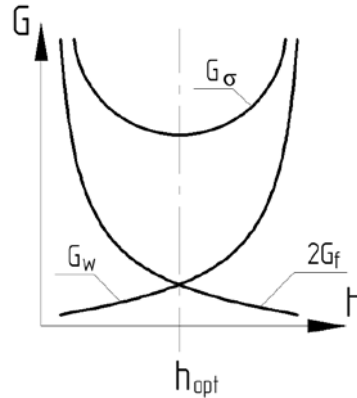


Рис. 3.1.21 Графік залежності  $G$ ;  $2G_f$  і  $G_w$  від висоти балки  $h$

Мінімальна висота повинна призначатися таким чином, щоб прогин балки, який рахується від дії сумарних експлуатаційних навантажень, не перевищував гранично допустимого прогину. Потрібний прогин регламентується для даного виду конструкції ДСТУ [5]. Вимоги проєктування. Розрахункова формула має вигляд:

$$f \leq f_u \quad (3.1.39)$$

Визначимо мінімально потрібну висоту балки  $h_{min}$  для однопрольотної балки з шарнірно закріпленими на опорами (рис. 3.1.22), яка завантажена рівномірно розподіленим експлуатаційним навантаженням ( $q_e$ ).

Прогин балки  $f$  можна визначити методом Верещагіна, заснованим на перемноженні епюр згинальних моментів - так званий метод Мора. Прогин балки визначається виразом:

$$f = \int_0^l \frac{M(x) \cdot M_1(x)}{EI(x)} dx$$

Для однопролітної балки довжиною  $l$ , з постійним  $EI$  (3.1.40)

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Для нерозрізної (багатопротітної) балки

$$f_{max} = \frac{ql^4}{185EI}$$

де  $M(x)$  - епюра згинального моменту від реального навантаження;

$M_I(x)$  - епюра згинального моменту від одиничної сили або моменту, які прикладаються в місці та напрямку де визначають переміщення;

$E$  - модуль пружності, який дорівнює  $2,1 \times 10^4 \text{кН/см}^2$ ;

$I(x)$  - момент інерції перерізу балки ( $\text{см}^4$ );

$l$  - прольот балки (см).

Виконаємо де які математичні перетворення:

- так для балки, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням, максимальний згинальний момент за першим граничним станом визначається за формулою (3.1.41)

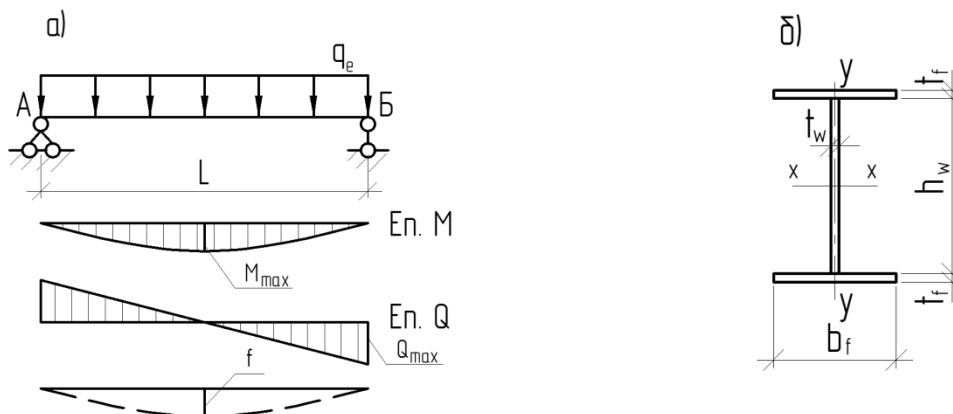


Рис. 3.1.22. Розрахункова схема балки

$$M_{max} = \frac{q_o \gamma_{fm} \cdot L^2}{8} \quad (3.1.41)$$

де  $q_o$  - характеристичне значення навантаження;

- коефіцієнт надійності по навантаженню для визначення розрахункових граничних значень навантажень (визначаються відповідно вимог ДБН [4]);

- для того, щоб визначити максимальний прогин балки необхідно визначити максимальний момент від дії розрахункового експлуатаційного навантаження, яке рахується за допомогою коефіцієнта надійності по навантаженню  $\gamma_{fe}$  (формула 3.1.42):

$$M_{\max(e)} = M_{\max(m)} \cdot (\gamma_{fe} / \gamma_{fm}); J_x = \frac{W_x \cdot 2}{h} \quad (3.1.42)$$

Використовуючи формули (3.1.40) - (3.1.42) прогин однопролітної балки буде мати вигляд:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{M_{\max(m)}}{W_x} \times \frac{\gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \times \frac{16}{Eh} = \frac{5}{24} \times \frac{M_{\max(m)}}{W_x} \times \frac{\gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \times \frac{L}{Eh} \leq f_u \quad (3.1.43)$$

і вираз  $\frac{M_{\max(m)}}{W_x}$  у формулі (3.1.43) можна замінити на  $R_y \gamma_c / \gamma_n$  тому що у

граничному стані  $\frac{M_{\max(m)}}{W_x} = \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}$ .

Відповідно до існуючого стандарту [3]  $f_u$  рахуються за допомогою коефіцієнта  $n_o = \frac{L}{f_u}$  і тоді формулу (3.1.43) можна замінити виразом :

$$f = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \left( \frac{L^2}{Eh} \right) \times \left( \frac{\gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \right) = Ln_o \quad \text{або} \quad f = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \cdot \frac{L}{Eh} \cdot \left( \frac{\gamma_{fe}}{\gamma_{fm}} \right) = n_o \quad (3.1.44)$$

Мінімальну потрібну висоту однопролітної балки, яка задовольняла би вмогам другого граничного стану, можна визначити формулою (3.1.45)

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \times \frac{R_y}{E} \times \frac{\gamma_{fm}}{\gamma_{fe}} \times \frac{L}{n_o} \quad (3.1.45)$$

Якісний аналіз формули (3.1.45) дозволяє зробити висновок, що основним параметром, який впливає на вибір мінімальної висоти балки даного типу  $h_{\min}$  є довжина балки  $L$ , а спрощена формула має вигляд:

$$h_{\min} = \alpha L, \text{ де } \alpha = \frac{5}{24} \times \frac{R_y}{E} \times \frac{\gamma_{fm}}{\gamma_{fe}} \quad (3.1.46)$$

Коефіцієнт  $\alpha$  залежить від міцності сталі, з якої проєктується балка та від коефіцієнта  $n_0$ . Співвідношення коефіцієнтів надійності по навантаженню ( $\gamma_{fm}/\gamma_{fe}$ ) на етапі компоновки перерізу для однопрольотних балок із сталі класу С245 можна призначити в межах 1,15 – 1,2

Остаточно, при компоновці перерізу балки висоту її стінки призначають в межах  $h_{min} \leq h_w \approx (0,8 - 1,0)h_{opt}$ , та з урахуванням діючого сортаменту на широкосмугову універсальну листову сталь або кратно **100 мм** при використанні листового прокату.

На другому етапі необхідно визначити товщину стінки  $t_w$ . Для цього розглянемо епюру дотичних напружень для двотаврового перерізу балки (рис. 3.1.18).

Аналіз розподілу внутрішніх зусиль ( $M$  і  $Q$ ) в різних перерізах балки (рис.9.1.1) та нормальних і дотичних напружень ( $\sigma$  і  $\tau$ ) (рис. 3.1.22) показує, що максимальний згинальний момент  $M_{max}$  виникає, для даного виду балок, у середині балки і, як слідство, там з'являються максимальні нормальні напруження. Максимальна поперечна сила  $Q_{max}$  виникає в перерізах де момент дорівнюється нулю (на опорах). Це дозволяє зробити висновок, що максимальні дотичні напруження

сприймаються тільки стінкою балки. При цьому, на пружній стадії, полицки можна не включати в роботу. Виходячи з формули, яка дозволяє оцінити рівень дотичних напружень можна призначити товщину стінки балки (3.1.47)

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{max} S^{nc}}{J_x t_w} \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} = 0,58 \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.1.47)$$

де  $Q_{max}$ - максимальна поперечна сила;

$S^{nc}$  - статичний момент половини перерізу балки;

$J_x$  - момент інерції перерізу балки.

Для перерізу балки на опорі геометричні характеристики можна визначити за приблизними формулами, без урахування впливу полицок:

$$S^{nc} = \frac{h_w t_w}{2} \times \frac{h_w}{4}; \quad I = \frac{t_w h_w^3}{12} \quad (3.1.48)$$

Використовуючи формули (3.1.47) і (3.1.48) можна визначити потрібну товщину стінки:

$$\tau_{xy} = \left( \frac{Q_{\max} h_w^2 t_w}{8} \right) : \left( \frac{t_w h_w^3}{12} \right) \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.49)$$

$$t_w = \frac{1,2 Q_{\max} \gamma_n}{h_w R_s \gamma_c}.$$

Зміна коефіцієнту 1,5 на 1,2 іде в запас міцності балки. Остаточну товщину стінки призначають відповідно до існуючого сортаменту на листовий прокат.

У подальших розрахунках буде введено поняття гнучкості стінки ( $\lambda_w$ ):

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \quad (3.1.50)$$

У ДБН [1] прийнято рахувати умовну гнучкість стінки за формулою  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ , при цьому, під час компоновки перерізу складеної балки,

можна контролювати прийняту товщину стінки виходячи з умов:

$$\lambda_w=100, \text{ як що } 1000 \text{ мм} \leq h_w \leq 2000 \text{ мм}$$

$$\lambda_w=150, \text{ як що } 2000 \text{ мм} \leq h_w \leq 3000 \text{ мм}$$

$$\lambda_w=200, \text{ як що } 3000 \text{ мм} \leq h_w$$

Для того, щоб завершити процес компоновання перерізу балки визначаємо розміри полицок  $b_f$  і  $t_f$ . На початку цього розділу були обумовлені межі призначення ширини полицок -  $b = (1/3 - 1/5) h$ . При цьому треба пам'ятати, що на остаточний вибір параметру  $b_f$  впливають існуючий сортамент на листовий прокат та конструкція вузлів спірання балок на сусідні конструкції та конструктивне рішення вузлів з'єднання конструкцій. Для того, щоб призначити товщину полицки ( $t_f$ ) необхідно визначити потрібну площу полицок виходячи з вимог першого граничного стану. Основна розрахункова формула, яка дозволяє забезпечити міцність балки, наведена в формулі:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{M_{\max} y}{J_x} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.1.51)$$

де  $y$  – відстань до найбільш віддаленого волокна перерізу (можна прийняти  $0,5 h_w$ ).

Тоді потрібний момент інерції, який дозволяє забезпечити міцність балки є:

$$I_{\text{ном}} = \frac{2M_{\max} \gamma_n}{h_w R_y \gamma_c}, \quad (3.1.52)$$

За теорією опору матеріалів момент інерції перерізу двотаврової балки складеного симетричного перерізу відносно головної осі  $x-x$  має вигляд:

$$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \frac{b_f t_f^3}{12} + 2A_f \left( \frac{h_w}{2} + t_f \right)^2 = J_{\text{ном}} \quad (3.1.53)$$

Проаналізувавши формулу (3.1.53) можна не враховувати власний момент інерції полицок, тому що доля цієї складової у моменті інерції всього перерізу складає не більш 1%. Тоді формулу 3.1.53 можна переписати у вигляді:

$$J_x \approx \frac{t_w h_w^3}{12} + 2A_f \left( \frac{h_w}{2} + t_w \right)^2 \quad (3.1.54)$$

Для того, щоб прийнятий переріз задовольнив перший граничний стан за умови міцності потрібно, щоб

$$W_x = \frac{2J_x}{h_w} = \frac{t_w h_w^2}{6} + A_f h_w \geq W_{\text{потр}} = \frac{M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}, \quad (3.1.55)$$

Тоді потрібна площа поясу дорівнюється:

$$A_f = \frac{W_{\text{потр}}}{h_w} - \frac{1}{6} h_w t_w = \frac{M_{\max} \gamma_c}{R_y h_w \gamma_n} - \frac{1}{6} h_w t_w, \quad (3.1.56)$$

а товщина полицки визначається так:

$$t_f = A_f / b_f \quad (3.1.57)$$

Після призначення основних розмірів перерізу балки ( $b_f$ ,  $t_f$ ,  $h_w$  і  $t_w$ ) необхідно порахувати всі геометричні характеристики прийнятого перерізу:

- моменти інерції перерізу балки  
відносно головних осей

$$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \frac{b_f t_f^3}{12} + 2(t_f b_f) \times \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$$

$$J_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + 2 \frac{t_f b^3}{12}$$

- моменти опору перерізу балки  
відносно головних осей

$$W_x = \frac{J_x}{(0,5h_w t_f)}; W_y = \frac{J_y}{0,5b_f} \quad (3.1.58)$$

- статичні моменти перерізу балки  
відносно головних осей

$$S_x^{nc} = 0,5b_f t_f (h_w + t_f) + \frac{1}{8} h_w^2 t_w$$

- площу перерізу балки

$$A = A_w + 2A_f = h_w t_w + 2b_f t_f$$

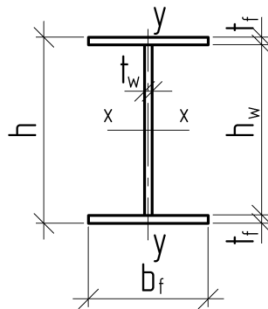


Рис. 3.1.23. Переріз складеної балки симетричного перерізу

**Остаточню, алгоритм призначення перерізу балки буде мати вигляд:**

1. Вибирається розрахункова схема балки.

2. Призначається тип перерізу балки.

3. Відповідно до вимог ДБН [1] (додаток Г) призначається клас сталі

4. За розділом 5.4 ДБН [1] при розрахунку конструкцій слід враховувати:

– коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності)  $\gamma_n$

відповідно до вимог ДБН [2];

– додатковий коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_u = 1,3$  для елементів конструкцій, які розраховуються на міцність з використанням розрахункових опорів  $R_u$ , що визначаються за тимчасовим опором при розтягуванні;

– коефіцієнти умов роботи елементів конструкцій  $\gamma_c$ , що приймаються за табл.

3.1.2, та коефіцієнти умов роботи з'єднань  $\gamma_e$  за вимогами р. 1.12 ДБН [1].



## Коефіцієнти умов роботи

Елементи конструкцій	Коефіцієнти умов роботи $\gamma_c$
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує вагу перекриття	0,90
2. Елементи конструкцій зі сталі з межею текучості до 440 Н/мм <sup>2</sup> , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань)	1,10

5. Проводиться збір навантажень і впливів, які можуть діяти на конструкцію під час всього періоду експлуатації конструкції за рекомендаціями ДБН [4] та визначаються всі можливі внутрішні зусилля ( $M, N$  і  $Q$ ) і складаються сполучення, які дозволяють визначити ( $M_{max}, N_{max}$  і  $Q_{max}$ ).

6. Компонується переріз балки та призначаються розміри основних елементів перерізу відповідно порядку, який наведено вище та рахуються всі необхідні геометричні характеристики (формулами 3.1.58).

7. Виконується перевірка міцності прийнятого перерізу балки за вимогами першого граничного стану:

$$\frac{M \gamma_n}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (\text{при дії } M \text{ в одній з головних площин}) \quad (3.1.59)$$

відносно головних осей

$$\frac{Q S \gamma_n}{I_w t_w R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (\text{при дії } Q, \text{ що спрямована паралельно осі } y-y) \quad (3.1.60)$$

Коли на балку діють згинальні моменти  $M_x$  і  $M_y$  у двох головних площинах розрахункова формула має вигляд:

$$\frac{M_x \gamma_n}{I_x R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_y R_y \gamma_c} x \leq 1 \quad (3.1.61)$$

де  $x$  і  $y$  – відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу.

У тих випадках, коли необхідно виконати перевірку перерізів балки на

міцність, в яких від дії зовнішніх навантажень виникають і нормальні і дотичні напруження, перевірку загального напруженого стану треба виконувати за формулою (3.1.62)

$$\frac{0,87 \gamma_n}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1 \quad (3.1.62)$$

де  $\sigma_x = \frac{M_x}{I_{xn}} y$  – нормальні напруження у серединній площині стінки, спрямовані паралельно до осі **y-y** перерізу балки;

$\sigma_y$  – нормальні напруження у серединній площині стінки, спрямовані паралельно до осі **x-x** перерізу балки;

$\tau_{xy} = \frac{Q_y S_x}{I_x t_w}$  – дотичні напруження у розглядуваній точці стінки балки.

Напруження  $\sigma_x$  і  $\sigma_y$ , приймаються у формулі (3.1.62) зі своїми знаками. Усі складові напруженого стану ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  і  $\tau_{xy}$ ) необхідно визначати для однієї розглядуваної точки поперечного перерізу стінки балки.

У тих випадках, коли стінка балки послаблена отворами під болти ліву частину формули (3.1.62), а також значення  $\tau_{xy}$  у формулі (3.1.62) слід помножувати на коефіцієнт:

$$\alpha = \frac{s_o}{s_o - d}, \quad (3.1.63)$$

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

У балках, що розраховуються за формулою (3.1.61), значення напружень у стінці балки повинні бути перевірені за формулою (3.1.62).

Розрахунок на міцність стінок балок складеного перерізу у випадках, коли вони не укріплені поперечними ребрами жорсткості в місцях дії зосередженого навантаження необхідно виконувати за п.п. 9.2.2 ДБН [1].

### 3.7. Зміна перерізу балок

Розрахунок балок починається з підбору перерізу балки за максимальним моментом, який, для одно пролітних балок з шарнірним спиранням на опорах, знаходиться у серединних перерізах, а на опорах момент зводиться до нуля (рис. 3.1.24). Це дозволяє у приопорних зонах зменшити переріз балок і за рахунок цього її власну вагу до 8-10%. Необхідність прийняття рішень про зміну перерізу необхідно приймати після аналізу економічних показників, тому що зменшення ваги балки приведе до збільшення вартості виготовлення конструкції.

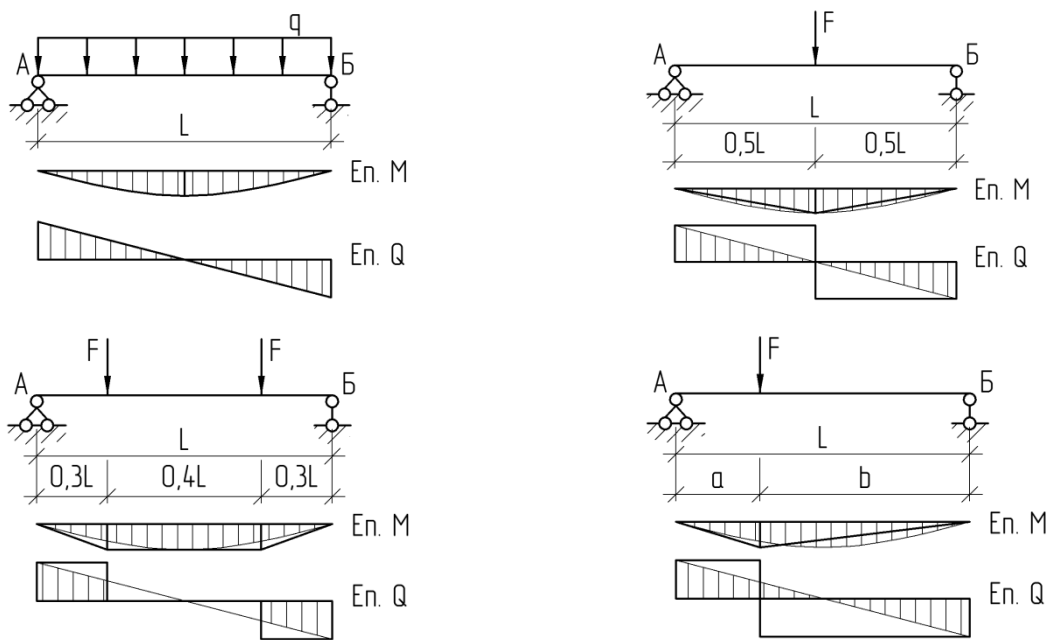


Рис. 3.1.24. Епюри згинальних моментів для однопролітних балок

Приймати таке конструктивне рішення доцільно для балок, проліт яких перевищує 10м. Основні конструктивні рішення по зміні перерізу балки наведені на рис. 3.1.25 і це можна виконати за рахунок зміни перерізу поясів (рис. 3.1.25, б) або перерізу стінки (рис. 3.1.25, а).

Зменшення висоти балки  $h_w$  (рис. 3.1.25, а) значно ускладнює конструктивне рішення балки і може привести до необхідності збільшення товщини стінки, яка (в балках наведеного типу) в при опорних ділянках сприймає максимальні дотичні напруження.

За іншим варіантом (рис. 3.1.25, б) зменшити переріз балок можна змінивши переріз поясів. Це можна зробити за рахунок зменшення ширини пояса з  $b_f$  на  $b_{f1}$  і доцільно це виконувати на довжині балки  $(1/6 \div 1/7)L$ . Економія по матеріалу, який піде на виготовлення балки буде складати 3% ÷ 4%. Більш значної економії можна досягти за рахунок безперервної зміни перерізу ширини пояса балки по всій довжині, але всі додаткові технологічні операції при виготовленні конструкцій приводять до збільшення її вартості.

Визначимо потрібний зменшений переріз на відстані  $(1/6 \div 1/7)L$ .

Для цього діючий у розрахунковому перерізі згинаючий момент  $M_I$  за формулою (приклад наведено для балки, яка завантажена рівномірно-розподільним навантаженням) дорівнює:

$$M_{(1)} = 0,5qLx - 0,5qx^2 = 0,5x(L - x) \quad (3.1.64)$$

де  $x$  – відстань до перерізу, у якому буде проведена зміна перерізу (рис. 3.1.27).

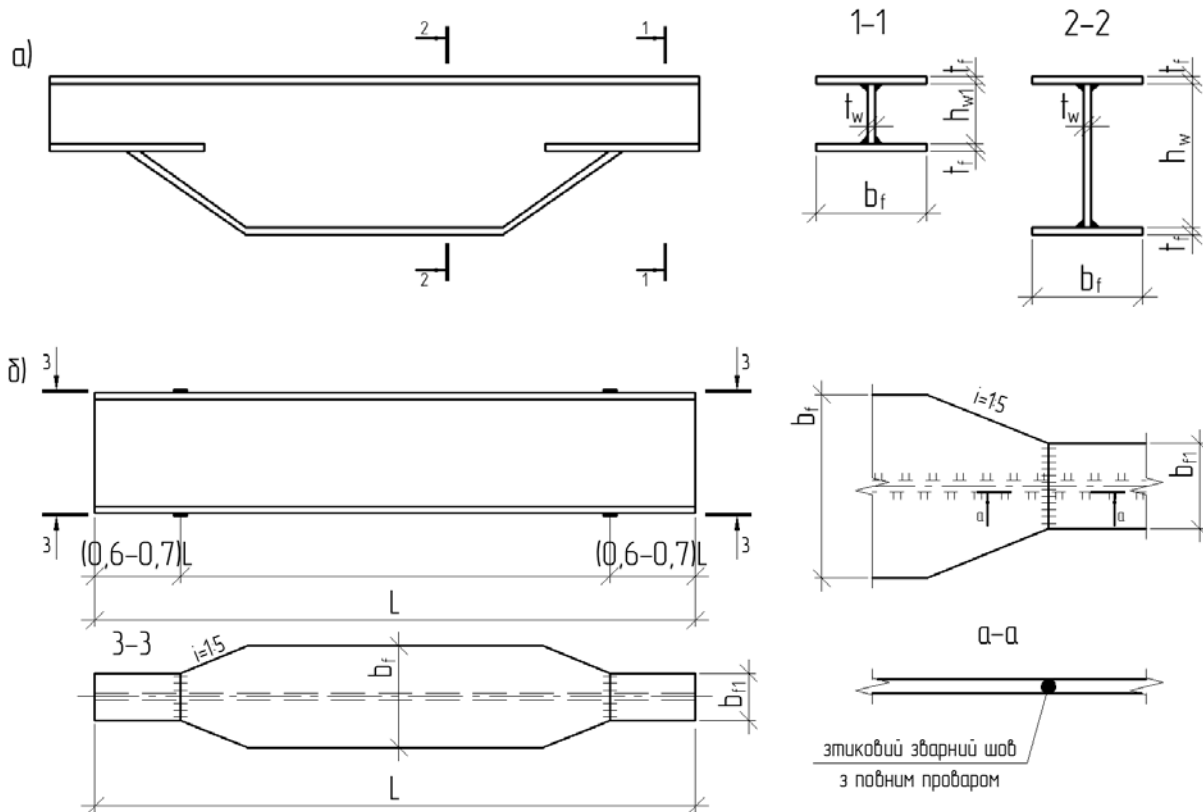


Рис. 3.1.25. Основні конструктивні схеми зміни перерізу балок

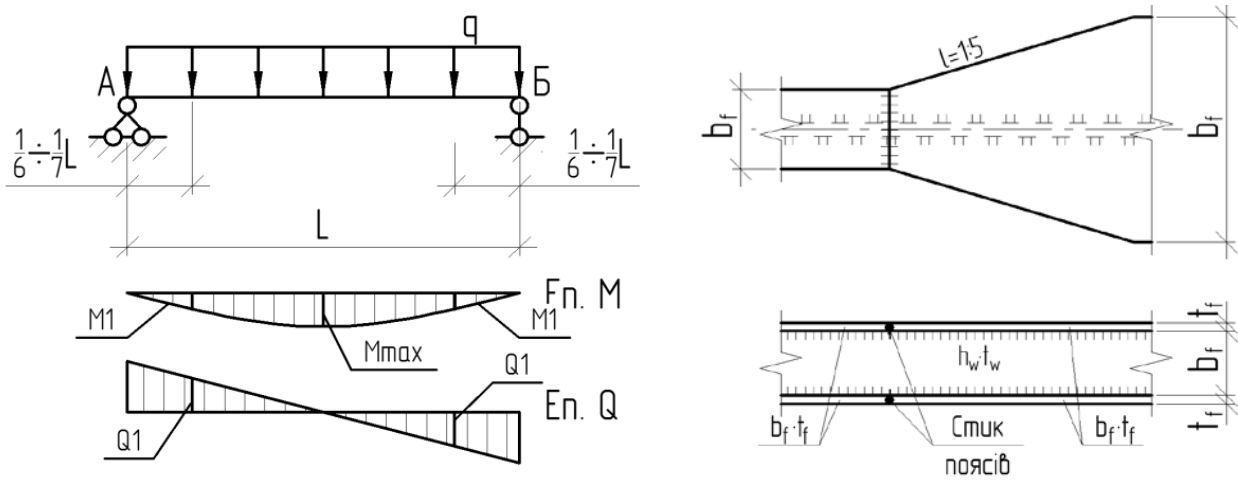


Рис. 3.1.26. Схема до розрахунку зміни перерізу балки

Потрібну площу  $A_{f1}$  зменшеного перерізу балки та її ширину  $b_{f1}$  можна визначити за формулою:

$$A_{f1} = \frac{M_1 \gamma_n}{R_y \gamma_c h_w} - \frac{1}{6} t_w h_w \quad (3.1.65)$$

де  $M_1 \times \gamma_n : (R_y \times \gamma_c \times h_w)$  - потрібний момент опору перерізу балки на відстані  $x$ .

Для того, щоб забезпечити всі конструктивні вимоги, які залежать, в першу чергу, від конструювання вузлів приєднання або з'єднання балок з другими конструктивними елементами та існуючого сортаменту прийнята ширина полочки  $b_{f1}$  повинна відповідати вимогам:

$$b_{f1} \geq 1/10 \times h_w; \quad b_{f1} \geq 180 \text{ мм.}; \quad b_{f1} \geq 0,5 \times b_f \quad (3.1.66)$$

Після призначення зменшеного перерізу необхідно визначити всі геометричні характеристики ( $I_{x1}$  - момент інерції перерізу;  $S_{x1}$  - статичний момент перерізу,  $W_{x1}$  - момент опору перерізу) та перевірити напружений стан:

$$\sigma_{\text{ред}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_{xy1}^2} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.67)$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_{x1}}; \quad \tau_{xy1} = \frac{Q_1 \cdot S_{x1}^{nc}}{I_{x1} \cdot t_w}$$

За іншим варіантом можна зменшити переріз поясу балки до  $b_{f1} = 0,5 \times b_f$  (але не менш ніж 180 мм) і для прийнятого перерізу визначити:  $I_{x1}$ ,  $S_{x1}$ ,  $W_{x1}$ . А далі,

відповідно прийнятих геометричних характеристик, рахується згинальний момент  $M_I$  і за формулою(3.1.68) потрібна відстань від опори.

$$0,5X^2q - 0,5LXq + M_1 = 0 \quad (3.1.68)$$

Прийнята балка буде мати вигляд, який наведено на рис. 3.1.27.а і необхідно звернути увагу на вузол конструювання стику елементів полицки у місті зміни перерізу (вузол А, рис. 3.1.27.а). При цьому основні вимоги до конструювання можна сформулювати так.

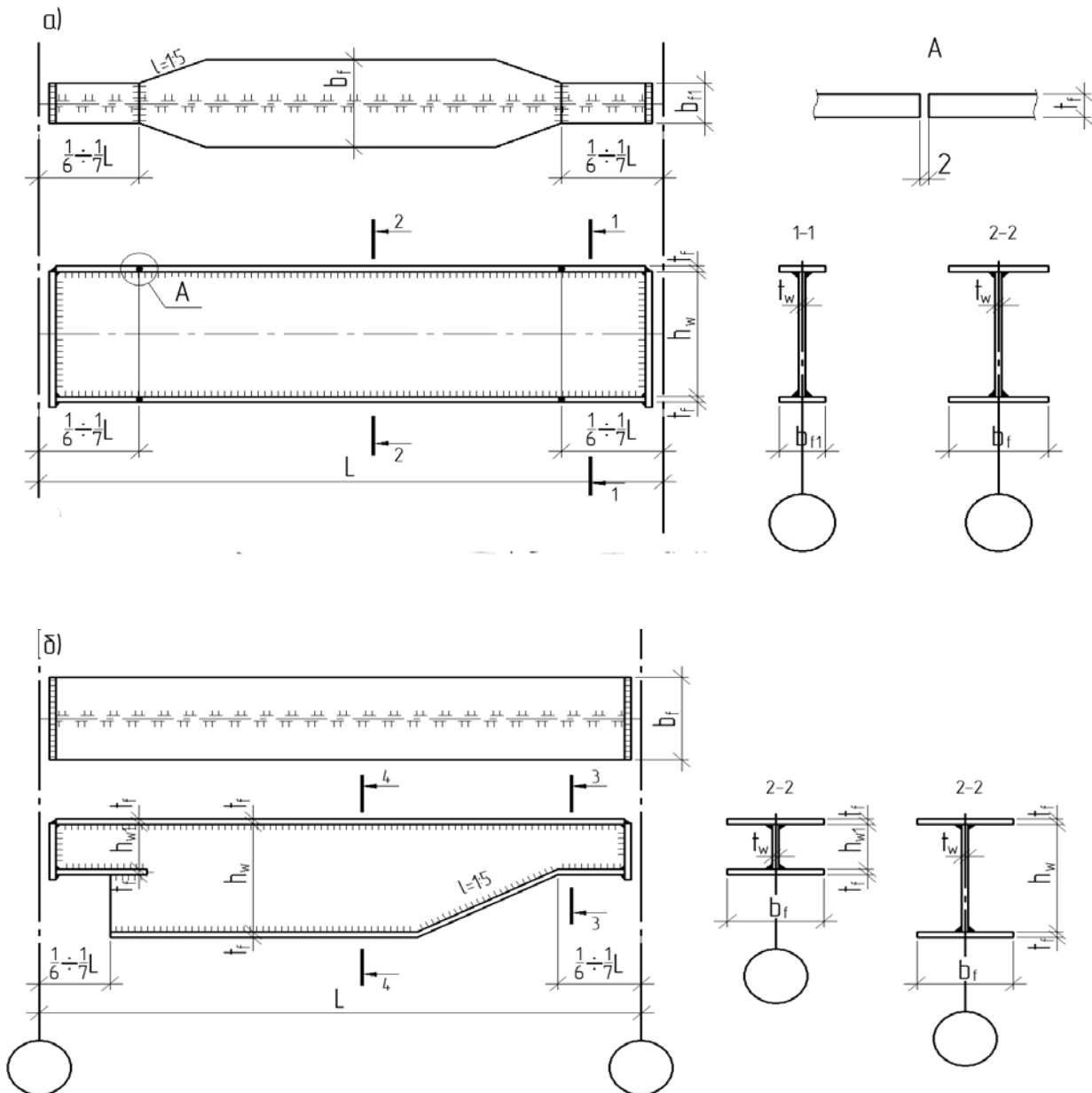


Рис. 3.1.27 Зміна перерізу балки

Стиковий зварний шов треба виконувати автоматичною зваркою з повним проваром і на вивідних планках та фізичним контролем шва. Матеріал для зварювання необхідно призначати за рекомендаціями додатку Д [1] і у цьому випадку він буде рівноміцним відносно матеріалу полицки ( $R_{wy} = R_y$  табл. 7.3 [1]). У тих випадках, коли одна з наведених вище умов не виконується, міцність зварного шва  $R_{wy}$  необхідно зменшити на 15% проти міцності основного матеріалу  $R_y$ .

- При виконання зварних стикових швів автоматичним зварюванням при товщині полицки більш 18 мм необхідно виконувати з розділом кромek листів під зварювання.

Для того, щоб зменшити концентрацію напружень у місці стика, необхідно виконувати скоси з нахилом 1:5 (вузол А, рис. 3.1.25).

Перевірку прогину балки відповідно до вимог другого граничного стану проводити не потрібно, бо загальна висота балки залишається без змін ( $f_{x1} < f_u$ ).

В тих випадках, коли зміна перерізу балки виконується за рахунок зменшення висоти балки на опорах, необхідно пам'ятати, що зменшена висота не повинна бути менш чим мінімальна, яку визначають за формулою (3.1.46).

### 3.8. Забезпечення загальної стійкості балок

Забезпечення несучою здатності конструкції за першим граничним станом повинно відбуватися не тільки за рахунок забезпечення міцності прийнятого перерізу, а і за рахунок забезпечення загальної стійкості балок. При цьому необхідно враховувати можливість втрати загальної стійкості проєктного положення балки, як що балка буде не належним образом закріплена у проєктному положенні (рис 3.1.28) та може втратити загальну стійкість прямолінійної форми балки (рис.3.1.29).

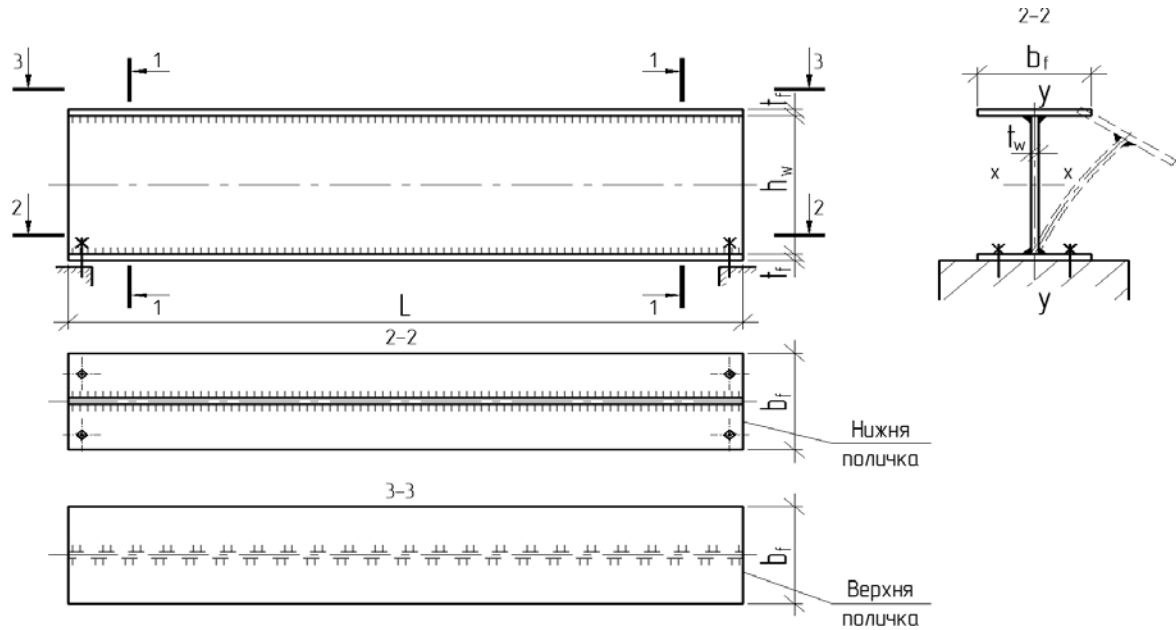


Рис 3.1.28. Втрата загальної стійкості проектного положення балки

При забезпеченні несучої здатності балок необхідно забезпечувати загальну стійкість балки та місцеву стійкість окремих тонкостінних елементів, з яких складається переріз балки і в яких виникають стискаючі зусилля від дії зовнішніх навантажень. Питання забезпечення стійкості конструкцій, в яких від дії зовнішніх зусиль виникають стискаючі зусилля, виходять на передній план наприкінці XIX та на початку XX сторіччя. У цей час в будівництві почали використовувати сталі, які мають високу міцність і достатньо високу пластичність, що дозволяє при проектуванні перерізів балки використовувати тонкостінні елементи. Виникнення аварій, в яких основною причиною була не втрата міцності, а втрата стійкості (втрата прямолінійної форми) вимусили проектувальників шукати вирішення цієї задачі.

В перше цю задачу, у 1744 році, вирішив Л Ейлер. Аналіз напружено-деформованого стану конструкцій при дії стискаючих навантажень  $N$  на елементи конструкції може приводити до втрати несучої здатності як за рахунок втрати міцності, так і за рахунок втрати прямолінійної форми (втрати загальної стійкості). Форми, за якими може відбуватися втрата загальної стійкості стержня Л. Ейлер назвав «еластиками» (рис. 3.1.30).



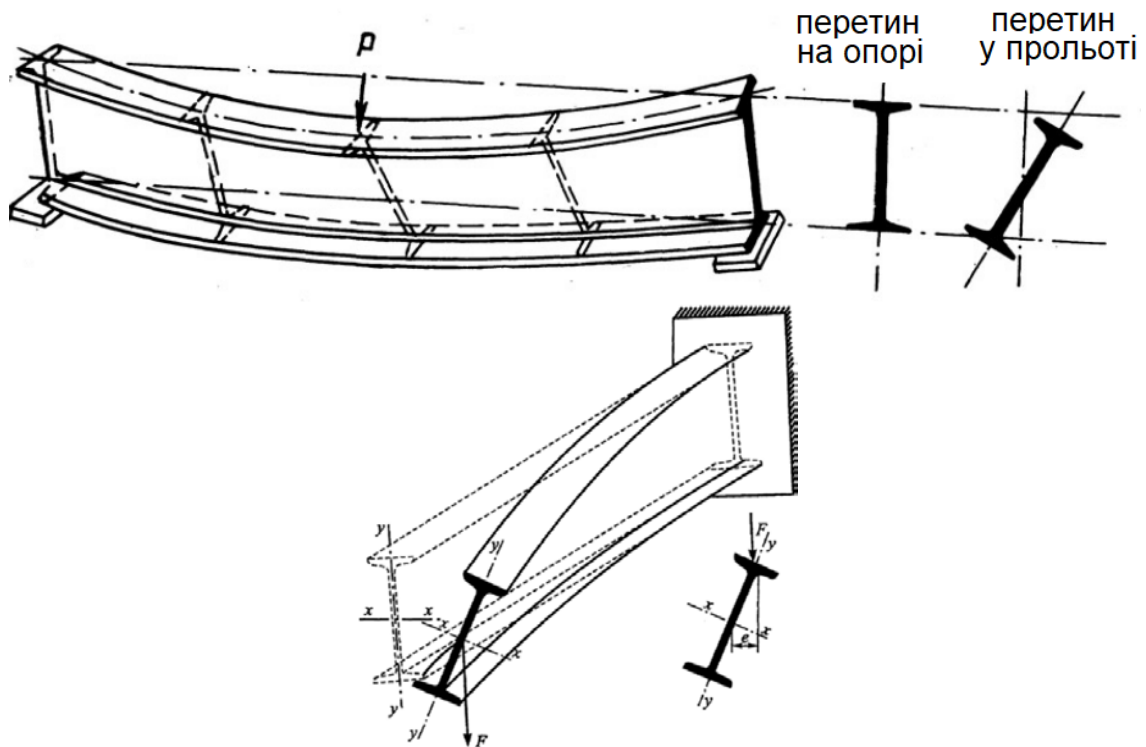


Рис 3.1.29. Втрата загальної стійкості прямолінійної форми балки

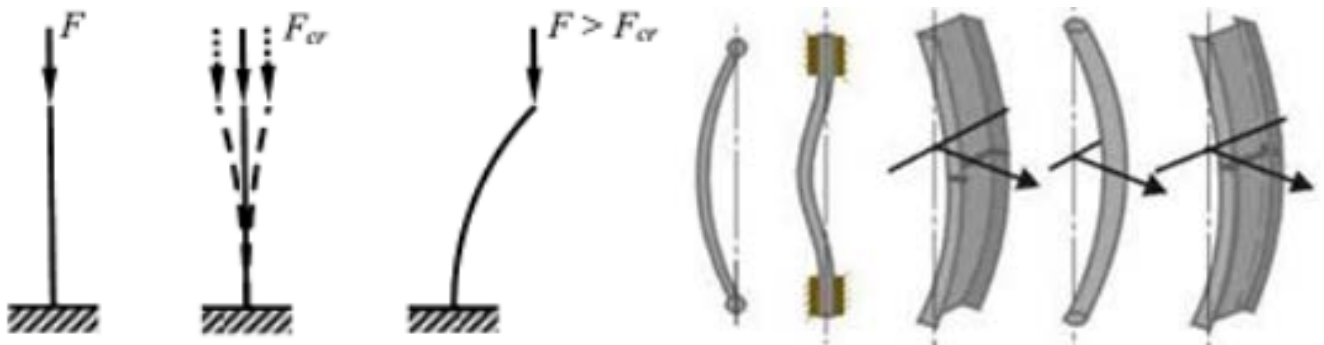


Рис. 3.1.30. Стійкість стиснутих стрижнів

Математична залежність між кривизною, за якою відбувається втрата стійкості та силою, при якій відбувається втрата стійкості, має вигляд:

$$\frac{E \cdot I}{\rho} = -M = -N \cdot y, \quad (3.1.69)$$

де  $E$  - модуль пружності;

$I$  - момент інерції перерізу, відносно головні осі, для якої відбувається втрата стійкості;  $\rho$  - радіус кривизни;

$N_{cr}$  - стискаюча сила, при дії якої стержень може знаходитися у двох рівноважних становища – прямолінійному та скривленому (стан біфуркації);  $y$  – прогин стержня.

Величина  $\rho$  для кожної форми втрати стійкості різна і при значних величинах може рахуватися за формулою (3.1.70):

$$\frac{1}{\rho} \approx \frac{d^2 y}{dx^2} = y'' \quad (3.1.70)$$

де  $\frac{d^2 y}{dx^2} \cong y''$  - друга похідна від прогину стиснутого елемента (достеменно значення має більш складний вигляд).

Використовуючи формули (3.1.69) і (3.1.70) можна отримати диференціальне рівняння другого порядку:

$$E \cdot I \cdot y'' = -N \times y \quad (3.1.71)$$

Вирішуючи це рівняння визначаємо силу  $N_{cr}$ , при дії якої стиснутий елемент, може знаходитися у двох рівноважних станах: прямолінійному ( $y = 0$ ) і криволінійному ( $y > 0$ ). Величина критичної сили  $N_{cr}$  визначається за формулою (3.1.72):

$$N_{cr} = N_{\text{эйлера}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2} \quad (3.1.72)$$

де  $l_0$  - відстань між опорами або точками закріплення елемента.

Для балок це відстань між опорами балок або точками закріплення стиснутого поясу балки.

Сила  $N_{cr}$  називається **критичною або ейлеровою силою**.

Необхідно звернути увагу на те, що величина навантаження при дії якого відбувається втрата стійкості не залежить від міцності сталі. Основним параметром, крім геометричних характеристик, є модуль пружності  $E$ , який для всіх сталей є постійною величиною ( $E=2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$ ).

Аналіз формули 3.1.72 дозволяє визначити основні фактори, які впливають на величину критичної сили і дозволяють збільшити її розмір і як наслідок,

підвищити загальну стійкість: збільшити момент інерції перерізу балки ( $I$ ) та зменшати довжину балки або встановити додаткові закріплення в прольоті балки ( $l_0$ ).

Розглянемо роботу балок при дії навантажень. Як правило, на балки діють поперечні навантаження в від яких в перерізах балок виникають внутрішні зусилля: згинальний момент ( $M$ ) та поперечна сила ( $Q$ ). Розподіл нормальних напружень від згинального моменту ( $M$ ) наведено на рис. 3.1.32.

Аналіз епюри нормальних напружень дозволяє зробити висновок, що частина перерізу балки, яка сприймає стискаючі напруження працює як стиснутий елемент і може втратити несучу здатність за рахунок втрати загальної стійкості. Можливі деформації балки наведено на рисунках 3.1.28, 3.1.29 та 3.1.31.

Для забезпечення нормальної роботи балок, у випадках коли міцність балки забезпечена, балка повинна бути закріплена на опорах, тому що вона може втратити стійкість свого проєктного положення (рис. 3.1.28). В тих випадках, коли напруження в перерізі балки менш ніж розрахунковий опір сталі помножений на коефіцієнт умов праці ( $\gamma_c$ ), але перевищують критичні напруження ( $\sigma_{cr}$ ), балка втрачає загальну стійкість за рахунок втрати прямолінійної форми (рис. 3.1.29 та 3.1.31). При цьому відбувається вигин стиснутого поясу балки та частина стінки з площини балки. Уникнути цього явища можна, підвищуючи значення критичної сили  $N_{cr}$  до рівня коли :

$$\sigma = M_{max}/W \leq \sigma_{cr} \quad (3.1.73)$$

У цьому випадку вичерпування несучої здатності балки відбувається за рахунок втрати стійкості. Нагадаємо, що це можна зробити або за рахунок збільшення моменту інерції всього перерізу, або за рахунок збільшення ширини верхнього поясу балки (в межах  $1/3h_w - 1/5h_w$ ), або за рахунок зменшення розрахункової довжини верхнього поясу. Досягнути цього можна, встановлюючи додаткові зв'язки (рис. 3.1.31).

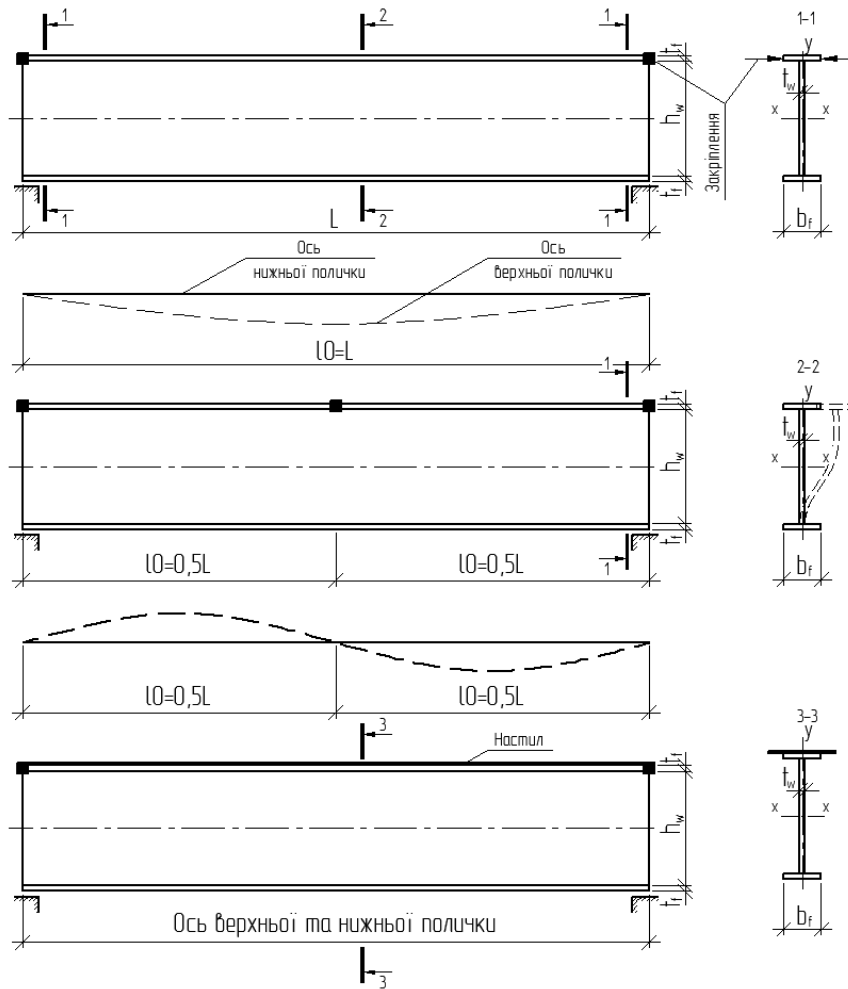


Рис. 3.1.31. Схеми підвищення загальної стійкості балок

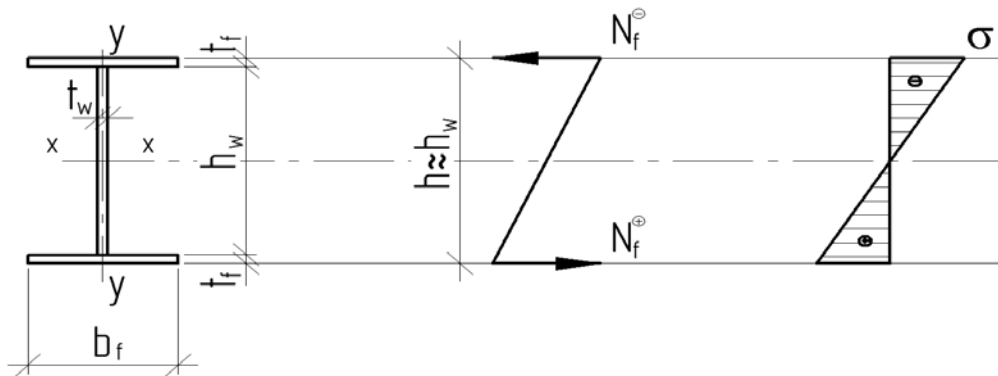


Рис. 3.1.32. Схема перерізу балки та епюри нормальних і дотичних напружень

В тих випадках, коли верхній пояс балки закріплено по всій довжині (верхній пояс включено в сумісну роботу покриття або перекриття), загальна стійкість балки забезпечена.

При перевірці загальної стійкості балки необхідно порахувати критичні напруження. Для цього визначаємо стискаючу силу  $N_f$  для верхнього поясу:

$$N_f = C \frac{M_{\max}}{h} \quad (3.1.74)$$

де  $M_{\max}$  - максимальний згинаючий момент;  $h$  – висота балки;  $c = 0,7 \div 0,8$  - коефіцієнт враховує долю згинального моменту  $M_{\max}$ , яка сприймається полицками балки. За формулою (3.1.72) для стиснутого пояса балки можна визначити критичну силу, як

$$N_{fcr} = (\kappa EI_{yf}) : (l_0^2) \quad (3.1.75)$$

де  $l_0$  - відстань між опорами або точками закріплення елемента;  $I_{yf} \approx 1/2 I_y$  ( $I_y$  - момент інерції балки відносно осі  $y-y$ , а  $I_{yf}$  - момент інерції пояса балки відносно осі  $y-y$ ). Для двотаврових балок ваговою складовою стінки при визначенні моменту інерції  $I_y$  можна зневажити.

Для того, щоб перевірити можливість втрати несучої здатності за рахунок втрати загальної стійкості, необхідно визначити критичні напруження. За формулою (3.1.74) критичний згинальний момент визначається так  $M_{c2} = c^{-1} N_{c2} \cdot h$ , а критичні напруження за формулою 3.1.76:

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W_x} = \frac{N_{cr} \cdot h}{I_x \cdot 2}, \quad \text{тому що } W_x = \frac{2I_x}{h} \quad (3.1.76)$$

Поєднавши формули критичного згинального моменту та формулу 3.1.76 отримаємо рівняння:

$$\sigma_{cr} = \frac{kE}{4c} \times \frac{I_y}{I_x} \times \frac{h^2}{l_0^2} \quad \text{або} \quad \sigma_{cr} = \psi E \times \frac{I_y}{I_x} \times \left( \frac{h}{l_0} \right)^2 \quad (3.1.77)$$

де  $\psi = \frac{k}{4c}$  коефіцієнт, який залежить від типу прийнятого перерізу балок, враховує конструктивну схему закріплення балки і наявність зв'язків та вид діючого навантаження і місце його прикладання (верхній або нижній пояси балки).

Аналізуючи формулу 3.1.77 можна надати наступні рекомендації для підвищення загальної стійкості плоскої форми згину двотаврових балок:

- збільшити ширину верхнього поясу балки ( $b_f$ ), що суттєво збільшить момент інерції цього поясу ( $I_{yf}$ );

- зменшити розрахункову довжину верхнього поясу балки ( $l_0$ ) за рахунок використання додаткових зв'язків, які будуть перешкоджати боковим переміщенням балки;
- при проектуванні забезпечувати, при можливості, передачу навантажень на нижній, розтягнутий, пояс балки, який працює на розтяг і що буде враховано коефіцієнтом  $\Psi$ .

Для практичних розрахунків на стійкість балок, які працюють на згин більш придатна формула 3.1.78

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \varphi_b \cdot \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.1.78)$$

коефіцієнт  $\varphi_b$  буде мати вигляд:

$$\varphi_b = \frac{\sigma_{cr} \gamma_n}{R_y \gamma_c} \quad \varphi_b = \psi \cdot \frac{E \gamma_n}{R_y \gamma_c} \times \frac{I_y}{I_x} \times \left( \frac{h}{l_0} \right)^2 \quad (3.1.79)$$

Розрахунки на загальну стійкість двотаврових балок 1-го класу відповідно до ДБН [1] необхідно виконувати за формулами:

- при згині у площині стінки, що збігається з головною площиною  $y-y$

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (3.1.80)$$

- при згині у двох головних площинах

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{W_y R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (3.1.81)$$

У формулах (3.1.80) і (3.1.81) позначено:

$\varphi_b$  – коефіцієнт стійкості при згині, що визначається за додатком П ДБН [1];

$W_{cx}$  – момент опору перерізу відносно осі  $x-x$  (рис. 3.1.31), обчислений для стиснутого пояса елемента;

$W_y$  – момент опору перерізу відносно осі  $y-y$  (рис. 3.1.31), що співпадає з площиною згину;

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за призначенням ДБН [2].

Більш детально всі питання пов'язані з забезпеченням загальної стійкості балок різного класу, різних типів перерізів та при використанні різних конструктивних схем необхідно вирішувати відповідно до вимог п.п 9.4.4 – 9.4.6 та додатка П ДБН [1].

### 3.9. Забезпечення місцевої стійкості стиснутих елементів балок складеного перерізу

При проектуванні металевих конструкцій забезпечення місцевої стійкості стиснутих елементів, які входять до складеного перерізу балки є одним з пріоритетних питань. Це пов'язано з тим, що металеві конструкції, як правило, є тонкостінними. Аналіз аварій цих конструкцій в межах 30% - 40% виникає у результаті втрати місцевої стійкості тонкостінних стиснутих елементів. Розглянемо це питання на прикладі балки двотаврового симетричного перерізу (рис. 3.1.33).

В стискаючу зону попадає частина перерізу, в якій при згині виникають стискаючі напруження – це верхній пояс та половина стінки, які мають один розмір ( $b_f$  або  $0,5h_w$ ) значно менший чим їх товщина (відповідно  $t_f$  або  $t_w$ ). За теорією опору матеріалів даний тип стиснутих елементів відноситься до класу пластин, які можуть втратити стійкість при появі в них напружень, які перевищують критичні напруження  $\sigma_{cr}$ .

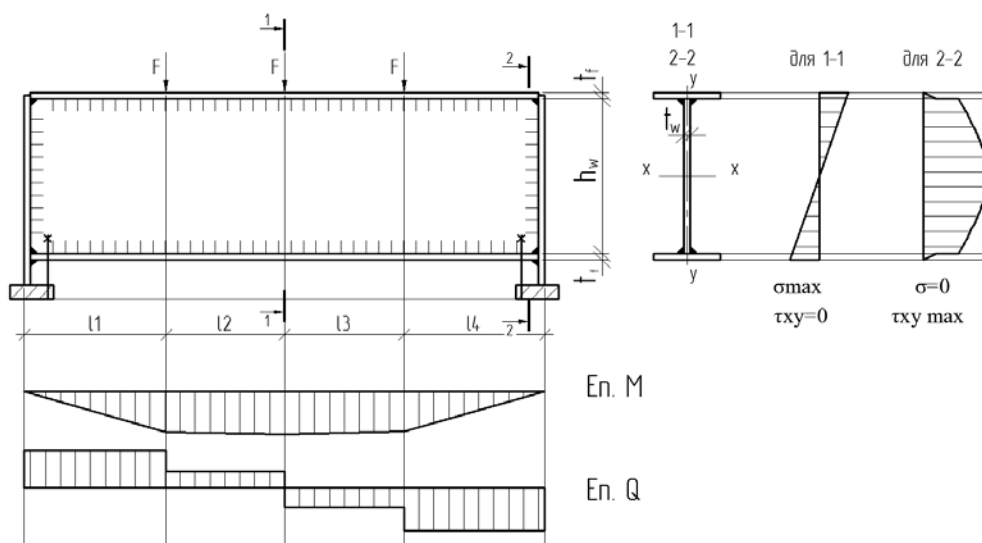


Рис. 3.1.33. Балка двотаврового симетричного перерізу

Розглянемо це питання на прикладі пластини, яка має розміри  $b$ ,  $h$  і  $t$  і жорстко закріплена вздовж короткої сторони  $b$  (рис. 3.1.34).

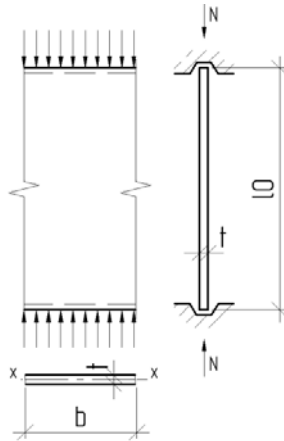


Рис. 3.1.34 Розрахункова схема пластини

Максимальне зусилля, яке може сприйняти пластинка, виходячи з наведеної схеми на рис. 3.1.34 можна визначити формулою 3.1.82:

$$N_{\max} = (b \times t) \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.82)$$

Для даної пластини критичне навантаження  $N_{cr}$  визначається формул 3.1.83:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{\mu^2 l^2} = \frac{\pi^2 EI_x}{l_0^2} \quad (3.1.83)$$

$$I_x = \frac{bt^3}{12} \quad - \quad \text{момент інерції пластини відносно осі } x-x, \text{ відносно якої}$$

відбувається вигін або втрата стійкості прямолінійної форми;  $\mu$  – коефіцієнт, який буде враховувати тип закріплення кінцівок пластини. Виконавши математичні перетворення отримуємо розрахункову формулу для визначення критичних напружень:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 Ebt^3}{12l_0^2}, \text{ а } \sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 Ebt^3}{12l_0^2(b \times t)} = \frac{\pi^2 Et^2}{12l_0^2} \quad (3.1.84)$$

В балках двотаврового перерізу цей тип пластин не зустрічається. Як правило і стиснуті полицки і стінка закріплені вздовж своєї довгої сторони.



Розглянемо роботу полички балки, яку можна представити, як пластинку з розмірами перерізу  $t_f$  і  $b_{ef}$  ( $b_{ef} \approx 0,5b_f$ ) і довжиною  $L$ , яка значно більша ніж  $b_{ef}$  ( $L \gg b_{ef}$ ) (рис. 3.1.35).

Якщо пластина має закріплення вздовж однієї, довгої сторони то втрата стійкості йде по багато хвильовій схемі і в якості  $l_0$  приймається відстань між точками перегину і буде залежати від  $b_{ef}$  ( $l_0 = k \times b_{ef}$ ), тоді:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{12k^2} E \frac{t_f^2}{b_{ef}^2} = c \times \frac{E t_f^2}{b_{ef}^2}, \text{ де } c = \frac{\pi^2}{12k^2} \quad (3.1.85)$$

і для даного типу пластин  $C \approx 0,25$ .

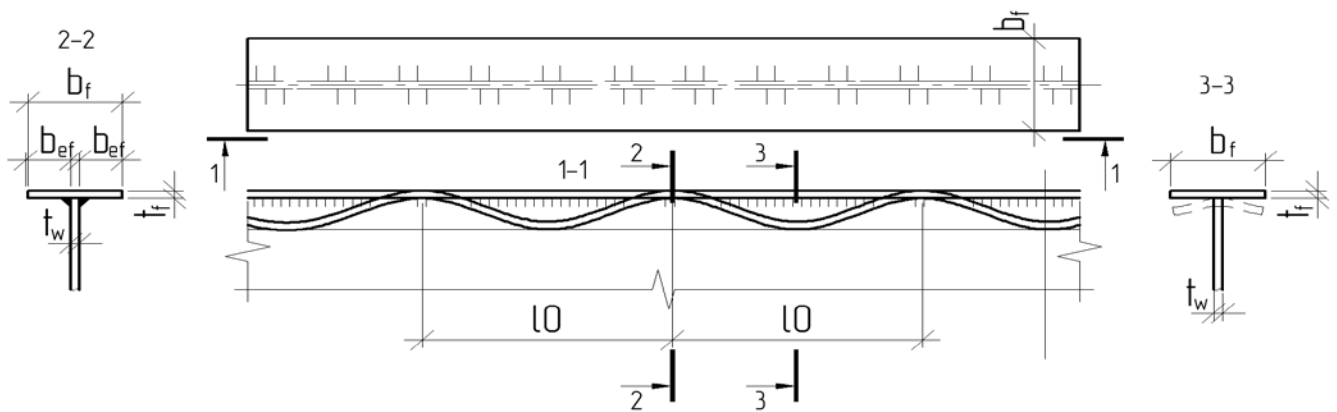


Рис. 3.1.35. Розрахункова схема для консольної пластини

Крім цього в балках зустрічаються пластини з іншими видами закріплення, наприклад стінка, яка закріплена у горизонтальному напрямку поличками, а в вертикальному – її розкріплюють ребрами жорсткості (рис. 3.1.36,б) або яка не підкріплена ребрам жорсткості (рис. 3.1.36,а).

У всіх випадках розрахункова формула має вигляд  $\sigma_{cr} = c_i E \left( \frac{t}{b} \right)^2$ , де  $C_i$  – безрозмірний параметр, величина якого визначається в залежності від типу закріплення крамок пластини.

Необхідно звернути увагу, що пластина може втрачати місцеву стійкість не тільки за рахунок дії нормальних напружень, але і за рахунок появи на її контурі дотичних напружень, які будуть перевищувати міцність сталі на зсув. При цьому,

враховуючи характер дії дотичних напружень (дотичні напруження підпадають під закон парності) втрата стійкості пласти може відбутися по багато хвильовій схемі за напрямом  $\alpha - \alpha$  (рис. 3.1.37).

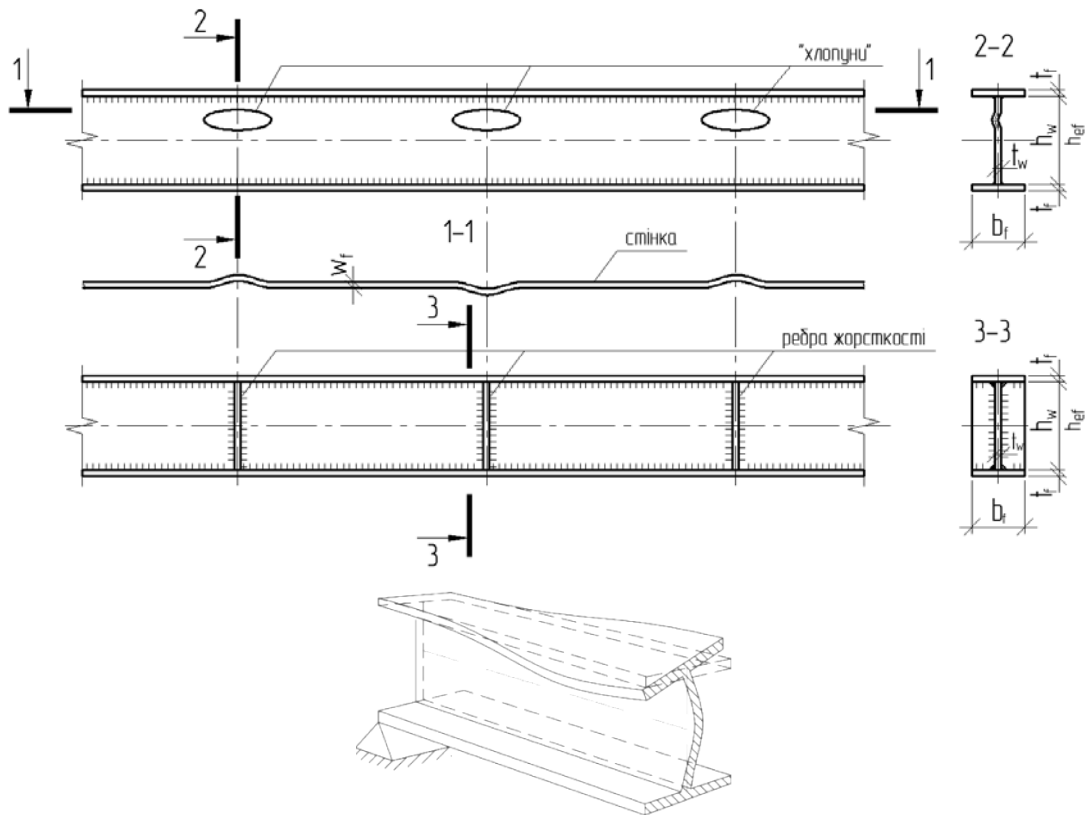


Рис. 3.1.36 Типи закріплення стінки балки: а) відсутність ребер жорсткості; б) стінка балки підкріплена ребрами жорсткості

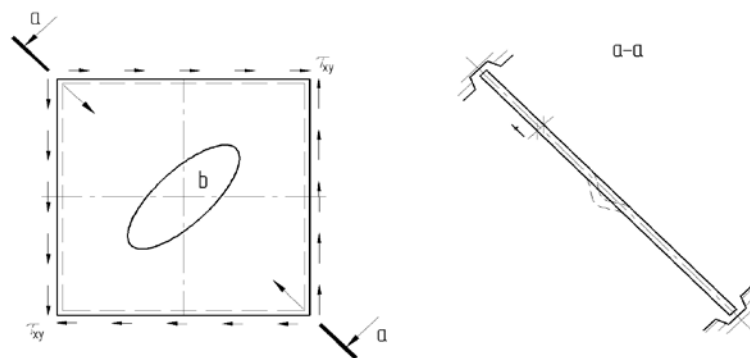


Рис. 3.1.37 Схема втрати місцевої стійкості пластини від дії дотичних напружень

У цьому випадку критичні напруження дорівнюють:

$$\tau_{c2} = c_a E \left( \frac{t}{b} \right)^2 \quad \tau_{cr} = C_i E \left( \frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad (3.1.86)$$

чевидно, що якщо і нормальні ( $\sigma_{cr}$ ) і дотичні ( $\tau_{cr}$ ) напруження будуть перевищувати, відповідно, розрахункові опори сталі на стиск ( $\sigma_{cr} \geq R_y$ ) та на зсув ( $\tau_{cr} \geq R_s$ ), то втрата стійкості не відбудеться і вичерпування несучої здатності відбудеться за рахунок втрати міцності.

Таким чином місцева стиснутих стійкість тонкостінних елементів буде забезпечена, якщо:

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} = c_1 \times E \left( \frac{t}{b} \right)^2 &\geq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \\ \tau_{cr} = c_2 \times E \left( \frac{t}{b} \right)^2 &\geq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} \end{aligned} \quad (3.1.87)$$

і співвідношення між шириною звису полочки  $b_{ef}$  і її товщиною  $t_f$  підпадають під вимоги формул (3.1.88) і (3.1.89):

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \sqrt{\frac{c_1 E}{R_y}} = \sqrt{c_1} \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (3.1.88)$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \sqrt{\frac{c_2 E}{R_s}} = \sqrt{c_2} \times \sqrt{\frac{E}{R_s}} \quad (3.1.89)$$

де  $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w)$ .

Для стиснутого поясу балки критичні нормальні напруження можна порахувати за формулою 5.86 і як що  $C_I = 0,25$ , то співвідношення між розмірами перерізу полочки балки призначаються, з урахуванням забезпечення її місцевої стійкості виходячи з виразів:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad \text{або} \quad \frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (3.1.90)$$

Відповідно до Державних будівельних норм [1] і в залежності від класу балок, оцінку місцевої стійкості поясних листів балок 1-го класу виконують з використанням умовної гнучкості звису пояса балки  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$  (рис. 3.1.41).

До балок 1-го класу відносяться балки, які розраховуються у межах пружних деформацій і для всіх видів навантажень. При цьому місцеву стійкість стиснутих поясів, які не підсилені відгинами, слід вважати забезпеченою для звисів поясів балок двотаврового перерізу, як що:

$$b_{ef} \geq 0,5t_f \sqrt{E/\sigma_c} \quad (3.1.91)$$

де  $\sigma_c$  – нормальні напруження в стиснутому поясі, які обчислюються за формулами:

– для перерізу з однорідної сталі:

$$\sigma_c = \frac{M_x \gamma_n}{W_{xnc} \gamma_c} \quad \text{або} \quad \sigma_c = \frac{M_x \gamma_n}{W_{xnc} \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{W_{ync} \gamma_c} \quad (3.1.92)$$

де  $W_{xnc}$  і  $W_{ync}$  – моменти опору поперечного перерізу відносно відповідних осей, обчислені для стиснутих волокон; для поясних листів коробчастого перерізу за формулою  $b_{ef} \geq 0,5t_f \sqrt{E/\sigma_c}$ , де  $b_{ef1}$  - звис поясу коробчастого перерізу наведено на рис. 3.1.41.

Більш детально питання забезпечення місцевої стійкості стиснутих поясів балок іншого типу наведено в розділах 9.5.15 і 9.1.16[1].

Оцінку місцевої стійкості стінки балки теж проводять з використання умовної

гнучкості стінки ( $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ), яка повинна призначатися в межах **2,5÷6**. Гнучкість стінки, яка визначається як  $\lambda = h_{ef}/t_w$  (рис. 3.1.41) повинна знаходитись у межах **100**  $\approx$  **200**, що дозволяє на етапі підбору перерізу визначити область гранично допустимих, з точки зору забезпечення місцевої стійкості, товщини стінки балки. При цьому для стінок балок 1-го класу місцева стійкість забезпечена, якщо за вимогами пунктів 9.4.1-9.4.5, 9.5.1 та 9.5.3-9.5.5 [1]. забезпечена загальна стійкість балки та, як що умовна стійкість стінки балки  $\bar{\lambda}_w$  не перевищує значень:

**3,5** – за відсутності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами;

**3,2** – за відсутності місцевого напруження, у балках з односторонніми поясними швами;

**2,5** – за наявності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами.

Стінки балок слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості (рис. 3.1.38):

Поперечні ребра жорсткості, як правило, слід встановлювати у місцях прикладення значних нерухомих зосереджених навантажень та в опорних перерізах балок і відстань між ребрами не повинна перевищувати  $2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  і  $2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,2$  для балок 1-го класу. Якщо умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_w$  перевищує 3,2, а для балок 2-го і 3-го класів – за будь-яких значень умовної гнучкості стінки на ділянці довжини балки, в розрахункових перерізах якої враховується розвиток обмежених пластичних деформацій, а на інших ділянках – як для балок 1-го класу [1]. За наявності рухомого навантаження ребра жорсткості встановлюють в межах  $(2 - 2,5)h_{ef}$ , якщо  $\lambda \geq 2,2$ .

Для балок 1-го класу допускається перевищувати ці відстані до значення  $3h_{ef}$  за умови, як що виконуються умови п.9.5.9 (формула 9.30) [1].

Для балок, в яких стінки підкріплені тільки основними поперечними ребрами жорсткості їх мінімальні розміри повинні призначатись виходячи з умов:

$$b_r = \frac{h_w}{30} + 25 \quad \text{– для двосторонніх ребер,}$$

$$b_r = \frac{h_w}{24} + 40 \quad \text{– для односторонніх ребер,}$$

$$t_r = 2b_r \times \sqrt{\frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}} \quad \text{– товщина ребер.}$$

При цьому у разі підкріплення стінки балки односторонніми поперечними ребрами жорсткості, виконаними з одиночних кутиків, які приварюються до стінки по перу, момент інерції такого ребра, обчислений відносно осі, що співпадає з найближчою до ребра гранню стінки, повинен бути не меншим, ніж для двостороннього ребра (рис. 3.1.38 г).

При наявності зосередженого навантаження  $F$ , яке прикладається до

верхнього поясу балки, необхідно проводити перевірку на стійкість як центрально стиснуту стійку з розрахунковою довжиною  $h_{ef}$  і площею, яка складається з перерізу ребер жорсткості і смуги стінки завширшки  $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$  з кожної сторони ребра (рис 3.1 38 а), а при використанні односторонніх ребер – як стійку, стиснуту з ексцентриситетом, що дорівнює відстані від серединної площини стінки до центра ваги розрахункового перерізу стійки.

Для вирішення питань, пов'язаних з забезпечення місцевою стійкості балок із гнучкою стінкою ( $\bar{\lambda}_w > 5,5\sqrt{R_y/\sigma}$ ) необхідно проводити розрахунки і конструювання відповідно до вимог додатку П ДБН [1].

Перевірку місцевої стійкості стінок балок 1-го класу слід виконувати для розрахункових перерізів, де діють найбільші стискуючі напруження  $\sigma$ , середні дотичні напруження  $\tau$  та місцеві нормальні напруження  $\sigma_{loc}$ , обумовлені зосередженим навантаженням, прикладеним до поясу балки. При цьому, нормальні стискаючі напруження  $\sigma$  необхідно визначати у небезпечних точках перерізу стінки і приймати в розрахунок зі знаком «плюс».

Складові напруженого стану  $\sigma_a$  і  $\tau_a$  слід обчислювати за формулами:

$$\sigma = \frac{M}{I_{xn}} y \quad (3.1.93)$$

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} \quad (3.1.94)$$

де  $M_a$  і  $Q_a$  – середні значення відповідно згинального моменту і поперечної сили, що діють у середині відсіку (рис. 3.1.40.а); якщо довжина відсіку  $a$  перевищує його розрахункову висоту  $h_{ef}$ , тоді значення внутрішніх зусиль  $M$  і  $Q$  необхідно обчислювати як середні для більш напруженої ділянки відсіку з довжиною, що дорівнює  $h_{ef}$  (рис. 3.1.40.б); якщо у межах відсіку згинальний момент або поперечна сила змінюють свій знак, то їхні середні значення слід обчислювати для такої ділянки відсіку, де діють відповідні внутрішні зусилля одного знаку (рис. 3.1.35.в); у разі наявності в межах відсіку зміни перерізу балки  $M_a$  і  $Q_a$  визначаються за схемою,

яка наведена на рис. 3.1.40,г.

$a$  – відстань між осями поперечних ребер жорсткості;

$h_{ef}$  – розрахункова висота стінки, що приймається відповідно до вимог рис. 3.1.41

$h_w$  – повна висота стінки [1].

При дії зосередженого навантаження, прикладеного до поясу балки, місцеві нормальні напруження  $\sigma_{loc}$  ( $\sigma_{loc,y}$ ), що виникають у стінці балки визначаються відповідно до п.9.2.2 [1]:

- розрахункова довжина умовної площадки при передачі зосередженого навантаження при відсутності ребер жорсткості (розмір  $h$  визначається за рекомендаціями рис. 3.1.41.

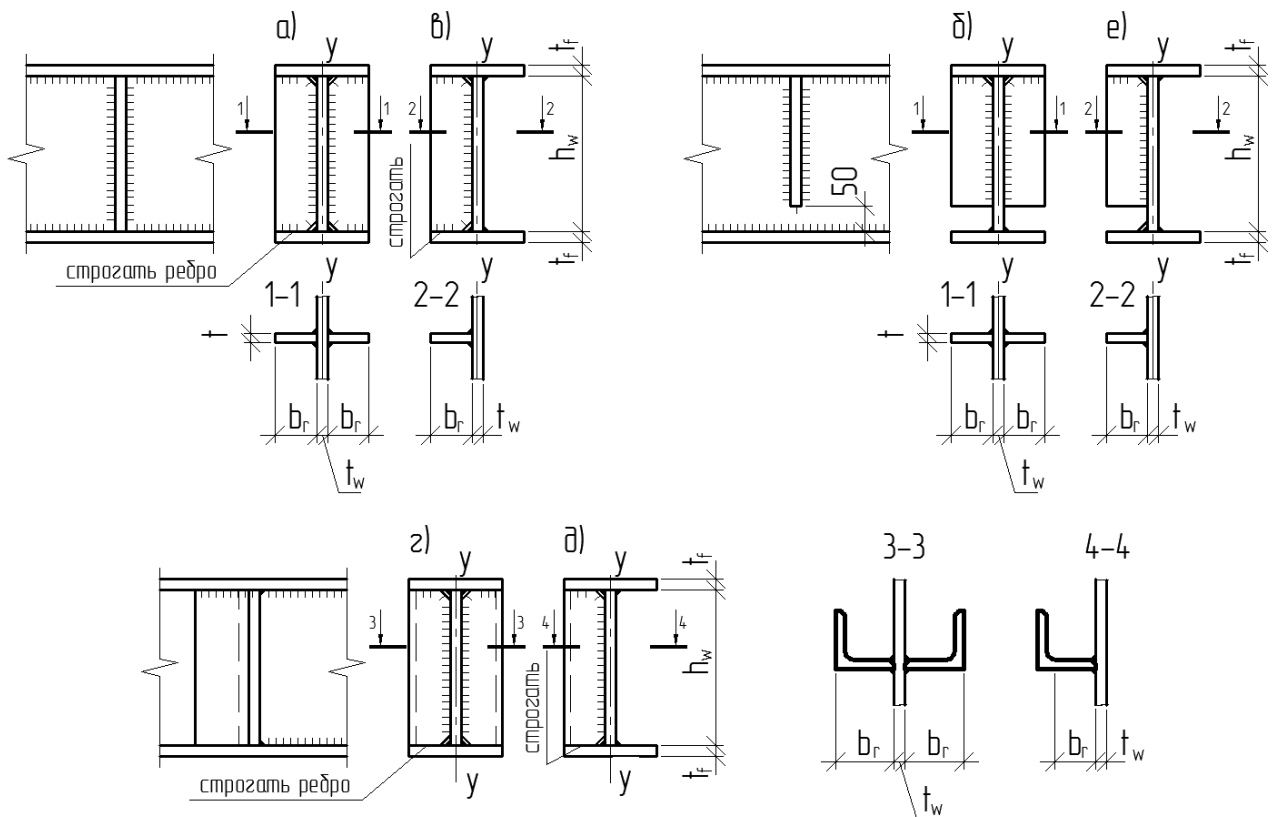


Рис. 3.1.38. Конструктивні рішення ребер жорсткості в балках  
а, б, г) парні ребра; в, д) односторонні ребра

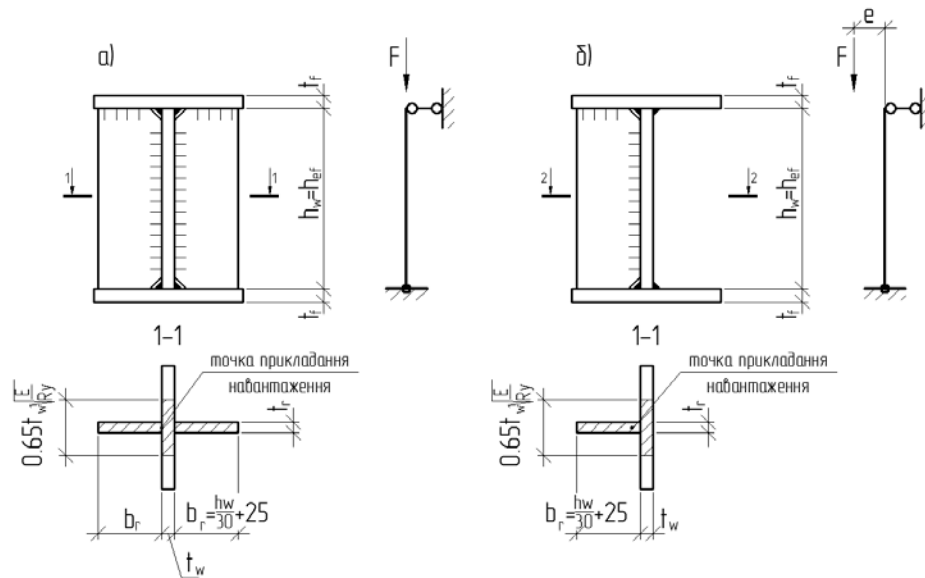


Рис. 3.1.39 До розрахунку ребер жорсткості на стійкість  
а) для двосторонніх ребер; б) для односторонніх ребер

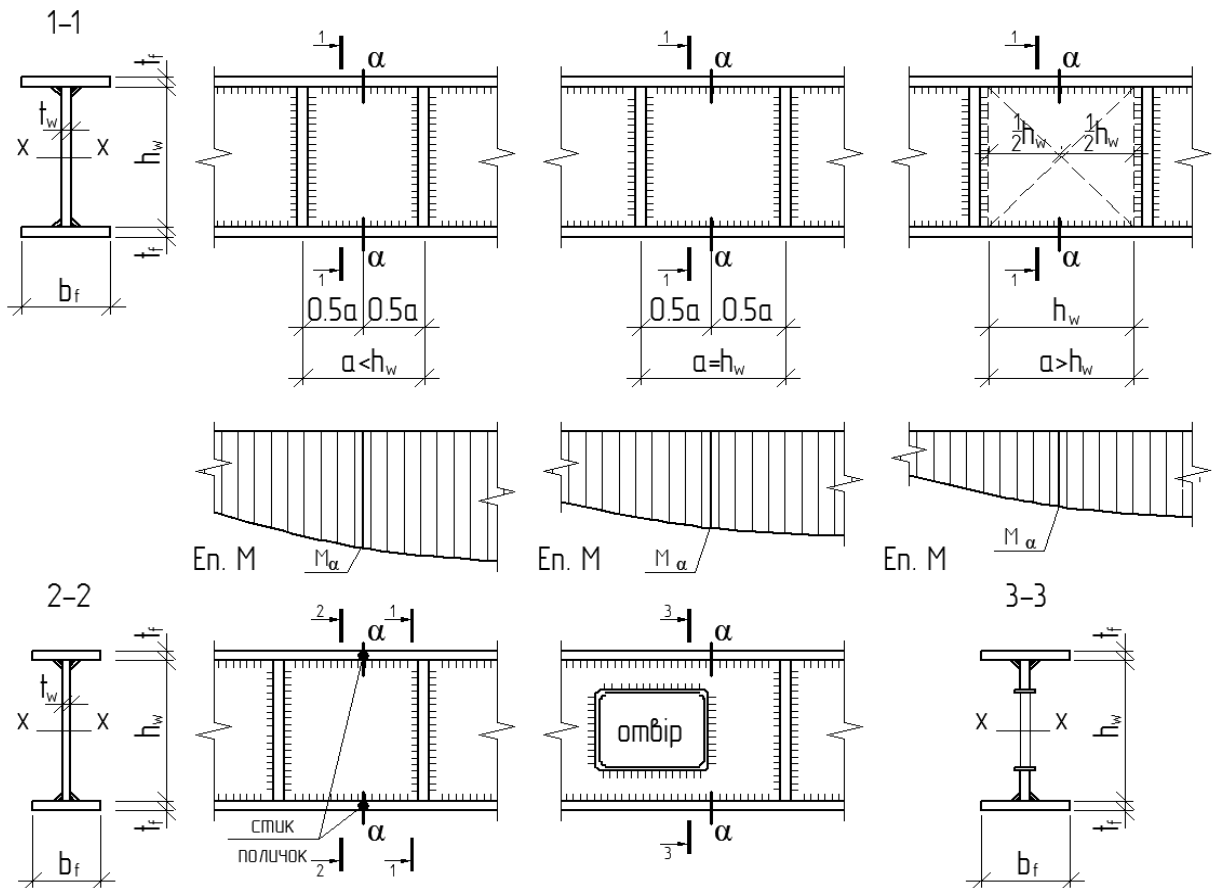


Рис. 3.1.40 Схеми відсіків



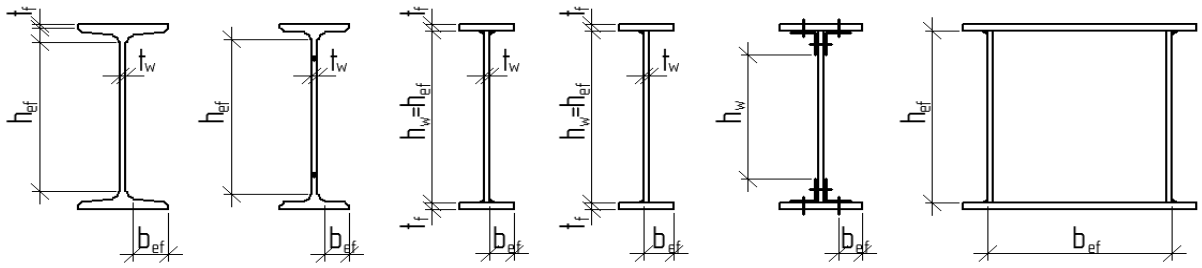


Рис. 3.1.41. Розрахункові розміри елементів перерізу двотаврових та коробчастих балок

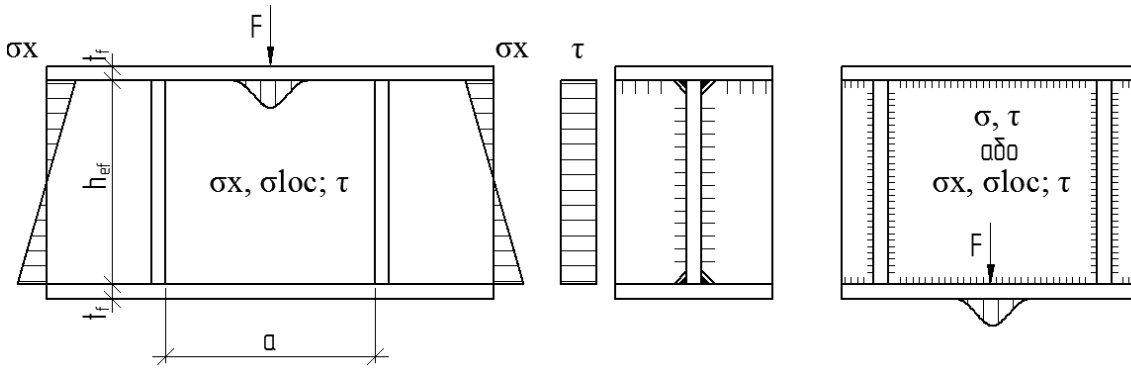


Рис. 3.1.42. Схеми передачі навантаження

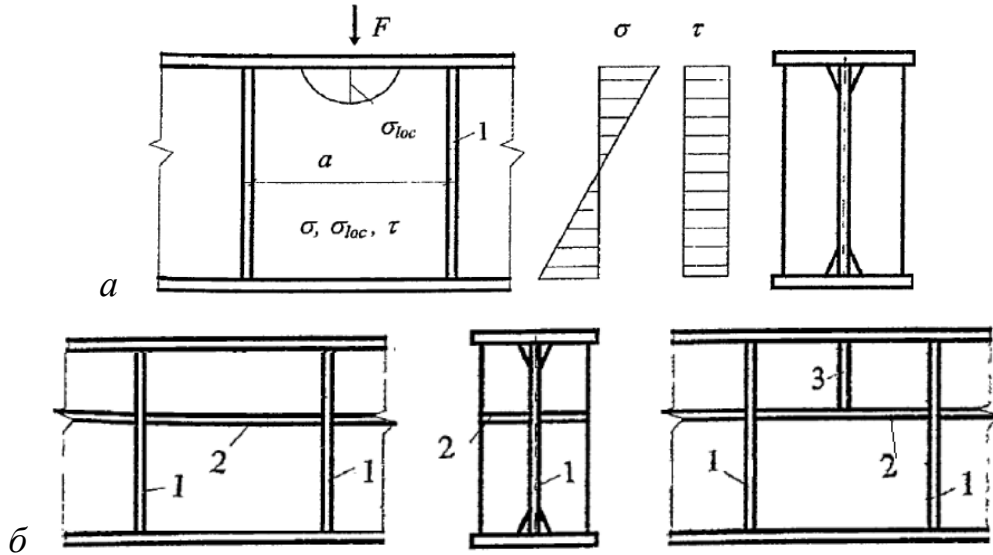


Рис. 3.1.43. Схема ділянки балки, укріпленої поперечними ребрами жорсткості, поз.1 (а); поперечними поз.1,3 та повздожними поз.2 (б)

Для тих відсіків стінки балки, в яких зосереджене навантаження прикладене до розтягнутого пояса, одночасно слід враховувати лише компоненти  $\sigma$  і  $\tau$  або

$\sigma_{loc}$  і  $\tau$ .

При цьому місцева стійкість стінок балок 1-го класу симетричного перерізу, укріплених лише основними поперечними ребрами жорсткості, при значеннях умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$  слід вважати забезпеченою, якщо виконана умова

$$\frac{\gamma_n}{\gamma_c} \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (3.1.95)$$

де  $\sigma$  і  $\tau$  – складові напруженого стану, які визначаються відповідно до формул 3.1.93 і 3.1.94 відповідно до прийнятої схеми відсіку (рис. 3.1.40), а  $\sigma_{loc}$  за формулою 3.1.97 (як що в місті прикладання зосереджених навантажень  $F$  відсутні ребра жорсткості навантажень):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\bar{\lambda}_w^2 \gamma_n} \quad (3.1.96)$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y \gamma_c}{\bar{\lambda}_w^2 \gamma_n} \quad (3.1.97)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s \gamma_c}{\bar{\lambda}_d^2 \gamma_n} \quad (3.1.98)$$

де  $c_1, c_2$  – коефіцієнти визначається згідно з п.п. 9.5.5 [1] і залежать від габаритних розмірів відсіку;

$c_{cr}$  – коефіцієнт, що визначається згідно з п.п. 9.5.4 [1] і залежить від геометричних розмірів перерізу балки ( $h_w, t_w, b_f$  і  $t_f$ ), типу приєднання поясів до стінки та технологічного призначення балки;

Параметр  $\mu$  це відношення більшої сторони відсіку стінки до меншої, а

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  і  $\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  відповідно приведені гнучкості пластини, яка обмежена

поясами і ребрами жорсткості; тут  $d$  – менша сторона відсіку стінки ( $h_{ef}$  або  $a$ ).

### 3.10. З'єднання поясів балок зі стінкою

В балках складеного перерізу необхідно забезпечувати з'єднання стінки та поясів балки таким чином, щоб весь переріз працював сумісно, як монолітний елемент. Конструктивно це може бути виконано або за рахунок зварних швів, якими полочки приварюються до стінки, або з використанням високоміцних болтів, які утворюють фрикційні з'єднання. Перш ніж виконувати розрахунок з'єднань необхідно визнати їх напружено-деформований стан.

При роботі балок на згин, при відсутності з'єднуючих елементів, кожний елемент деформується окремо; у зв'язку з тим, що складові перерізу мають різний поперечний переріз при згині відбувається зсув поясів відносно стінки балки. Наявність з'єднання попереджає зсув полочок відносно стінки балки (рис. 3.1.44)

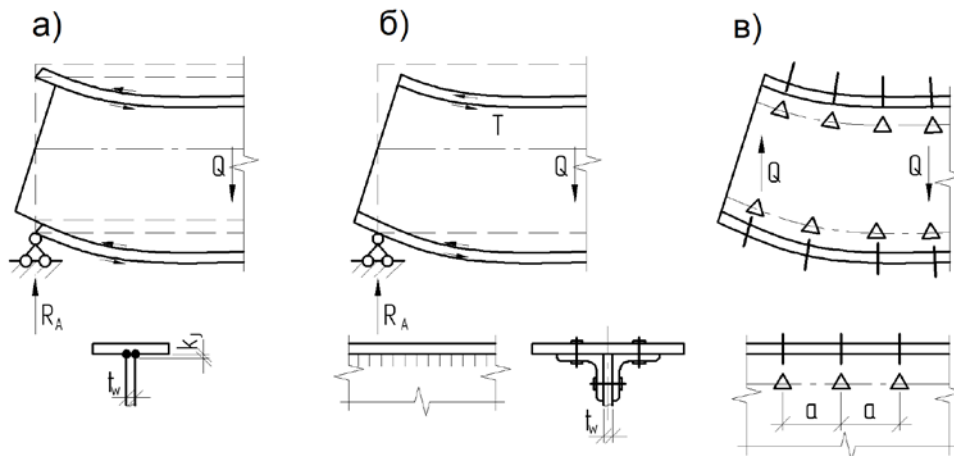


Рис. 3.1.44. Робота поясних швів та високоміцних болтів

а) зсув незакріплених поясів балок; б) робота поясних швів та високоміцних болтів у зоні прикріплення полочок балки до стінки; в) фрагмент з'єднання

Розглянемо зварну балку складеного перерізу, в якій елементи поєднуються між собою зварними кутковими швами. При згині балки кутові зварні шви повинні сприймати зсуваючу силу, яка виникає на краях стінки і від якої в зварних швах з'являються дотичні напруження ( $\tau$ ):

$$\tau = \frac{Q_{\max} \times S^f}{I_x \times t_w} \leq \frac{R_{wf} \times \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.99)$$

де  $Q_{max}$  - максимальна поперечна сила;  $S^f$  - статичний момент перерізу пояса відносно нейтральної осі балки;  $I_x$  - момент інерції балки відносно головної осі відповідно до якої балка деформується при згині;  $t_w$  - товщина стінки балки в розрахунковому перерізі (рис. 3.1.44). Для балок, в яких стінка з'єднується зварними двосторонніми швами ширина площини зрізу дорівнює  $2 \times \beta_f \times k_f$ , де  $k_f$  катет кутового зварного шва;  $\beta_f$  - коефіцієнт проплавлення (таблиця 3.1.3). Ці параметри залежать від виду з'єднання, виду зварки та положення шва. Тоді сила зсуву  $T$ , яка виникає на 1-му сантиметрі довжини балки можна визначити через дотичні напруження, виходячи з умови:

$$T = (Q_{max} \times S^f) : I_x \quad (3.1.100)$$

Таблиця 3.1.3

Значення коефіцієнтів  $\beta_f$  і  $\beta_z$ 

Вид зварювання при діаметрі зварювального дроту $d$ , мм	Положення шва	Коефіцієнт	Значення коефіцієнтів $\beta_f$ і $\beta_z$ при нормальних режимах зварювання і катетах швів, мм			
			3...8	9...12	14...16	Понад 16
Автоматичне при $d = 3...5$	В човник	$\beta_f$	1,1		0,7	
		$\beta_z$	1,15		1,0	
	Нижнє	$\beta_f$	1,1	0,9	0,7	
		$\beta_z$	1,15	1,05	1,0	
Автоматичне та напівавтоматичне при $d = 1,4...2$	В човник	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7	
		$\beta_z$	1,05	1,0		
	Нижнє, горизонтальне, вертикальне	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7	
		$\beta_z$	1,05	1,0		
Ручне, напівавтоматичне дротом суцільного перерізу при $d < 1,4$ або порошковим дротом	В човник, нижнє, горизонтальне, вертикальне, стельове	$\beta_f$	0,7			
		$\beta_z$	1,0			

Сила зсуву може зрізати поясні зварні шви тому необхідно, щоб опір кутових зварних швів перевищував її і виконувалось рівняння:

$$T \leq 2(\beta_f k_f) \times \frac{R_{wf} \times \gamma_{wf} \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.101)$$

У зв'язку з тим, що одним з основних недоліків зварних швів, при їх виконанні, є поява значних усадочних напружень необхідно, відповідно до ДБН [1], щоб катет кутового шва  $k_f$  (рис. 3.1.45) задовольняв вимогам розрахунку і був, як правило, не меншим чим наведено у табл. 3.1.4. Катет шва у тавровому двосторонньому з'єднанні допускається приймати меншим за вказаний у табл. 3.1.4, але не меншим за 4 мм.

При цьому розміри шва повинні забезпечувати його несучу здатність, що визначається розрахунком. Виробничим контролем повинна бути установлена відсутність дефектів, у тому числі технологічних тріщин. Катет кутового шва  $k_f$  (рис. 3.1.45) не повинен перевищувати **1,2 t**, де  $t$  – найменша з товщин зварюваних елементів.

Таблиця 3.1.4

## Мінімальні катети зварних швів

Вид з'єднання	Вид зварювання	Межа текучості сталі, Н/мм <sup>2</sup>	Мінімальний катет шва $k_{f,min}$ , мм, при товщині товстішого елемента у з'єднанні $t_{max}$ , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Таврове з двосторонніми кутовими швами	Механізоване	До 290	3	4	4	5	5	6	6
		Понад 290 до 390	3	4	5	6	7	8	9
		Понад 390 до 590	4	5	6	7	8	9	10
<b>Примітки:</b>									
1. У конструкціях із сталі з межею текучості понад 590 Н/мм <sup>2</sup> , а також з усіх сталей при товщині елементів у з'єднанні понад 80 мм мінімальний катет кутових швів слід приймати за спеціальними технічними умовами.									
2. У конструкціях 4-ї групи мінімальний катет односторонніх кутових швів слід зменшувати на 1 мм – при товщині товстішого елемента у з'єднанні до 40 мм і на 2 мм – при товщині товстішого елемента у з'єднанні понад 40 мм.									

Зварні шви необхідно виконувати суцільними, однаковими по всій довжині. При

виконанні зварних швів необхідно використовувати автоматичну зварку.

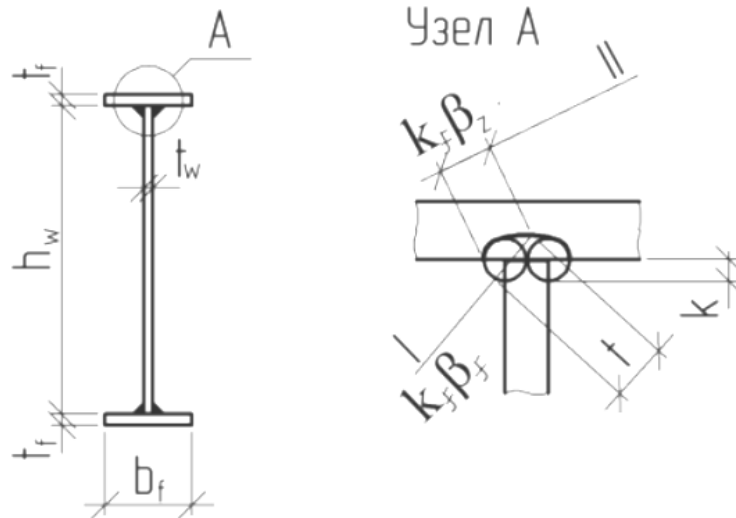


Рис. 3.1.45. Розміри кутових зварних швів

Зварні поясні з'єднання двотаврової балки при дії нерухомого навантаження слід розраховувати за формулами:

$$\frac{T \gamma_n}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.102)$$

$$\frac{T \gamma_n}{n \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.103)$$

Позначення, прийняті в формулах (3.1.103) і (3.1.104):

$T = \frac{QS}{I}$  – погонне зусилля зсуву пояса, викликане поперечною силою  $Q$  (тут  $S$  – статичний момент бруто пояса балки відносно нейтральної осі всього перерізу  $x-x$ );  $n$  – кількість кутових швів: при двосторонніх кутових швах у поясних з'єднаннях –  $n = 2$ , при односторонніх –  $n = 1$ ;  $R_{wf}$  і  $R_{wz}$  - відповідно розрахункові опори кутових зварних швів по матеріалу зварного шва та по межі сплавлення, які приймаються за рекомендаціями [1] (таблиці 7.3, Д1, Д2). В тих випадках, коли зварювальний матеріал призначається за рекомендаціями таблиці Д.2. в розрахунках використовують тільки формулу (5.103) тому що руйнування з'єднання, в першу чергу, буде відбуватися по матеріалу зварного шва.

Виходячи з формули (3.1.105) мінімально потрібний катет кутового зварного шва дорівнюється:

$$k_f \geq \frac{Q_{max} S^t \gamma_n}{I_x 2 \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} \quad (3.1.104)$$

При прикладанні нерухомого зосередження навантаження до верхнього пояса балки за відсутності поперечних ребер жорсткості у місцях прикладення навантаження, а також при прикладанні нерухомого зосередження навантаження до нижнього пояса незалежно від наявності ребер жорсткості в місцях прикладання навантаження поясні з'єднання слід розраховувати як для рухомого навантаження:

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2} \gamma_n}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.105)$$

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2} \gamma_n}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.106)$$

де -  $V = \frac{\gamma_f \gamma_{f1} F_n}{l_{ef}}$  – погонний тиск від зосередженого вантажу  $F_n$ , що визначається з

урахуванням вимог п. 16.4.2 [1], а  $\gamma_f, \gamma_{f1}$  – коефіцієнти надійності за навантаженням, що приймаються згідно з ДБН [4].

Зварні шви, виконані з повним проваром на всю товщину стінки, слід вважати рівноміцними зі стінкою.

Поясні кутові шви зварних балок, а також шви, за допомогою яких до основного перерізу балки прикріплюються допоміжні елементи (наприклад, ребра жорсткості), як правило, повинні виконуватися неперервними. Поперечні ребра жорсткості повинні мати вирізи у місцях перетину зварних швів.

В тих випадках, коли балки необхідно запроєктувати для сприйняття рухомих, вібраційних чи динамічних навантажень, з'єднання конструктивних елементів перерізу балки відтворюються за допомогою фрикційних з'єднань. В фрикційних з'єднаннях розрахункове зусилля передається через тертя, що виникає на контактних поверхнях з'єднаних елементів внаслідок натягу високоміцних болтів. Такі з'єднання можуть використовуватись в підкранових балках і будуть, більш

детально, розглянуті пізніше.

### 3.11. Опорні частини балок

Проектування конструкцій будівель і споруд проводиться у **три етапи**.

**На першому етапі** необхідно провести розрахунок конструкцій, для чого треба визначитися з діючими навантаженнями, особливостями технологічного процесу при виготовленні конструкцій та прийняти розрахункові схеми основних конструкцій.

**На другому етапі** необхідно виконати конструювання цих вузлів.

**На третьому етапі**, на стадії виготовлення конструкції, виходячи з прийнятих конструктивних рішень, необхідно розробити креслення кожної окремої конструкції.

Для того, щоб встановити балку в проектне положення та забезпечити її нормальну роботу під час всього періоду експлуатації необхідно виконувати основні вимоги:

1. опорні частини повинні забезпечувати стійкість балки у проектному положенні;
2. опорні частини повинні забезпечувати розподіл та передачу опорних реакцій на нижче розташовані конструкції відповідно до прийнятої конструктивної схеми;
3. опорні частини не повинні запобігати повороту балки на опорах, якщо в розрахунках прийняти балка з шарнірним спиранням на кінцівках;
4. при довжинах балок більш ніж 30 метрів одна з опор (для однопролітних балок з шарнірним закріпленням на кінцівках) повинна забезпечувати вільне повздовжнє пересування, яке може виникнути у разі температурних деформацій конструкцій.

Кінцівки балок можуть спиратися на колони або зверху, або примикати до колони з боку. При цьому приєднання або спирання може бути шарнірним, коли на колону передається тільки опорна реакція, та повинен бути вільний поворот



перерізу балки на опорі (рис. 3.1.46), або жорстким, коли опора повинна сприймати не тільки опорні реакції, а і момент закріплення балки до колони (рис. 3.1.49).

У тих випадках, коли прольот балки перевищує 20 метрів опорні частини мають більш ускладнену конструкцію у зв'язку з тим, що в таких балках підвищується вплив температурних деформацій. Для того, щоб їх компенсувати використовуються опори наведені на рис. 3.1.47.

Розглянемо основні положення розрахунку та конструювання опорних частин за шарнірною схемою (рис. 3.1.50,б). При спиранні балок на колону за шарнірною схемою (рис. 3.1.50) ділянку стінки балки в опорному перерізі слід розраховувати на втрату загальної стійкості як центрально стиснуту стійку, навантажену опорною реакцією. Розрахункову довжину стійки слід приймати такою, що дорівнює розрахунковій висоті стінки балки  $h_{ef}$  (рис. 3.1.50.а).

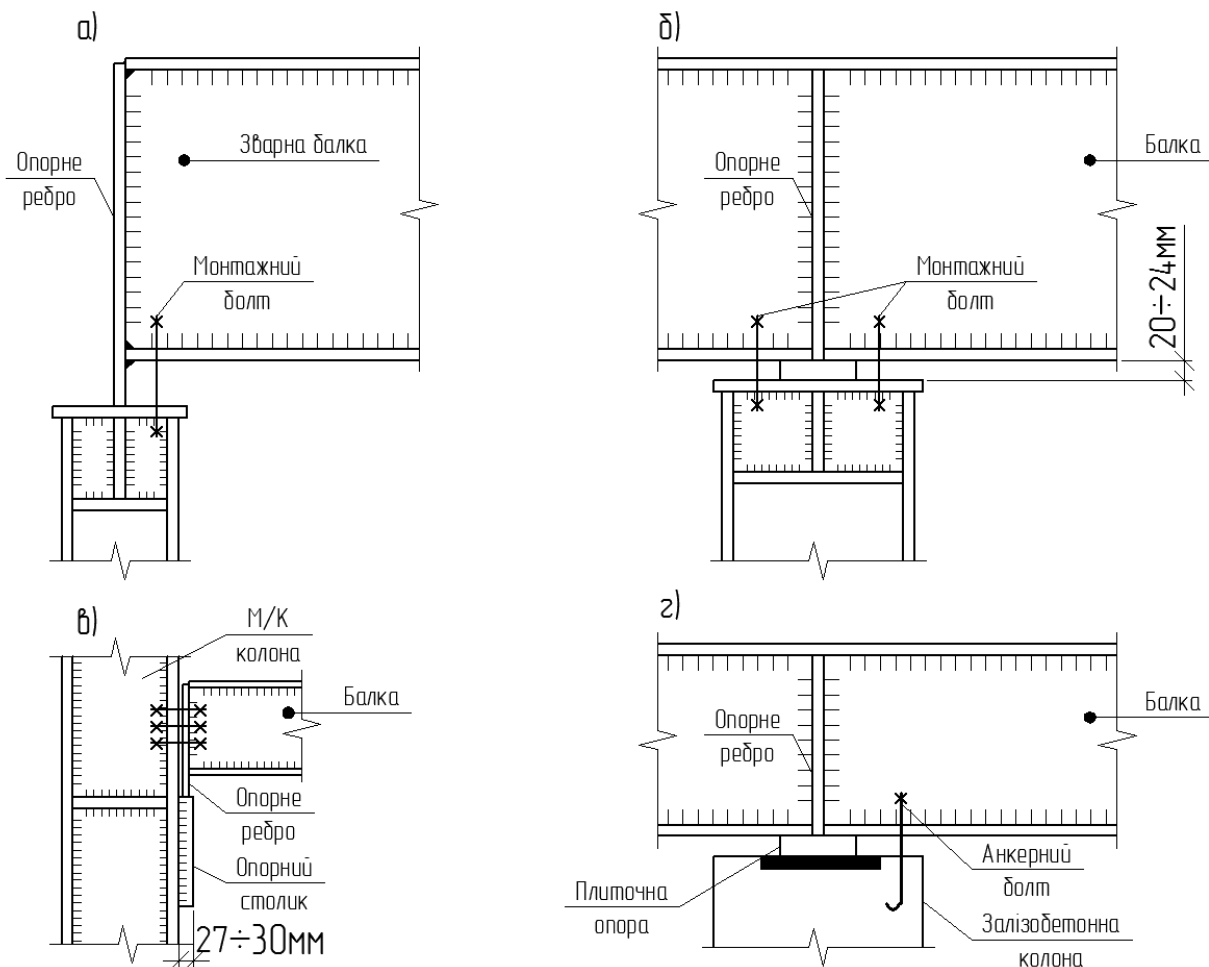


Рис. 3.1.46 Шарнірні вузли спирання балок на колон при довжині до 20м: а) вузол спирання через опорне ребро; б) вузол спирання через розподільну планку; в)

вузол спирання на опорний столик; г) вузол спирання на залізобетонну конструкцію

У разі підкріплення стінки балки опорними ребрами на опорі їх ширина може дорівнюватися ширині полицки або менше і у розрахунковий переріз цієї стійки слід включати переріз опорних ребер і смуги стінки завширшки не більше як  $a = 0,65t_w\sqrt{E/R_y}$  (рис. 3.1.50 б,);  $t_w$  це товщина стінки балки у при опорній частині.

Товщина опорного ребра  $t_p$  повинна бути не меншою за  $3b_r\sqrt{R_y/E}$ , де  $b_r$  – ширина виступаючої частини.

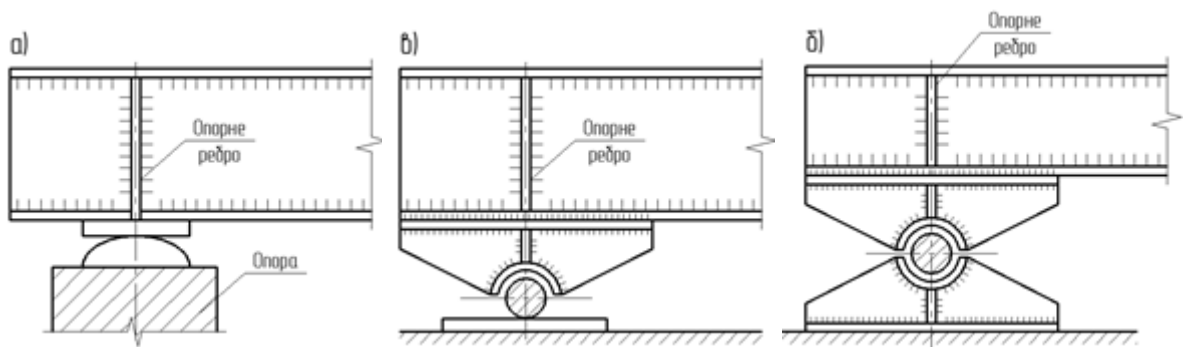


Рис. 3.1.47 Шарнірні опори для балок великих прольотів

а) тангенціальна; б) балансірна; в) каткова.

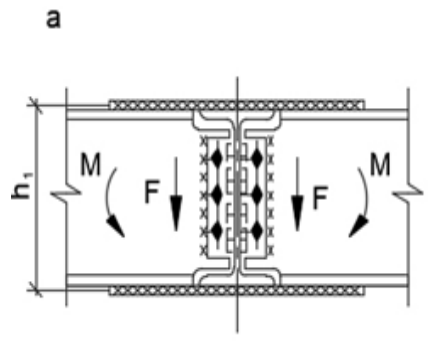


Рис. 3.1.48 (а). Жорсткий вузел з'єднання балок

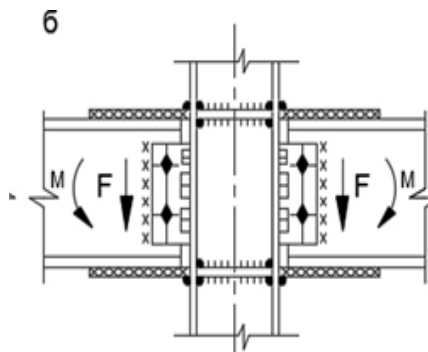


Рис. 3.1.49 (б). Жорсткий вузол спирання балки на колону

У тих випадках, коли конструктивна схема спирання вузла відповідає схемі, яка наведена на рис. 3.1.49,б і опорні ребра розташовані по різні сторони стінки, смуга стінки включається в роботу з кожної сторони ребра і теж повинна бути не меншою за  $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ , товщина опорного ребра  $t_p$  повинна бути не меншою за  $3b_r\sqrt{R_y/E}$ , де  $b_p$  – ширина виступаючої частини (рис. 3.1.50.в).

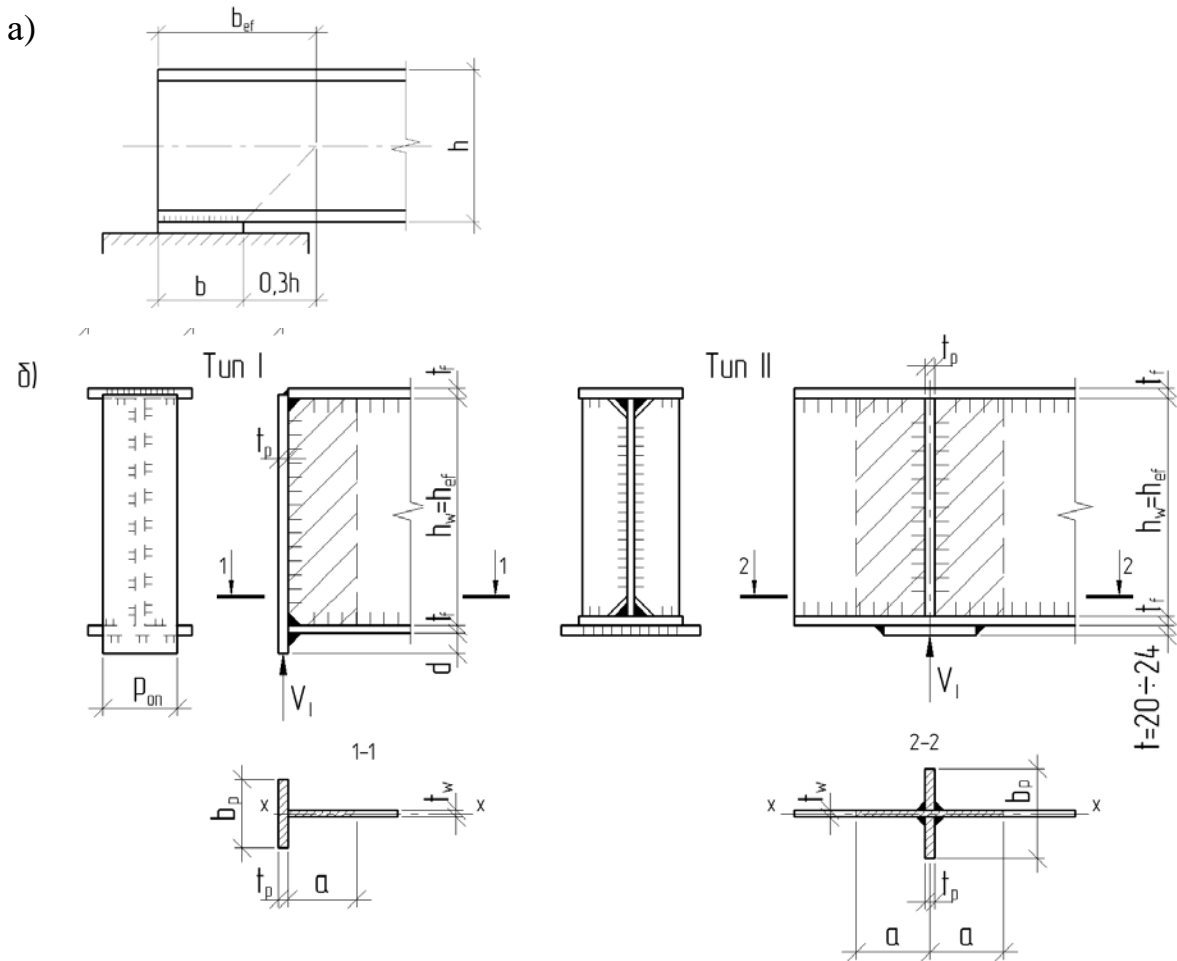


Рис. 3.1.50. Схеми розрахунку опорних частин балок за шарнірною схемою

При наявності опорних ребер типу I або типу II (рис. 3.1.50,б), відповідно до теорії граничних станів, їх необхідно розраховувати на міцність та на стійкість. Ширину опорного ребра призначають: для ребер по типу I за формулою  $b_p \leq b_f$ , а для типу II за формулою  $b_p = 0,5(b_f - t_w)$ .

Нижні торці опорних ребер повинні бути фрезеровані або щільно пригнані чи приварені до нижнього пояса балки. Напруження в розрахунковому перерізі

опорного ребра при дії опорної реакції  $R$  не повинні перевищувати розрахункового опору прокатної сталі змінанню  $R_p$  якщо  $d \leq 1,5t_p$  (рис. 3.1.50.б тип I):

$$\sigma = \frac{R}{A_p} = \frac{R}{b_p t_p} \leq \frac{R_p \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.107)$$

У тих випадках коли  $d > 1,5t$  напружений стан перевіряється за формулою формулою 3.1.108, де  $R_y$ - розрахунковий опір сталі стиску,  $A_p = b_p \times t_p$ ,  $\varphi_x$ –коефіцієнт поздовжнього стиску, який залежить від гнучкості  $\lambda_x$  (формула 3.1.110) і визначається за рекомендаціям додатка Ж.1 (табл. Ж.1) [1]). для типу кривої стійкості С.Основні розміри опорних ребер наведені на рис. 3.1.50.б тип I.

$$\sigma = \frac{R}{A_p \varphi_x} \leq \frac{R_p \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.1.108)$$

$$\lambda_x = \frac{d}{i_x}, \text{ де } i_x = \sqrt{\frac{I_{x_p}}{A_p}}; I_{x_p} = \frac{b_p^3 \times t_p}{12}; A_p = b_p \times t_p \quad (3.1.109)$$

Як що опорні ребра запроєктовані по схемі, яка відповідає типу II, напруження теж не повинні перевищувати  $R_p$  (формула 3.1.108)

Використовуючи формулу 5.108 можна визначити потрібну товщину ребра  $t_p$

$$t_p \geq \frac{R \gamma_n}{b_p \times \gamma_c \times R_p} \quad (3.1.110)$$

Крім забезпечення міцності ребра в зоні контакту з нижче розташованими конструкціями необхідно перевірити загальну стійкість опорного ребра на поздовжній згин з площини стінки балки, як стійку, яка завантажена опорною реакцією  $R$ . Розрахункову довжину стійки слід приймати такою, що дорівнює розрахунковій висоті стінки балки  $h_{ef}$ . і розрахункова площа стійки визначається за рекомендаціями рис. 3.1.50.б:

$$\frac{R \gamma_n}{\varphi_x \times 4\varphi_f \times \gamma_c \times \gamma_y \times R_y} \leq 1 \quad (3.1.111)$$

Визначаємо основні геометричні характеристики:

$$A_{ef} = b_p \times t_p + 0,65t_w \times \sqrt{E/R} \times t_w \quad (\text{тип I});$$

$$A_{ef} = 2 b_p \times t_p + 2(0,65t_w \times \sqrt{E/R}) \times t_w \quad (\text{тип II}).$$

$\varphi_x$  коефіцієнт поздовжнього стиску визначається в залежності від  $\lambda_x$  визначатися за рекомендаціями додатку Ж.1 (табл. Ж.1 [1]).

гнучкість  $\lambda_x = \frac{h_{ef}}{i_x} =$ , а  $i_x = \sqrt{I_x/A_{ef}}$  - радіус інерції;

умовна гнучкість  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} =$

$$I_x = \frac{b_p^3 t_p}{12} + \frac{a t_w^3}{12} = \frac{b_p^3 t_p}{12} + \frac{0,65 t_w^4}{12} \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (\text{тип I});$$

$$I_x = \frac{b_p^3 t_p}{12} + 2 \times \frac{a t_w^3}{12} = \frac{b_p^3 t_p}{12} + 2 \left( \frac{0,65 t_w^4}{12} \right) \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (\text{тип II}).$$

Визначивши всі потрібні параметри ( $A_{ef}$ ,  $I_x$ ,  $i_x$ ,  $\lambda_x$  і  $\varphi_x$ ) можна виконати перевірку стійкості опорного ребра за формулою 3.1.112.

У разі відсутності опорних ребер, як правило це прокатні балки, розрахунковим перерізом стійки є смуга стінки завширшки:  $b$  – при розрахунку на міцність;  $b + 0,3h$  – при розрахунку на загальну стійкість (рис. 3.1.50, а).

Шви, що прикріплюють опорне ребро до нижнього пояса, повинні бути розраховані на дію опорної реакції ( $R$ ). Згідно з вимог табл. 3.1.4. призначається мінімальний катет кутового зварного шва  $k_{fmin}$ , при цьому необхідно враховувати вид з'єднання (таврове з двосторонніми кутовими швами) та вид зварювання (механізований). Максимальний катет не повинен перевищувати  $1,2t_{min}$ , де  $t_{min}$  - мінімальна товщина зі зварювальних товщин ( $t_p$  або  $t_w$ )

З умов міцності необхідний катет вертикальних зварних швів:

$$k_f = \frac{R \gamma_n}{2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} \quad (3.1.112)$$

де  $\beta_f$  - коефіцієнт, що визначається за табл. 3.1.3,  $R_{wf}$  - розрахунковий опір зварного шва по матеріалу шва; розрахункова довжина зварного шва  $l_{wf}$ .

В тих випадках, коли балка приєднується до колони за допомогою використання опорного стільця (рис. 3.1.46.в), необхідно призначити товщину

опорного стільця 27 - 30 мм., верхню гранку стільця та опорне ребро необхідно стругати, а довжина стільця визначається довжиною кутових швів, якими він приварюється до елементів колони (полички або стінка колони):

$$h = l_w + 2mm; \quad l_w = \frac{R \gamma_n}{2 \times k_f \times R_{wf} \times \gamma_{wf} \gamma_c} + 2k_f \quad (3.1.113)$$

Формули (3.1.113) і (3.1.114) забезпечують міцність зварного шва, якщо зварювальний матеріал визначається за вимога додатку Д [1].

Рекомендації при конструюванні вузлів спирання балок на нижче розташовані конструкції :

- торці опорних ребер або плит необхідно обов'язково фрезерувати або пристругувати, щоб забезпечити щільне приєднання по всі поверхні контакту з опорою;
- при шарнірній схемі приєднання балок до колон болти, якими балка фіксується в проектному положенні виконується за допомогою звичайних болтів, які на опорних ребрах необхідно розташовувати нижче середньої лінії балки, вони є не розрахунковими та, як правило, призначаються конструктивно.

### Вузли з'єднання балок

При проектуванні будівель і споруд в якості основного конструктивного елемента, у багатьох проектах, використовують балочні конструкції. У цих випадках необхідно розробляти схеми поєднання балок між собою. Як правило, балки поєднуються між собою під прямим кутом і така схема називається «балковою кліткою». Ця конструктивна схема є основою при влаштуванні покриттів або перекриттів. Існують три основні схеми «балкової клітки» : спрощена схема (рис.3.1.51, а), нормальна схема (рис.3.1.51, б), ускладнена схема (рис.3.1.51, в).

При спрощеній схемі до складу конструкцій входять балки одного типу, які спираються на зовнішні стіни. При проектуванні покриттів або перекриттів за нормальною схемою будівля в плані має сітку колон  $nL \times mB$ , де  $n$  і  $m$  це кількість прольотів ( $L$  - більший розмір) та кількість шагів поперечних рам, а  $L$  і  $B$ , відповідно, прольот балок та їх шаг(рис.3.1.51, а).

При нормальній схемі до складу покриттів або перекриттів входять головні балки, які перекривають проліт  $L$  та другорядні, які виконують функції піднастільних і мають довжину  $B$ . Другорядні балки дозволяють зменшити проліт настилу і, як слідство, його вагу (рис.3.1.51, б). На рис. рис.3.1.51, в наведена ускладнена схема при використанні якої до складу перекриттів входять головні, другорядні та піднастільні балки.

Тип схеми розташування балок вибирається на стадії варіантного проектування і основним критерієм вибору схеми є кінцева вартість об'єкту, яка складається з вартості проєктних дій, інженерних вишукувань, вартості виготовлення, транспортування, монтажу та подальшої експлуатації споруди і вартості матеріалів.

Шарнірні вузли з'єднання балок між собою можна чотирьох видів: спирання балок одна на одну(рис.3.1.52.а), з'єднання балок в одному рівні (рис.3.1.52.б) та понижене (рис. рис.3.1.52.в) або підвищене (рис. рис.3.1.52.г) з'єднання.

Найбільш спрощеним, як з точки зору виготовлення конструкцій так і підчас монтажу, є варіант спирання балок одна на одну; до недоліків цього з'єднання необхідно віднести велику конструктивну висоту перекриття (рис.3.1.52.а). З'єднання виконується на монтажних болтах класу В і С, і вони не розрахункові, болти призначаються конструктивно в межах:  $d_b=16-24$  мм.;  $d_{отв}=19-27$  мм. З'єднання, які наведені на рис 4.33.б -4.33.г можна об'єднати в один тип приєднання другорядних або піднастільних балок з боку до головних чи другорядних балок. При цьому необхідно визначити діаметр і кількість болтів для кріплення балок між собою. Розрахунок ведеться на дію опорної реакції другорядної або піднастільної балки і розмір опорної реакції збільшується на 20% ( $1,2R$ ).

Порядок розрахунку:

- задається діаметр болта ( $d_b=16-24$  мм);
- задається клас міцності (4.6; 4.8; 5.6;5.8) і клас точності (В або С) болтів;
- визначається несуча здатність одного болта з умов роботи його на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \times \frac{\pi^2 d^2}{A} \times n_s \times \gamma_b \times \gamma_n \quad (1.114)$$

та на змінання:

$$N_{bs} = R \times d \times \sum t_{min} \times \gamma_b \times \gamma_n \quad (1.115)$$

(всі потрібні параметри призначаються за вимогами п.п 16.2 [1]).

Потрібна кількість болтів в з'єднанні визначається по його мінімальній несучій здатності (формули 1.114 і 1.115). Основні вимоги до конструювання з'єднань наведені на рис.3.1.54.

Вибір типу вузла з'єднання балок залежить від заданої висоти перекриття.

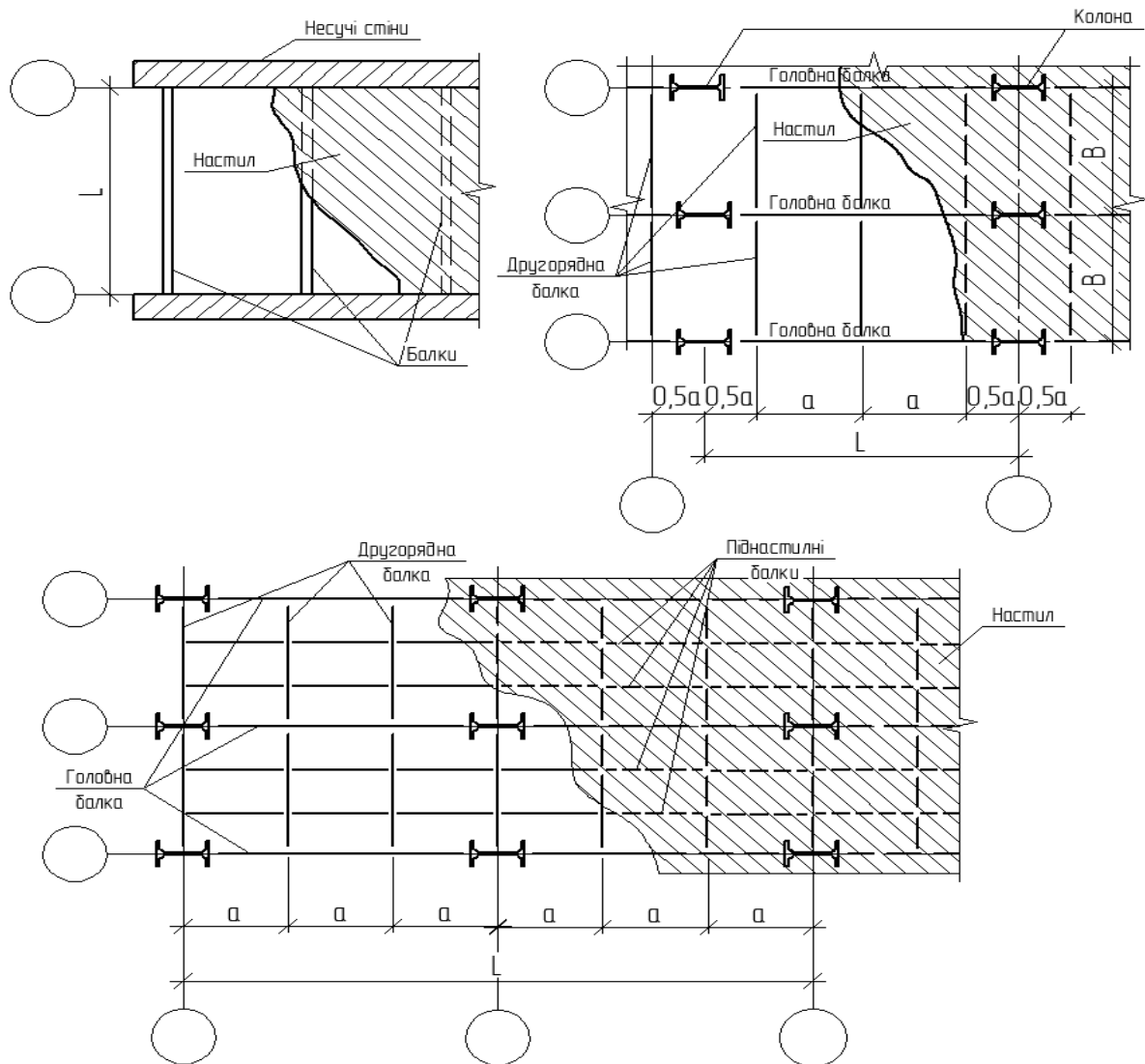


Рис. рис.3.1.51. Схеми «балкових кліток»

а) спрощена схема; б) нормальна схема; в) ускладнена схема

У разі необхідності, а це залежить від прийнятої розрахункової схеми,



другорядні балки можуть приєднуватися до головних «жорстко» і ці вузли наведені на рис.3.1.54.

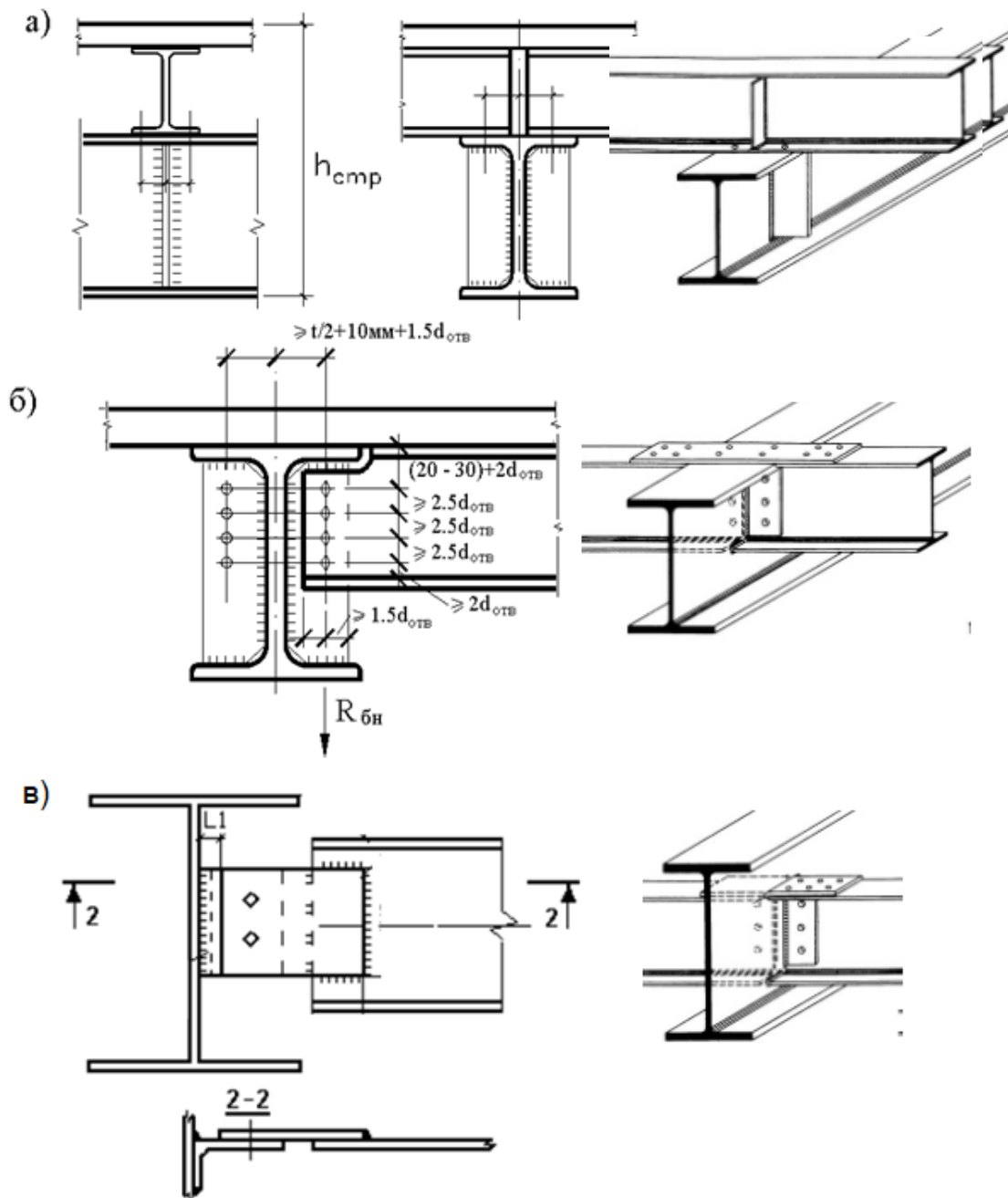


Рис.

### 3.1.52. Шарнірні вузли з'єднання балок.

а) спирання балок одна на одну, б) з'єднання балок в одному рівні,

в) понижене з'єднання

### 3.12. Центрово – стиснуті колони і стійки. Призначення і класифікація колон

Основним конструктивним елементом, який входить до складу каркасу будівель і споруд є колона або стійка. Колони (стійки) – це елемент, у якого два основних габаритних розміри  $b$  і  $h$  ( $b$  і  $h$  відповідно ширина і висота перерізу колони) значно менші третього, яким є висота колони ( $H$ ). Колони сприймають навантаження від вище розташованих конструкцій та передають їх або на нижче розташовані конструкції, або на фундамент і складаються з трьох основних елементів – оголовку колони, стержня та база (рис.3.1.53).

1. Оголовок колони є опорою для вище розташованих конструкцій, сприймає навантаження від цих конструкцій та розподіляє і передає їх на основний конструктивний елемент колони, її стержень;

2. Стержень є основним конструктивним елементом колони;

3. Третьою складовою є база колони, яка забезпечує з'єднання колони з основою та розподіляє навантаження від стержня по поверхні нижче розташовані конструкції, або на фундамент та закріплює колону у фундаменті.

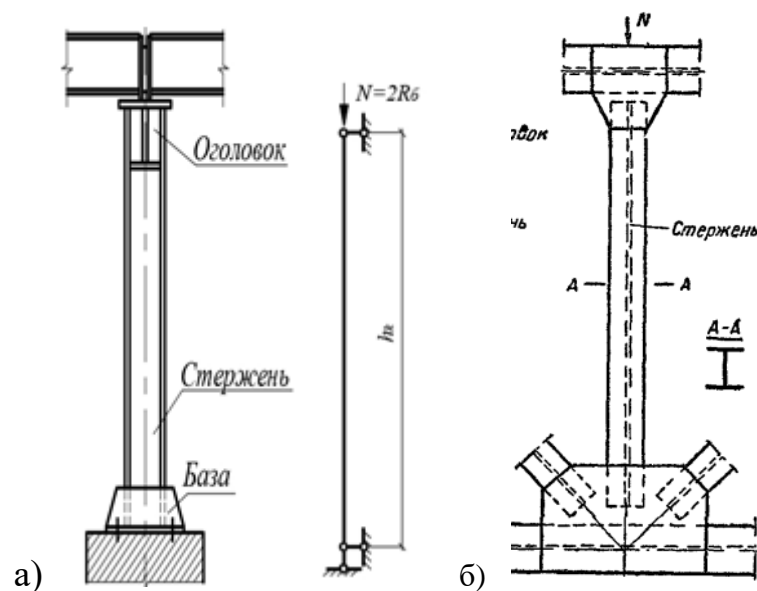


Рис. 3.1.53 Схеми: а) центрально стиснутої колони; б) стержень ферми

В залежності від прийнятої розрахункової схеми, виду діючих навантажень ( $M$ ,  $F$ ,  $q$ ) та місця їх прикладання металеві колони бувають центрально-стиснуті, в

яких повздовжня сила прикладається по осі колони і визиває рівномірний стиск по всій площині перерізу (рис.3.1.54.а) або позацентрово-стиснуті (рис.3.1.54.б) чи стиснуто-зігнуті колони (рис. 3.1.54.в), які окрім повздовжнього стиску також працюють і на згин.

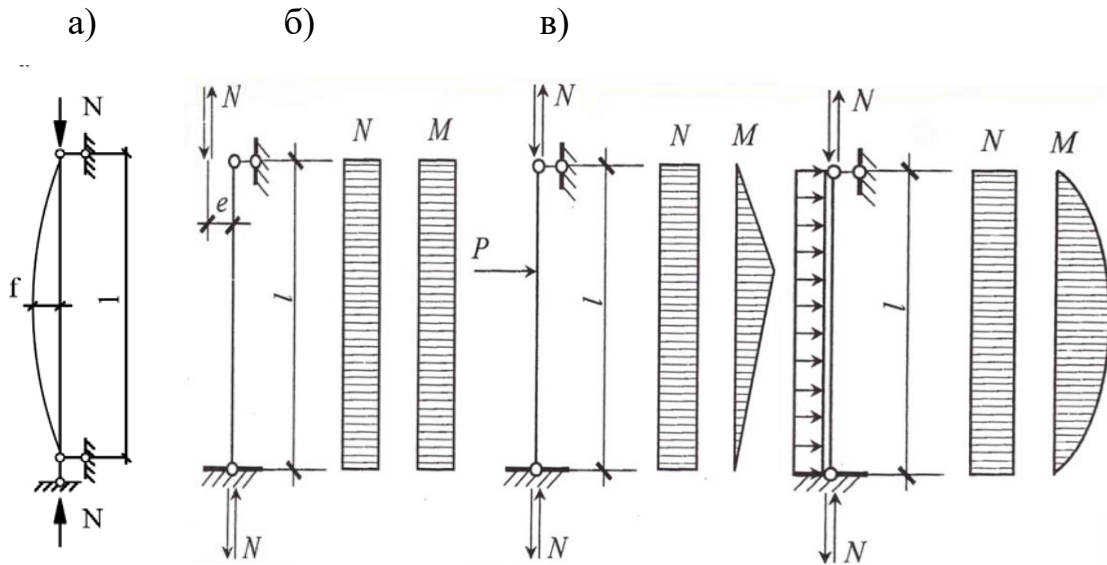


Рис. 3.1.54 Розрахункові схеми колон:

а) центрально-стиснуті ; б) позацентрово-стиснуті; в) стиснуто – зігнуті колони

В залежності від висоти будівлі та технологічного процесу в середині будівлі та місця прикладання навантаження (місць приєднання до колони інших конструкцій) колони поділяються на колони постійного (рис. 3.1.55,а) або змінного по довжині перерізу (рис. 3.1.55,б).

Колони постійного перерізу використовуються в будівлях висотою до 10 м і які можуть бути обладнані підвісними або мостовими електричними кранами вантажністю до 15 т. При кранах більшої вантажності використовують колони змінного перерізу в яких верхня частина (надкранова), як правило має суцільний переріз (зварний двотавр), а нижня частина (підкранова) облаштовується для сприйняття навантажень від мостових електричних кранів (рис. 3.1.56, б-в). При ширині перерізу нижньої частини колони до 1 м. її переріз може бути суцільним, а при більшій ширині, як правило, наскрізний.



Рис. 3.1.55 Конструктивні схеми колон суцільного перерізу:

а) постійного по довжині перерізу, б) колони зі змінним по довжині перерізом

В будівлях невеликої висоти, які необхідно облаштувати кранами великої вантажності проєктують роздільні колони (рис. 3.1.56,в), в яких використовують окремо розташовані (на власних фундаментах) шатрові та підкранові стояки постійного перерізу. Для забезпечення стійкості даного типу колон в площині рами стояки поєднуються між собою гнучкими в'язами.

В залежності від типу перерізу колони можуть мати або суцільний (рис. 3.1.57), або наскрізний переріз (рис. 3.1.58). Для колон з суцільним перерізом всі головні осі є матеріальними.

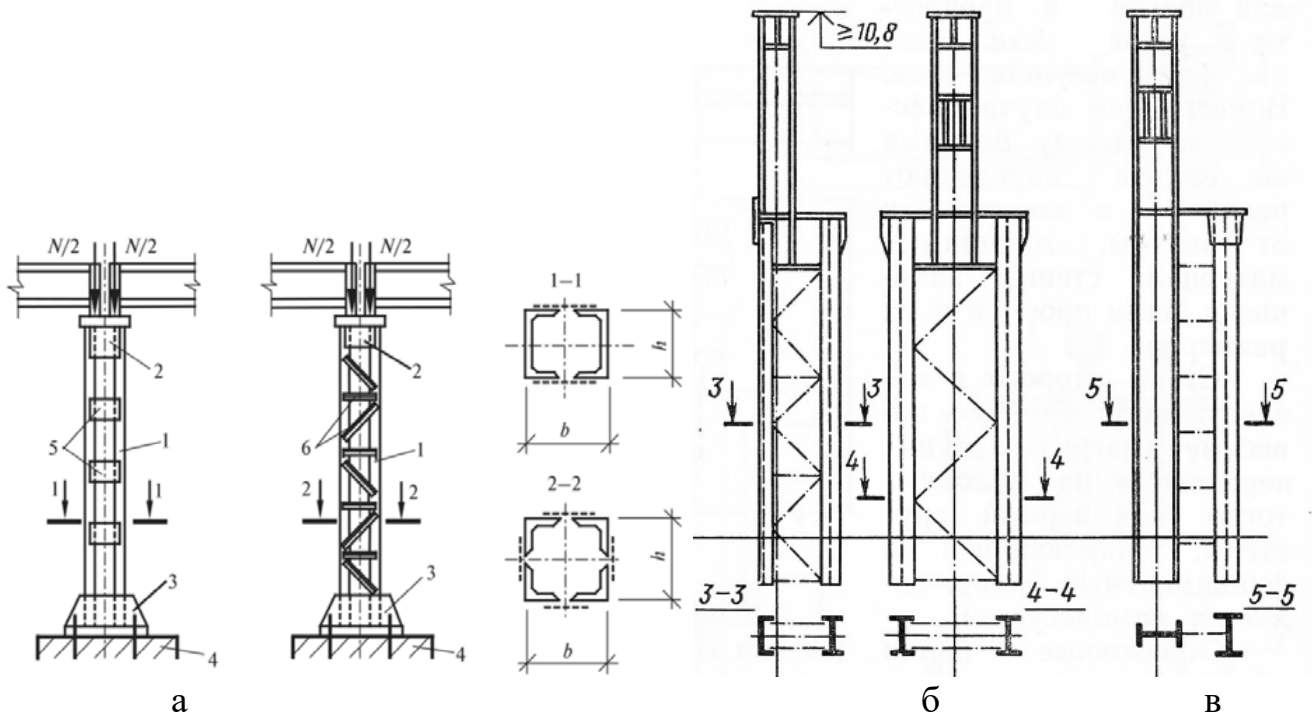


Рис. 3.1.56 Конструктивні схеми наскрізних колон: а) постійного по довжині перерізу, б) колони зі змінним по довжині перерізом, в) роздільні колони

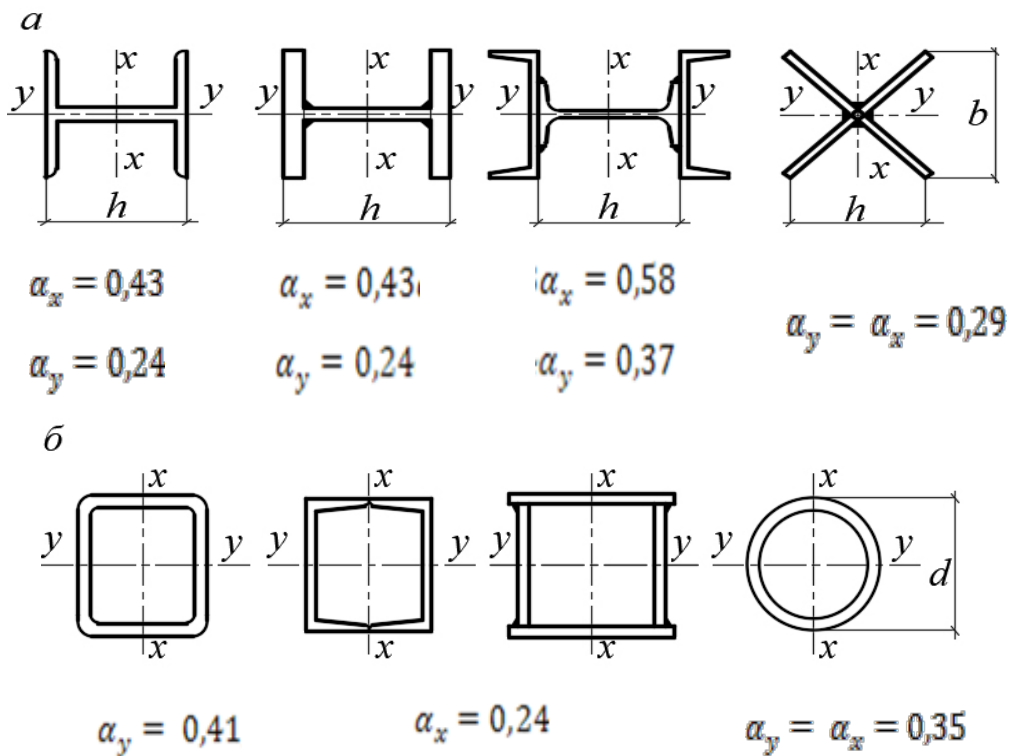


Рис. 3.1.57 Типи перерізів суцільних центрально стиснутих колон: відкриті (а), замкнуті (б)

На рис. 3.1.59 наведено різні схеми грат, які поєднують окремі гілки наскрізної колони в єдиний переріз і це забезпечує їх сумісну роботу. Довжина панелі - відстань між точками кріплення грат до гілок. Кут нахилу грат розкісної решітки приймається в межах  $40^{\circ} - 50^{\circ}$ . Кількість площин, в яких розташовуються грати показана на перетинах пунктиром.

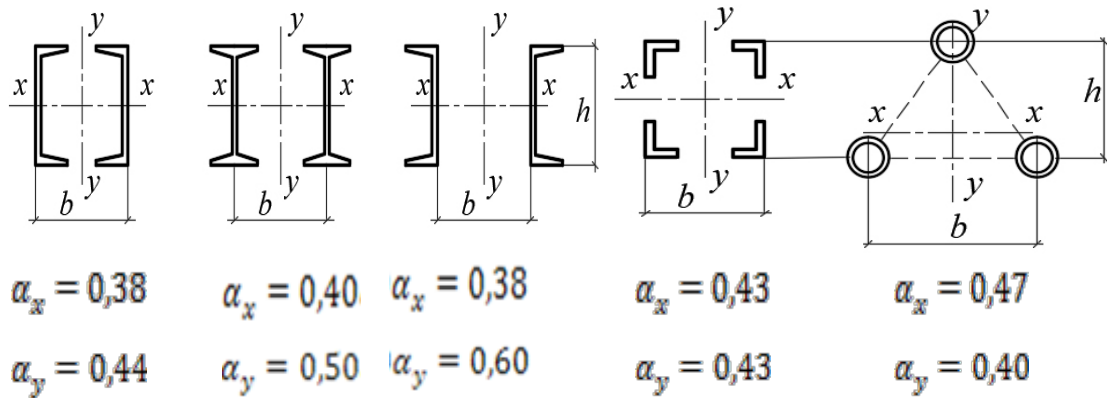


Рис. 3.1.58 Типи перерізу наскрізних центрально стиснутих колон

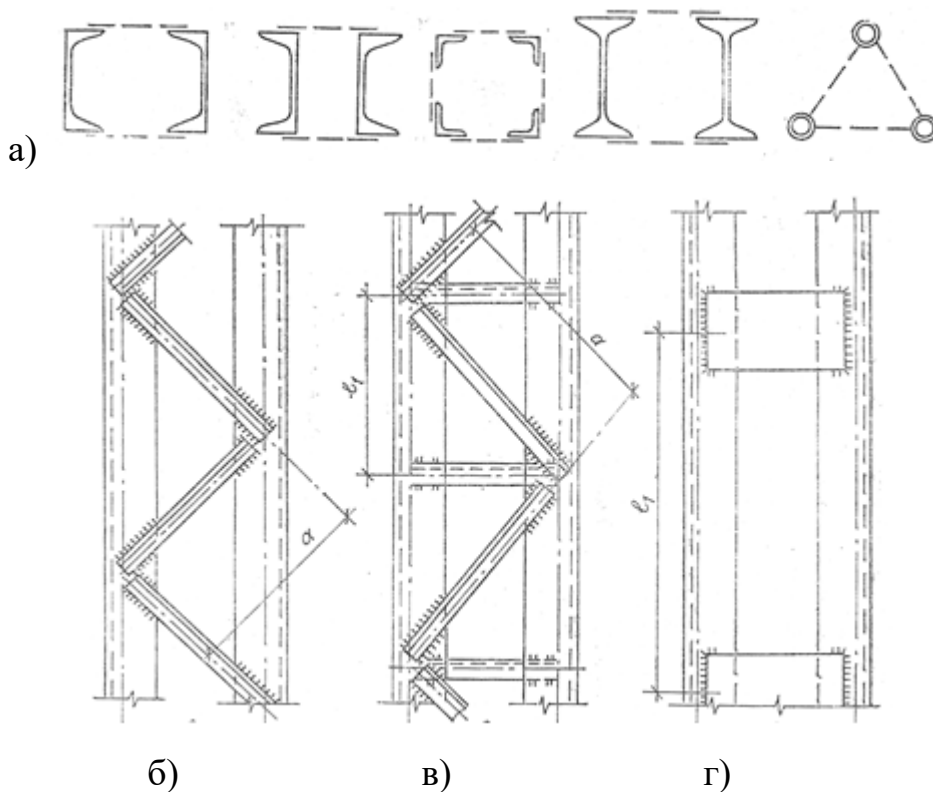


Рис. 3.1.59 Типи планок і грат наскрізних колон (а), розкісні грати (б), розкісні грати з додатковими стійками, гілки з планками (г)

Вибір типу перерізу колони необхідно визначати за результатами техніко - економічної оцінки різних варіантів. При цьому необхідно звернути увагу, що довгі та слабко навантажені колони, для забезпечення їх загальної стійкості, раціонально проектувати з використанням наскрізних перерізів.

### 3.13. Центрово – стиснуті колони і стійки. Стійкість металевих стержнів

У металевих конструкціях прикладами центрово-стиснутих стержнів є колони, стійки, стиснуті елементи ферм і ін.

Центрально-стиснутою називається колона, в якій вісь дії зосередженої сили  $F$  співпадає з центром ваги перерізу і, як правило, переріз таких колон є симетричним.

Особливістю таких колон є рівномірний розподіл стискаючих напружень по всьому перерізу. Розглянемо основні положення розрахунку центрально стиснутих колон. За теорією опору матеріалів відомо, що центрально - стиснутий елемент може втратити несучу здатність (чинити опір діям зовнішніх навантажень) у разі наступу одного з двох граничних станів: або за рахунок втрати міцності, або за рахунок втрати стійкості.

Як правило, втрата міцності відбувається на коротких стержнях, які використовувались при зведенні будівель до кінця XVIII сторіччя. У цьому випадку несуча здатність центрально стиснутого елемента може бути вичерпана так само як і в елементах, які працюють на розтяг, якщо  $\sigma_{max} = N/A \leq (R_y \gamma_c) / \gamma_n$ .

Поява металевих конструкцій дозволила зводити легкі і ажурні конструкції і проектувальники стикнулись з проблемою стійкості конструкцій, коли напруження в перерізах стислих елементів не перевищують межу пропорційності сталі але її не можна експлуатувати тому що вона втрачає свою прямолінійну форму. Ця проблема має відношення до проектування довгих стержнів, в яких  $b$  і  $h$  значно менше ніж їх висота  $H$ . Довгі стержні, як правило, втрачають свою несучу здатність за рахунок втрати стійкості, Ця проблема має надто велике значення. Статистика свідчить, що втрата стійкості є основною причиною більш ніж 40% аварій металоконструкцій.

Нестійке положення стержня характеризується тим, що при будь-якому невеличкому відхиленні стержня від початкової прямолінійної форми відбувається

швидко збільшення його криволінійності, а після припинення дії сили елемент не повертається в первісне положення.

Існує дві різні форми втрати стійкості конструкції. Конструкція, як міцне тіло, може втратити стійкість свого положення. Це обумовлено тим, що положення споруди чи окремої конструкції у складі споруди на землі може бути нестійким але зберігає при цьому взаємне розташування окремих частин та їх конфігурацію. У цьому випадку ми говоримо про статичну втрату стійкості

Друга, достатньо об'ємна, категорія втрати стійкості пов'язана зі стійкістю внутрішнього напруженого стану в конструкція від дії зовнішнього навантаження. У цьому випадку відбувається втрата стійкості своєї первісної форми (вигін стержня).

Стержень знаходиться в стійкому стані в тому випадку, якщо при відхиленні від початкового прямолінійного стану стискаючою силою він відновить свою прямолінійну форму після припинення її впливу.

Перш ніж почнемо розглядати стійкість сталюго стержня необхідно звернути увагу на те, що вперше цю задачу вирішив Л.Ейлер визначивши силу, при якій шарнірно закріплений на кінцях стержень може втратити стійкість або втратити свою прямолінійну форму (рис. 3.1.60). Навантаження, при якому одночасно з прямолінійною формою рівноваги стержня виникає криволінійна форма рівноваги, називають критичною силою ( $N_{cr}$ ), а відповідне їй напруження в перерізі стержні – критичним ( $\sigma_{cr}$ ). З моменту настання критичного стану до моменту втрати стійкості стержня деформації нарастають у край швидко і запобігти їм неможливо. Тому критичний стан для стержнів завантажених стискаючою силою, яка прикладена в центр ваги перерізу є граничним.

Для запобігання втрати стійкості повинні виконуватися умови:

$$N < N_{cr} \quad \text{чи} \quad \sigma \leq \sigma_{cr} \quad (3.1.116)$$

де  $N$  і  $\sigma$  – розрахункові зусилля і напруження у стержнях.

Для центрово-стиснутого пружного стержня із шарнірним закріпленням на кінцях (рис. 3.2.8, а) критичну силу визначають по формулі Ейлера:



$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}, \quad (3.1.117)$$

де  $E$  – модуль пружності,  $I$  – мінімальний момент інерції перерізу;  $l$  – відстань між точками закріплення стержня.

Критичне напруження

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A},$$

де  $A$  – площа перерізу стержня.

З огляду на те, що радіус інерції  $i = \sqrt{I/A}$ , а гнучкість стержня  $\lambda = l/i$ , формула для критичних напружень має вигляд:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2 \quad (3.1.118)$$

Висновок формули Ейлера заснований на застосуванні диференціального рівняння пружної лінії і вона справедлива лише в тому випадку, коли справедливий закон Гука, тобто поки критичне напруження не перевищує межі пропорційності  $\sigma_E$ , а модуль пружності  $E = \text{const}$ . Область застосування формули Ейлера обмежується гнучкістю  $\lambda_e$ :

$$\pi^2 E / \lambda^2 \leq \sigma_E, \lambda_e \geq \pi \sqrt{E / \sigma_E}.$$

Для маловуглецевої сталі Ст3:

$$\sigma_E \cong 200 \text{ МПа}, \quad \lambda_e \geq \pi \sqrt{2,1 \cdot 10^5 / 200} \cong 102.$$

У менш гнучких стержнях втрата стійкості прямолінійної форми відбувається при розвитку пластичних деформацій. Експериментально і теоретично встановлено, що для таких стержнів дійсні критичні напруження нижче значень, які визначаються за формулою Ейлера (рис. 3.1.60, б). Лінія Ейлера

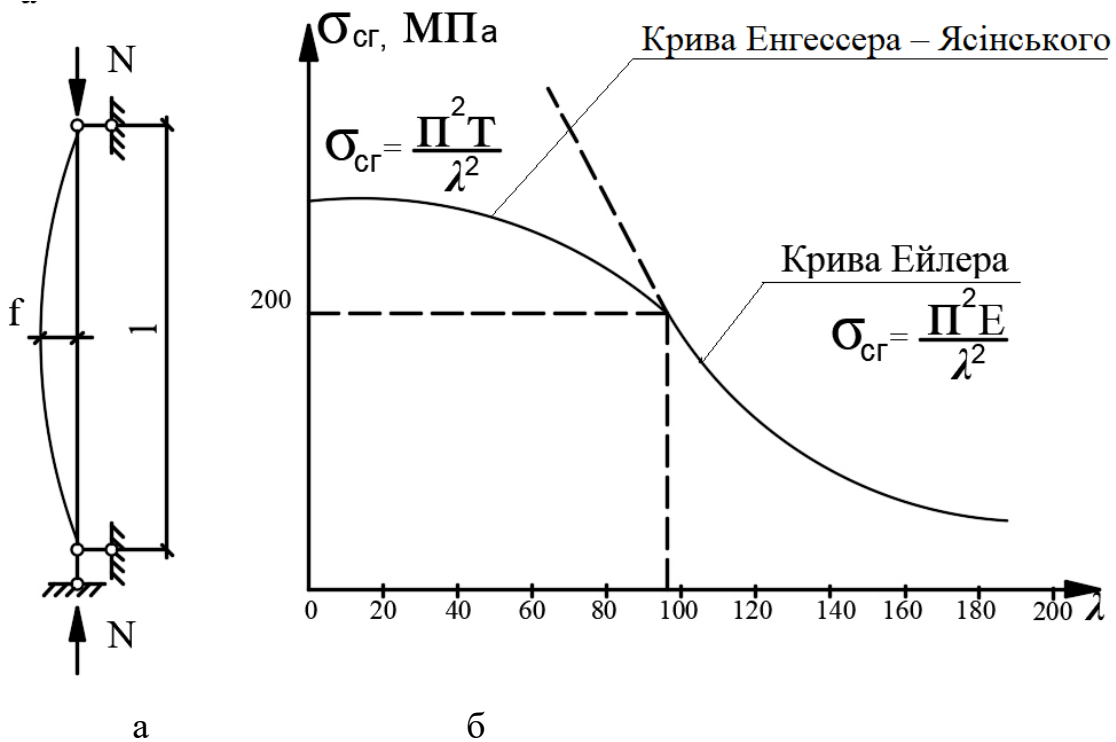


Рис. 3.1.60 Розрахункова схема стиснутого стержня (а) і графік залежності критичних напружень в стержні від гнучкості при повздовжньому згині (б)

Для обчислення критичних напружень при гнучкості стержня  $\lambda < \lambda_e$  користуються формулою, яка аналогічна формулі Ейлера, в якій замість постійного модуля пружності  $E$  приймається перемінний приведенний модуль  $T$  (модуль Енгессера – Ясінського). Для звичайних мало вуглецевих сталей на рис.3.1.60 модуль Енгессера – Ясінського відповідає кривій Енгессера – Ясінського, гнучкість знаходиться у межах від 0 до 100. Використовуючи приведенний модуль пружності  $T$ , заміняють досліджуваний стержень, що частково працює в пружній, а частково в пружньопластичній стадіях, еквівалентним йому однорідним стержнем, для якого

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2 \quad (3.1.118)$$

Чисельне значення  $T$  встановлюють за результатами теоретичних розрахунків і за результатами експериментів.

Залежність критичних напружень від гнучкості стержня в межах  $0 \leq \lambda \leq \lambda_e$  на рис. 3.1.60.

позначена кривою «а – б» і називається кривою «Енгесера – Ясінського»

Для практичних розрахунків сталевих стержнів на стійкість в [1] прийнята формула

$$\sigma_{max} = \frac{\gamma_n N}{\varphi A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.119)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, його можна розглядати, як коефіцієнт зменшення розрахункового опору сталі при центральному стиску і він дорівнюється:

$$\varphi = \sigma_{cr} / R_y \quad (3.1.120)$$

Цей коефіцієнт у практику проєктування ввів Ясинський і аналіз цього коефіцієнта дозволяє зробити наступні висновки

- коефіцієнт  $\varphi$  є безрозмірний;

-у зв'язку з тим, що несуча здатність стиснутого елемента обмежена міцністю матеріалу коефіцієнт  $\varphi$  змінюється в межах від одиниці до нуля (теоретичні значення критичних напружень можуть бути безмежними, та практично  $\sigma_{cr}$  не може перевищувати межу текучості  $\sigma_t$ );

Необхідно звернути увагу на те, що в існуючих норма [1] величина коефіцієнта  $\varphi$  залежить від умовної гнучкості стержня  $\bar{\lambda}$ , яка залежить не тільки від гнучкості  $\lambda$ , але і від міцності сталі  $R_y$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.1.121)$$

Це пов'язано з тим, що в природі не існує «абсолютно прямолінійних стержнів» і не можливо забезпечити прикладання навантаження у центр ваги перерізу стержня; окрім цього конструкції завжди мають початкові недосконалості, які залежать від рівня технології виготовлення та монтажу конструкцій в країні. В Державних нормативних документах ці фактори враховані при визначенні  $\varphi$ . Крім цього необхідно звернути увагу на те, що для елементів, які працюють на стис або позацентровий стик використання сталей підвищеної або високої міцності теоретично дозволяє зменшувати переріз цих елементів, але у цьому випадку вплив означених вище факторів підвищує ризик втрати стійкості. Це приводить до того, що коефіцієнт  $\varphi$  зменшується, а це знижує ефект використання даних класів сталі.

Більш детально особливості визначення коефіцієнта стійкості  $\varphi$  необхідно визначати за п. п. 8.1.3-8.1.6 [1].

### 3.14. Розрахункові довжини стиснутих стержнів. Гнучкість

Перш ніж продовжити розглядати питання забезпечення стійкості центрально стиснутих металевих колон необхідно звернути увагу на те, що Л.Ейлер визначив критичну силу тільки для стержня, який має шарнірне закріплення на обох кінцях і сила прикладена на опорах.

В практичних задачах закріплення можуть бути іншими і схеми прикладання навантажень можуть бути різними (рис 3.1.61).

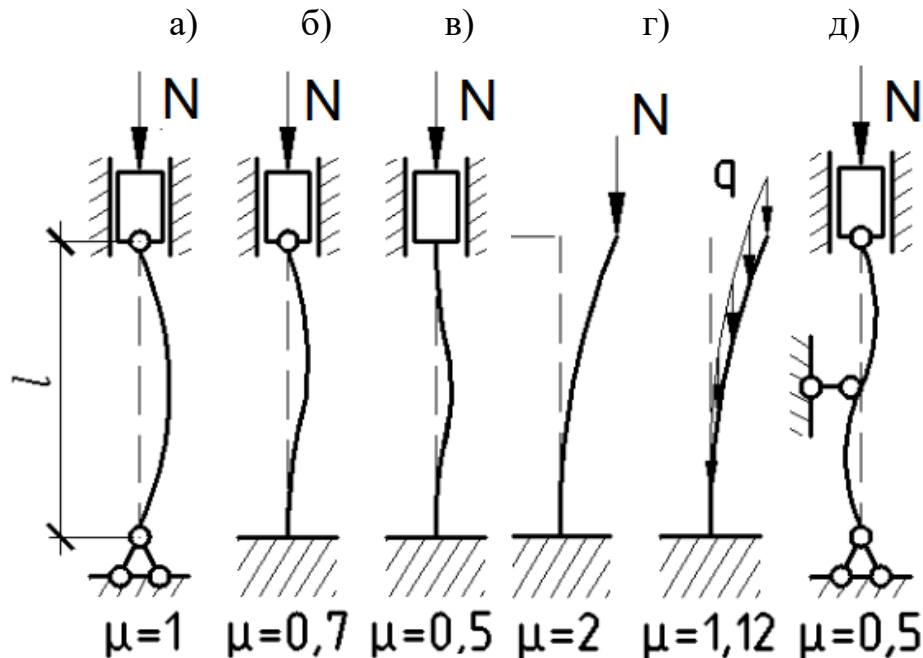


Рис. 3.1.61 Розрахункові довжини і коефіцієнти приведення довжин стержнів до довжин стержнів: а) стержень із шарнірним закріпленням кінців; б) стержень, на одному кінці закріплений шарнірно, на другому - жорстко; в) стержень, жорстко закріплений на обох кінцях; г) стержень, жорстко закріплений з одного кінця; д) інші можливі види закріплення стержнів на кінцях

Професор Ясинський Ф.С. узагальнив формулу критичної сили Ейлера для інших випадків закріплення стержня, увівши поняття розрахункової чи приведеної

довжини стержня:  $l_{ef} = \mu l$ , де  $\mu$  – коефіцієнт приведення геометричної довжини  $l$  до розрахункової довжини  $l_{ef}$ .

Розрахунковою або приведеною довжиною стиснутого стержня з будь-яким видом закріплення кінців і з будь-яким способом прикладання навантаження називають довжину шарнірно закріпленого центрально-стиснутого стержня (рис. 3.1.61, а), який втрачає стійкість при тій же критичній силі, що і розглядаємий стержень.

В тих випадках, коли навантаження прикладається до кінцівок стержня, а геометричні характеристики  $i_x$  і  $i_y$  ( радіуси інерції відносно головних осей) незмінні, коефіцієнти  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  наведені на рис. 3.1.61. В більш складних випадках, коли навантаження прикладаються в інших місцях або умови закріплення на кінцівках не відповідають класичним схемам, чи радіуси інерції не є постійними по всій довжині стержня коефіцієнти визначаються за рекомендаціями п.п. 13.3 та за додатком Р [1]

Виходячи з цього, гнучкість стержня при будь-яких способах закріплення визначається з використанням  $l_{ef}$ .

$$\lambda = l_{ef} / i. \quad (3.1.122)$$

Перевірку несучої здатності центрально – стиснутих металевих колон необхідно виконувати відносно всіх головних осей. Це пов'язано з тим, що як умови закріплення конструкції в цих напрямках можуть бути різними, так і радіуси інерції перерізу можуть бути різними.

Для існуючих перерізів може бути дві або чотири головні осі (рис. 3.2.5). У тому випадку, коли головних осей дві необхідно визначати  $\mu_x$  і  $\mu_y$ , які можуть бути як менш, так і більш одиниці. Приведені довжини  $l_{efx}$ ,  $l_{efy}$ . визначаються за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x h_k, \quad l_{ef,y} = \mu_y h_k, \quad (3.1.123)$$

де  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  - коефіцієнти приведення геометричної довжини до розрахункової довжини, що залежать від способу закріплення колони по кінцях;  $h_k$  - геометрична висота колони, яка дорівнюється відстані між точками її закріплення.

Якщо зусилля прикладаються до кінців стержня, то під розрахунковою довжиною розуміють довжину половини хвилі синусоїдальної кривої, по якій стержень втрачає стійкість (рис. 3.1.61, б-г).

Для практичних розрахунків обчислюють не критичні напруження, а коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi$ , який дорівнюється співвідношенню критичного напруження  $\sigma_{cr}$  до розрахункового опору матеріалу  $R_y$ :  $\varphi = \sigma_{cr} / R_y$ .

Тоді умова стійкості стиснутого стержня може бути представлена в наступному вигляді:  $\sigma \leq \sigma_{cr}$ ,  $\sigma \leq R_y \varphi$ ,  $\sigma = N / A \leq R_y \varphi$ .

Розрахункова формула має вид:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.1.124)$$

### 3.15. Конструкція, підбір перерізу і перевірка несучої здатності суцільних колон, забезпечення місцевої стійкості елементів перерізу

Розрахункова схема колони являє собою стержень, який шарнірно або жорстко закріплений по кінцях і завантажений центрально прикладеною силою. Спосіб закріплення по кінцях залежить від конструктивного рішення вузлів сполучення колони з ригелем і фундаментом (рис. 3.1.62). Осьове зусилля в колоні визначають як суму опорних реакцій розташованих вище конструкцій.

Розрахункові довжини колони встановлюють, як правило, у двох головних площинах згідно (3.1.123).

Підбір перерізу суцільної колони починають з визначення необхідної площі поперечного переріза:

$$A_{mp.} = \frac{N \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (3.1.125)$$

де  $\varphi$  - коефіцієнт повздовжнього згину, приймається орієнтовно  $0,8 \div 0,6$  (для гнучкості  $\lambda \approx 60 \div 80$ ).

Для прийнятої гнучкості обчислюють необхідні радіуси інерції:

$$i_{x,mp.} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}, \quad i_{y,mp.} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda}. \quad (3.1.126)$$

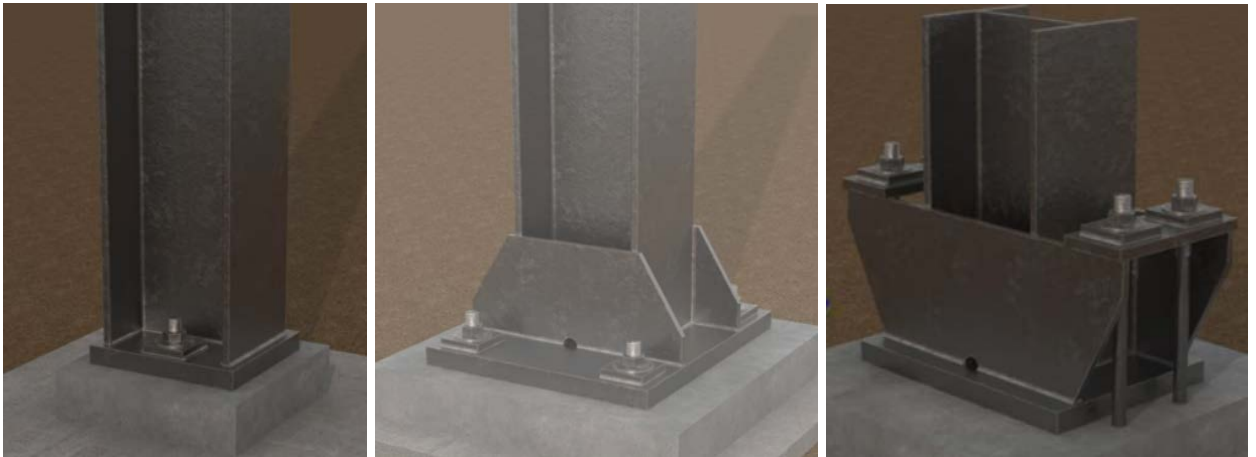
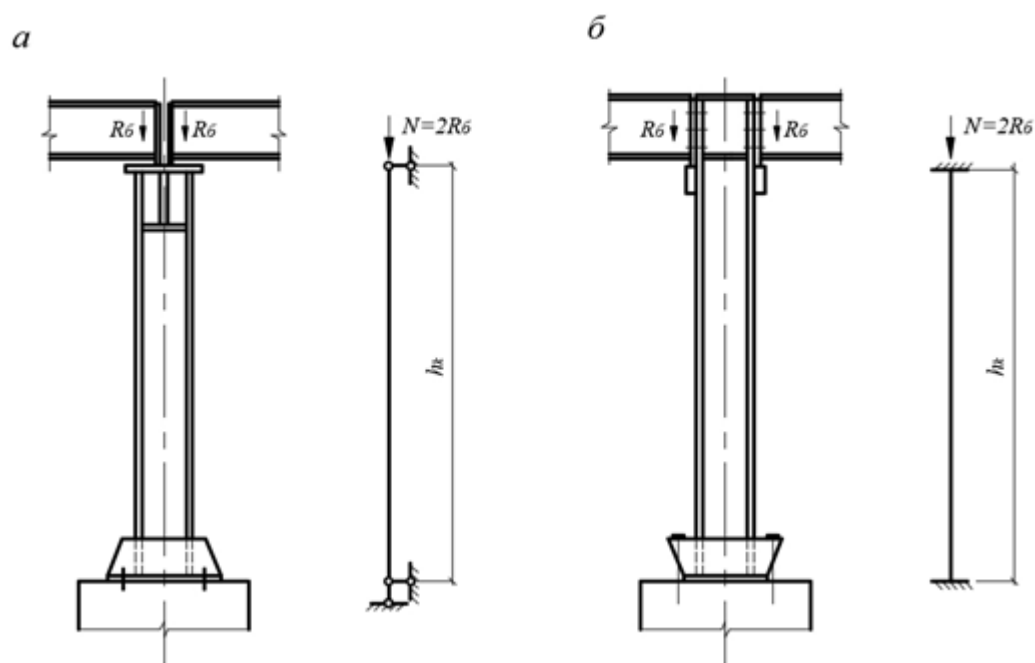


Рис. 3.1.62 Конструктивні і розрахункові схеми колон:

- а) при шарнірному кріпленні балок до колони і колон до фундаменту;  
 б) при жорсткому кріпленні балок до колони і колон до фундаменту

Використовуючи відповідні співвідношення між габаритами перерізу і радіусами інерції, визначають габарити:

$$h = \frac{i_x}{\alpha_x}, \quad b = \frac{i_y}{\alpha_y}. \quad (3.1.127)$$

Коефіцієнти  $\alpha_x, \alpha_y$  залежать від прийнятого перерізу ( рис. 3.1.57 і 3.1.5).

По площі  $A_{mp}$  і габаритам  $h$  і  $b$  komponують переріз, приймаючи товщину стінки мінімальною з умови забезпечення її місцевої стійкості ( $h/t \leq 80$ ).

Загальну стійкість колони перевіряють по формулі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.1.128)$$

Для визначення напружень  $\sigma$  варто обчислити:

$$i_x = \sqrt{I_x / A}, \quad i_y = \sqrt{I_y / A}, \quad (3.1.129)$$

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

Необхідно також перевірити умову  $\lambda_{max} \leq \lambda_u$  і  $\lambda_u$  визначають по таблиці 13.9.

[1].

Місцева стійкість полицок і стінки суцільної колони буде забезпечена, якщо

$$\sigma_{cr,loc} \geq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.1.130)$$

де  $\sigma_{cr,loc}$  - критичне напруження, яке виникає під час втрати місцевої стійкості стінки і полицок. Стійкість цих елементів перевіряється як стійкість пластин.

Для оцінки місцевої стійкості стінки і полицок перерізу введено поняття розрахункової висоти стінки  $h_{ef}$  та розрахункового звісу полицки  $b_{ef}$ .



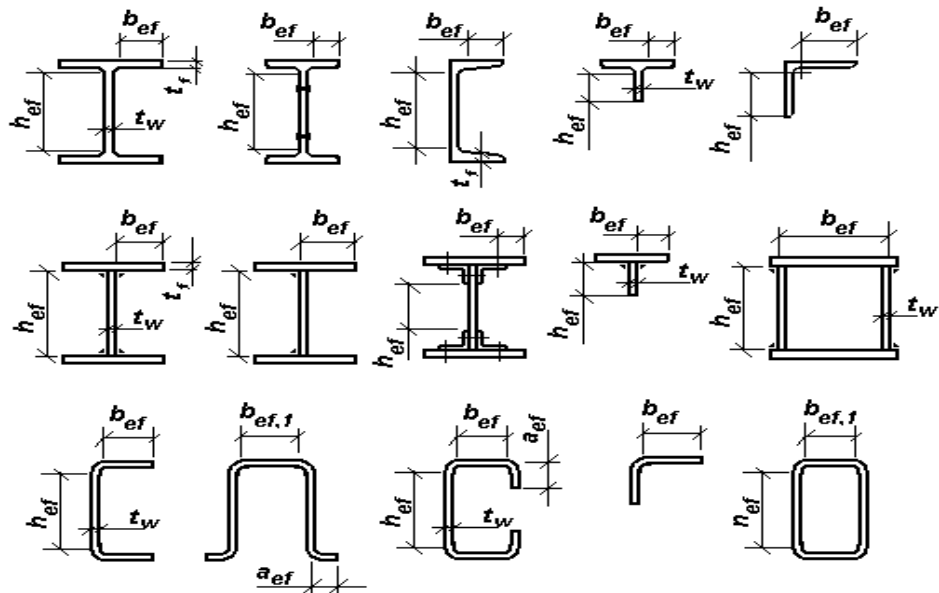


Рис. 3.1.63 Розрахункові розміри елементів перерізів

У загальному випадку для стінки або полиці критичні напруження мають вигляд:

$$\sigma_{crloc} = c_1 E (t_w / h_{ef})^2 \text{ або } \sigma_{crloc} = c_2 E (t_f / b_{ef}) \quad (3.1.131)$$

де  $c$  – коефіцієнт, що залежить від виду закріплення пластинки;

$E$  – модуль пружності сталі;

$t_w$  і  $t_f$  – товщини стінки і полицок.

Місцеву стійкість стінки центрально-стиснутого елемента суцільного перерізу

слід вважати забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$

не перевищує значення граничної умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_{uw}$ , що визначається за формулами табл. 8.3 [1].

Місцеву стійкість поясного листа (полиці) центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу слід вважати забезпеченою, якщо значення умовної гнучкості

звису пояса (полиці)  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  не перевищує значення граничної умовної

гнучкості звису  $\bar{\lambda}_{uf}$ , що визначається за формулами табл. 8.4 [1].

Стінки центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу (колон, стійок,

опор тощо) при значеннях умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$ , як правило, слід укріплювати основними поперечними ребрами жорсткості з кроком від  $2,5 h_{ef}$  до  $3,0 h_{ef}$ ; окрім цього, на кожному відправному елементі повинно бути не менше як два ребра жорсткості (рис. 3.1.64).

У стінці, підкріпленій тільки основними поперечними ребрами жорсткості, ширина їх виступаючої частини  $b_h$  повинна бути не меншою за  $h_{ef}/30 + 40$  мм для парного симетричного ребра, і не меншою за  $h_{ef}/20 + 50$  мм для одностороннього ребра; товщина ребра  $t_s$  повинна бути не меншою за  $2b_h \sqrt{R_y/E}$ .

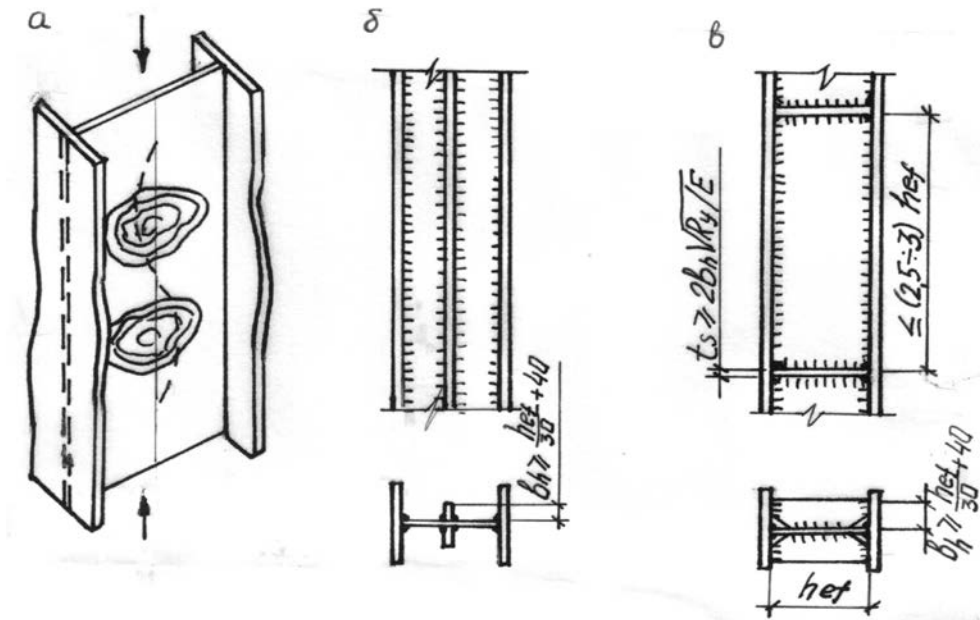


Рис. 3.1.64 Стійкість стінки та полицок колон суцільного перерізу.

а) деформації при втраті стійкості полицок і стінки колони;

б) подовжнє ребро в стінці; в) поперечні ребра

Стінки допускається підкріплювати односторонніми поперечними ребрами жорсткості, виконаними з одиночних кутиків, що приварюються до стінки по перу. Вимоги при використанні такого ребра повинні відповідати в вимогам п. 8.3.3 [1].

### 3.16. Конструкція й особливості роботи наскрізних колон.

#### Приведена гнучкість. Розрахунок перерізу колони, планок і ґрат

Основною перевагою наскрізних колон є можливість створювати переріз, в якому буде виконуватись умова рівності жорсткості колони відносно всіх головних осей (рис. 3.1.65). Наскрізні колони, як правило, дозволяють відтворити економічний з точки зору ваги переріз, але більш трудомісткий при виготовленні. Найбільш частіше використовують наскрізні колони, які компонуються або з двох швелерів, полицки які повернуті в середину перерізу, або з двох двотаврів. Переріз, який компонуються з чотирьох кутиків використовують, як правило, в стиснутих елементах великої довжини ( щогли та вежі ), які потребують значної жорсткості в обох напрямках. У цьому перерізі решітка відтворюється у двох площинах.

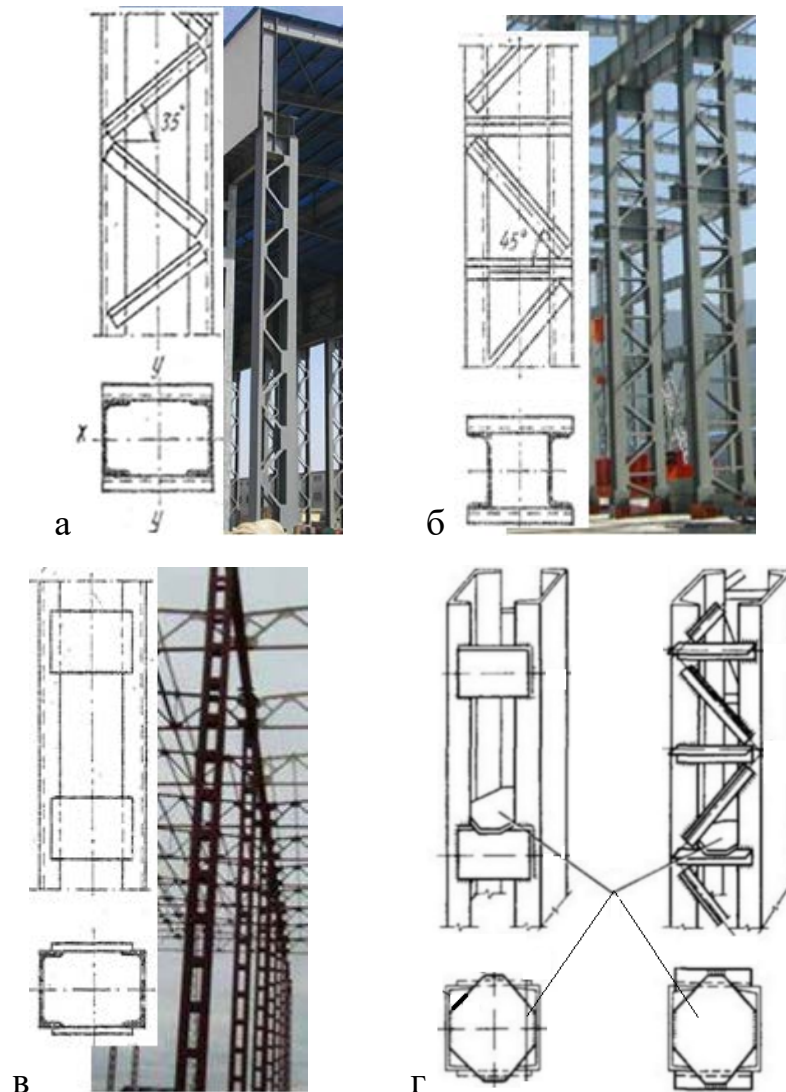


Рис.3.1.65. Решітки наскрізної колони:

*а – трикутна; б – трикутна з розпірками; в – решітка на планках; г - діафрагми*

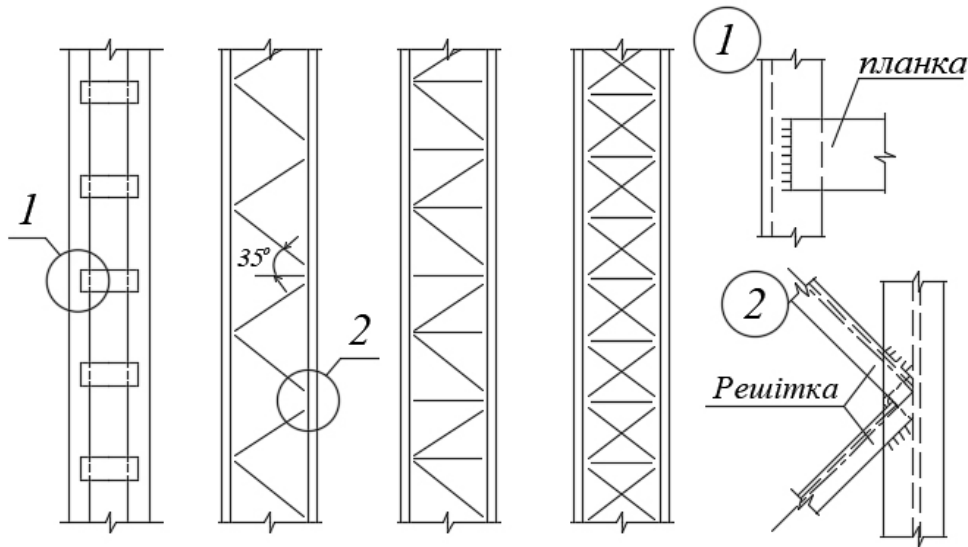


Рис. 3.1.66 Типи планок і ґрат наскрізних колон

Підбір перерізу наскрізної колони необхідно починати з визначення перерізу окремої гілки відносно матеріальної осі використовуючи формулу (3.1.125).

В центрально стиснутих колонах переріз колони складаються з однакових гілок, тому гілка в колонах, в яких переріз складається з двох гілок відносно матеріальної осі  $x-x$  (рис.3.1.58) розраховується як центрально стиснутий стержень суцільного перерізу на дію сили  $F_I = 0,5 F$ . Розрахункова формула має вигляд:

$$\sigma_{\max} = 0,5 \times \frac{F \times \gamma_n}{\varphi \times A_e \times R_y \times \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1.132)$$

де  $F$ - зусилля, яке виникає в колоні від дії зовнішнього навантаження;  $A_e$  – площа перерізу гілки колони; коефіцієнт  $\varphi$  залежить від гнучкості  $\lambda_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$ , де  $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$  ( $i_x$  - радіус інерції гілки відносно матеріальної осі). Порядок підбору перерізу гілки центрально стиснутої наскрізної колони виконується відповідно до алгоритму, який наведено в розділі 3.15.

Типи перерізу наскрізних колон наведено на рис. 3.1.65, а типи ґрат або планок, що з'єднують між собою гілки наскрізної колони, представлені на рис. 3.1.66.

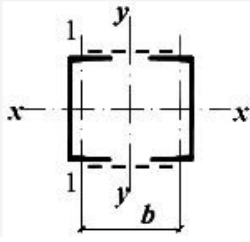
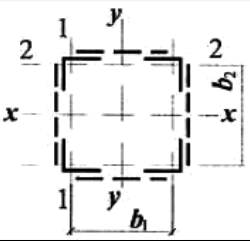
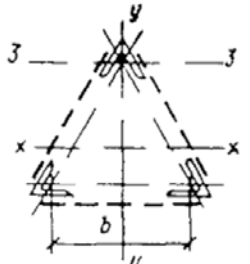
Вісь  $x$ , що перетинає гілки, називають матеріальною, вісь  $y$  – вільною. Гнучкість колони щодо матеріальної осі визначають як для суцільної колони

$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}$ , а гнучкість щодо вільної осі завжди більше теоретичної  $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$  за

рахунок податливості планок (чи ґрат) і можливому вигину гілок між планками чи ґратками. Тому при розрахунку наскрізних колон на стійкість відносно вільної осі користаються приведеною гнучкістю  $\lambda_{ef}$ . Формули для визначення приведеної гнучкості колон різної конструкції приведені в таблиці 3.1.5.

Таблиця 3.1.5

Приведені гнучкості стрижнів наскрізного перерізу

Переріз наскрізного стрижня		Приведена гнучкість $\lambda_{ef}$ стрижня наскрізного перерізу	
тип	схема	з планками	з ґратками
1		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2}$ $n = \frac{I_{b1}b}{I_s l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}$ $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$ <p>(<math>d_1, d_2</math> відносяться відповідно до сторін <math>b_1, b_2</math>)</p>
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + 0,82[(1+n)\lambda_{b1}^2 + (1+n_2)\lambda_{b2}^2]}$ $n_1 = \frac{I_{b1}b_1}{I_{s1}l_b}; n_2 = \frac{I_{b2}b_2}{I_{s2}l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + (\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}) \frac{A}{A_{d1}}}$ $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}; \alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b}$
3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + 0,82(1+3n_3)\lambda_{b3}^2}$ $n_3 = \frac{I_{b3}b}{I_s l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{\max}^2 + 0,67\alpha \frac{A}{A_{d3}}}$ $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$

У таблиці наведено слідувачі позначки:

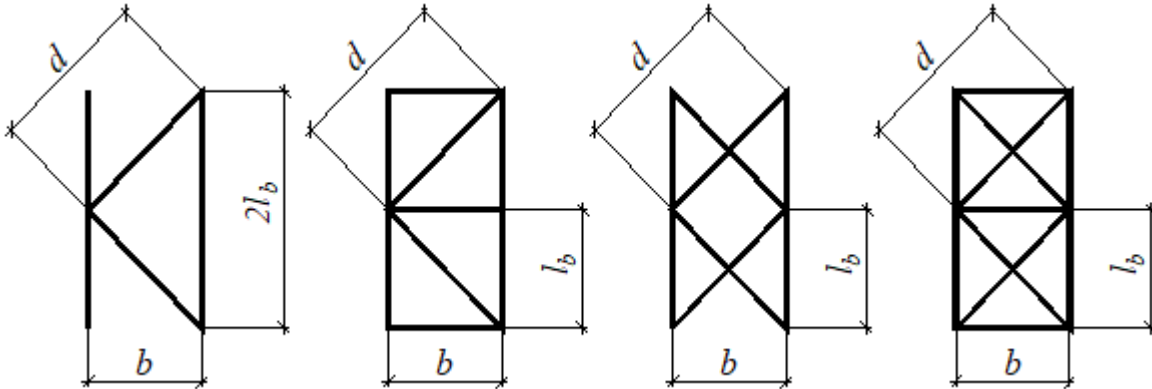
$\lambda_y$  – гнучкість наскрізного стрижня у площині, перпендикулярній до вільної осі  $y - y$ ;

$\lambda_{\max}$  – найбільша з гнучкостей наскрізного стрижня у площинах, перпендикулярних до осей  $x - x$  або  $y - y$ , що дорівнюють відповідно  $\lambda_x = l_x/i_x$  або  $\lambda_y = l_y/i_y$  (де  $i_x, i_y$  – радіуси інерції перерізу наскрізного стрижня в цілому);

$\lambda_{b1}, \lambda_{b2}, \lambda_{b3}$  – гнучкості окремих гілок при згині у площинах, перпендикулярних до осей відповідно

1 – 1, 2 – 2 і 3 – 3 на ділянках між проміжними в'язями (зварними швами або крайніми болтами, що прикріплюють планки);

$b, d, l_b$  – геометричні розміри наскрізного стрижня;



$A$  – площа поперечного перерізу всього стрижня;

$A_{d1}, A_{d2}, A_{d3}$  – площі поперечних перерізів розкосів ґрат (при використанні хрестової ґратки – двох розкосів), розміщених відповідно в площинах, які перпендикулярні до осей 1 – 1, 2 – 2 і паралельних до осі 3 – 3;

$I_{b1}, I_{b3}$  – моменти інерції перерізу гілок відносно осей відповідно 1 – 1 і 3 – 3 (для перерізів типів 1 і 3);

$I_{b1}, I_{b2}$  – те саме, двох кутиків відносно осей відповідно 1 – 1 і 2 – 2 (для перерізу типу 2);

$I_s$  – момент інерції поперечного перерізу однієї планки відносно власної осі  $x - x$  (рис. 1.4.3; для перерізів типів 1 і 3);

$I_{s1}, I_{s2}$  – моменти інерції перерізу однієї з планок, розміщених у площинах відповідно 1 – 1 і 2 – 2 (для перерізу типу 2).

Для колон з “жорстких” планок планками, які розташовані в двох площинах коефіцієнт, який стоїть перед  $\lambda_{e1}$  можна замінити на коефіцієнт  $C$ , який дорівнюється **одиниці**

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + C \times \lambda_{e1}^2} \quad (3.1.133)$$

з ґратками в двох площинах

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 A / A_{d1}}, \quad (3.1.134)$$

де  $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$ ;  $\lambda_{e1} = l_1 / i_1$ ;  $\alpha_1 = 10 a^3 / b^2 l$ ;  $A$  – площа перерізу всієї колони;  $A_{d1}$

- площа перерізу одного розкосу в даному перерізі;  $\lambda_{e1}$  - гнучкість окремої гілки відносно власної осі 1-1 на ділянці між привареними планками (рис. 3.1.67).

Раніше ми вже звертали увагу, що переріз наскрізної колони підбирають з умови забезпечення її стійкості щодо матеріальної осі. Цей розрахунок не відрізняється від розрахунку суцільної колони. Попередньо задавши коефіцієнт  $\varphi$ , по формулі (3.1.132) визначають потрібну площу перерізу колони і по сортаменту підбирають переріз гілок та після цього виконують перевірку. Для цього необхідно визначити гнучкість колони  $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$ , яка повинна бути менше ніж гранична  $\lambda_x \leq \lambda_u$ . За табл. 13.9 [1] і по таблиці Ж.1 [1] знаходять  $\varphi_x$ . Стійкість колони відносно матеріальної осі перевіряють по формулі (3.1.132).

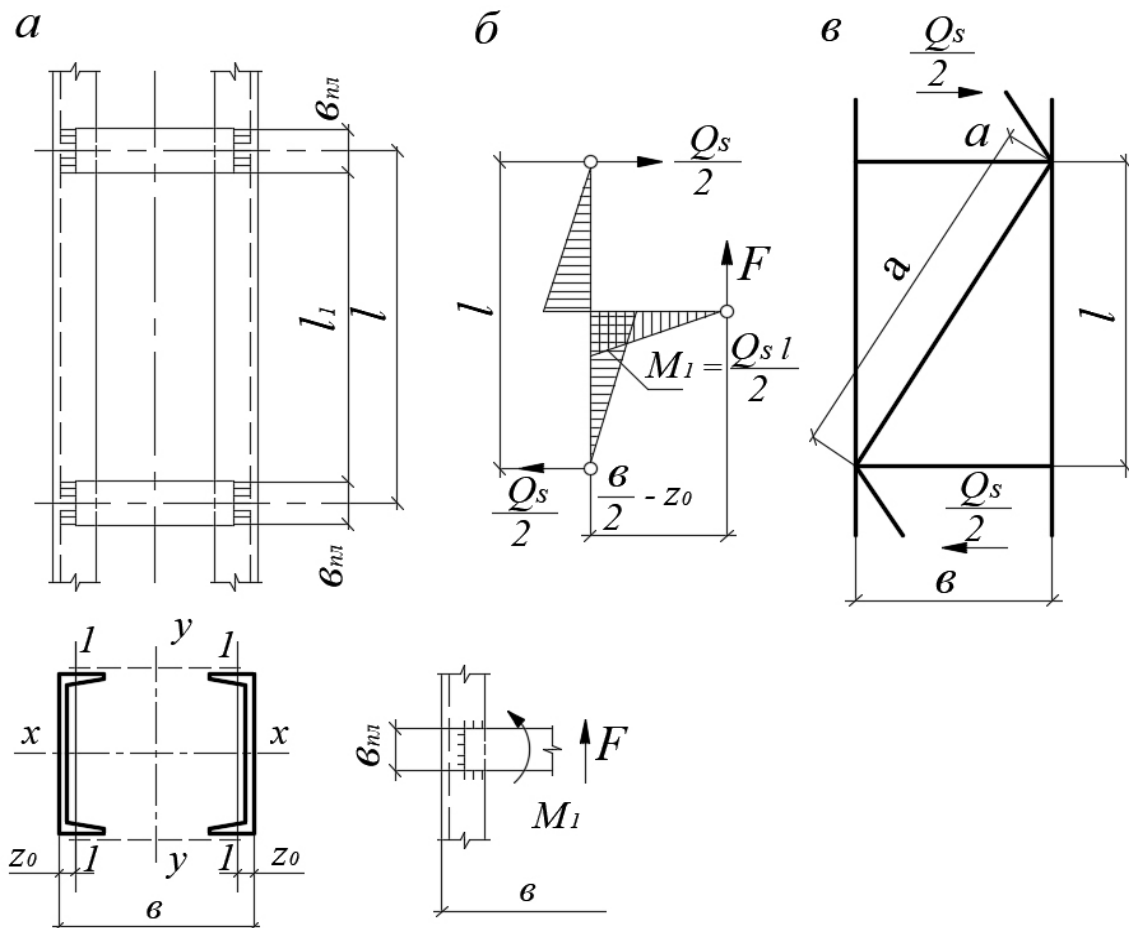


Рис.3.1.67 Розрахункова схема наскрізної колони на планках та з ґратками.

а) схема до обчислення зусиль у планках; б) вузол кріплення планки до гілки

колони; в) колона з ґратками

Відстань між гілками  $b$  призначають з умови рівності колони щодо матеріальної і вільної осей, тобто з умови  $\lambda_x = \lambda_{ef}$

Використовуючи рівняння  $\lambda_x = \lambda_{ef}$ , визначають необхідну гнучкість колони відносно осі  $y - y$ . Для колон з планками:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{bl}^2}, \quad (3.1.135)$$

де гнучкість гілки призначається в межах  $30 \div 40$ , але не більш  $0,6 \lambda_x$ .

Для колони з ґратами попередньо призначають переріз розкосів і величину параметра  $\alpha_1 \approx 25 \div 27$ , а потім обчислюють

$$\lambda_y^{nomp} = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 A / A_{d1}}. \quad (3.1.136)$$

Необхідний радіус інерції визначають за формулою:

$$i_y^{nomp} = l_{ef, y} / \lambda_y^{nomp} \quad (3.1.137)$$

і, використовуючи залежність  $i_y = \alpha_y b$ , знаходять відстань між гілками:

$$b = \frac{i_y^{nomp}}{\alpha_y} \quad (3.1.138)$$

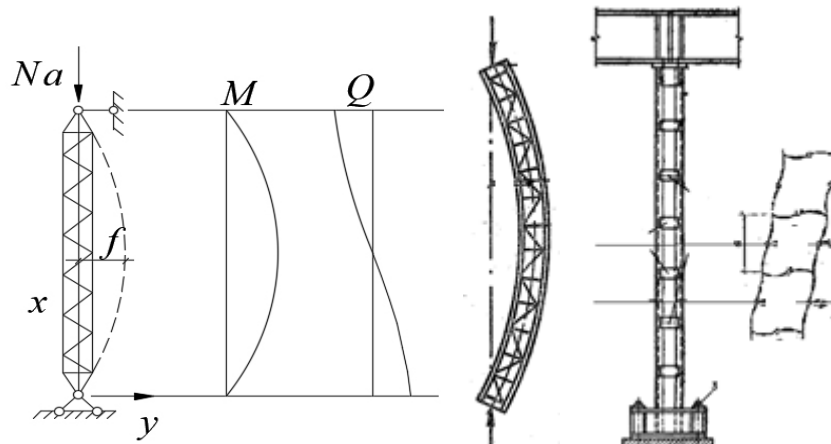


Рис. 3.1.68 Втрата стійкості наскрізної колони

Конструктивно розмір  $b$  повинен забезпечити зазор між внутрішніми крайками гілок не менш ніж  $150 \text{ мм}$  для очищення, фарбування внутрішньої поверхні колони та проведення зварювальних робіт.

Окрім розрахунку на стійкість стрижня колони наскрізного перерізу в цілому, слід перевіряти стійкість окремих гілок на ділянках між вузлами кріплення ґратки і



гнучкість окремих гілок  $\lambda_b$  між вузлами кріплення ґратки відносно власної осі, яка розташована паралельно вільній осі. Як правило ця гнучкість не повинна перевищувати 80 та значення зведеної гнучкості  $\lambda_{ef}$  стрижня в цілому.

За необхідності слід враховувати вплив моментів, що виникають у цих вузлах, наприклад, внаслідок розцентрування елементів ґратки п. п. 8.2.4 [1].

У колоні з ґратками попередньо необхідно провести розрахунок розкосів.

Елементи, що забезпечують сумісну роботу гілок наскрізної колони істотно впливають на її стійкість. Відомі дуже тяжкі аварії, які пов'язані з руйнуванням ґрат у момент втрати стійкості наскрізних колон (Квебекський міст, Гамбурзький газгольдер і ін.). Чим більше площа гілок колони, тим мабуть, повинна бути більше і площа перерізу елементів решітки. При прямолінійній формі стрижня ґратки (крім хрестової) не працюють.

При втраті стійкості колона випинається, в ній виникає згинальний момент  $M$  и поперечна сила  $Q$ , викликані дією поздовжньої сили  $N = N_{cr}$  (рис. 3.1.68).

Якщо вважати вигнуту вісь колони синусоїдою, то

$$y = f \cdot \sin \pi x / l_{ef}, \text{ а } M = N_{cr} \cdot y = N_{cr} \cdot f \cdot \sin \pi x / l_{ef}. \quad (3.1.139)$$

При цьому величина поперечної сили

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \cdot f \cdot \frac{\pi}{l_{ef}} \cos \frac{\pi x}{l}. \quad (3.1.140)$$

При  $x=0$  і  $x=l$   $Q_{\max} = N_{cr} \cdot f \cdot \pi^2 / l_{ef}$ .

Підставивши  $N_{cr} = R_y \cdot \varphi \cdot A$  в останню формулу, отримаємо:

$$Q_{\max} = R_y \cdot \varphi \cdot A \cdot f \cdot \pi^2 / l_{ef}. \quad (3.1.141)$$

Розрахункова поперечна сила в стержні залежить від площі його перерізу  $A$ , розрахункового опору сталі  $R_y$ , коефіцієнта поздовжнього вигину  $\varphi$  та інших факторів.

Оскільки в прямолінійному стані в колонах поперечна сила відсутня, розрахунок елементів решітки виконується на дію умовної поперечної сили  $Q_{fic}$ . Її

називають так тому, що вона може виникнути тільки після втрати стійкості, тобто коли розрахунок колони вже не має сенсу.

У ДБН [1] приведена формула для визначення  $Q_{fic}$  в залежності від перерахованих параметрів:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} . \quad (3.1.142)$$

Крім наведених в формулі параметрів умовна поперечна сила враховує можливі відхилення конструкції колони від прямолінійної форми, присутність випадкових ексцентриситетів прикладання осьової сили та можливі силові впливи, які можуть виникнути в перерізі колони під час виготовлення, транспортування та монтажу.

Розрахункові схеми розрахунку решітки наскрізної колони наведено на рисунках 3.1.67.

Умовну поперечну силу  $Q_{fic}$  розподіляють нарівно між двома площинами планок чи ґрат і прикладають до кожної планки чи вузла ґратки у вигляді сили  $Q_s = Q_{fic} / 2$ .

Планки розміщують таким чином, щоб гнучкість окремої гілки  $\lambda_1$  не перевищувала попередньо призначеної величини (30 - 40):

$$l_1 \leq i_1 \lambda_{el} . \quad (3.1.143)$$

Розміри планок з умови забезпечення жорсткості з'єднання приймають:

$$b_{nл} \approx 0,6b; \quad t_{nл} \approx \left( \frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) b_{nл} . \quad (3.1.144)$$

Відстань між осями планок:

$$l = l_1 + b_{nл} . \quad (3.1.145)$$

Планки та місце їх прикріплення до гілок розраховують як елементи безроскісної ферми (рис. 3.2.16) на зусилля:

$$F = Q_s l / b, \quad M_1 = Q_s l / 2 , \quad (3.1.146)$$

де  $F$  - сила, що перерізає планку;  $M_1$  - момент, що згинає планку в її площині.

Міцність кутових швів, що прикріплюють планку до гілок колони, менше міцності планки, тому досить виконати тільки розрахунок зварних швів.

Кутові шви при дії згинаючого моменту  $M_1$  і сили, що зрізує планку,  $F$  розраховують на рівнодіючу напружень від цих зусиль:

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq \frac{R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (3.1.147)$$

де  $\sigma_w = M_1 / W_w$ ,  $\tau_w = F / \beta_f k_f l_w$  ( $W_w = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6}$  - момент опору шва).

Ґратки виконують з одиночних кутників (рис. 3.1.67) і розраховують на стиск. Зусилля в стержнях ґрат визначають як у фермі, до вузлів якої прикладена сила  $Q_s$ :

$$N_d = Q_s / 2 \cdot \cos \alpha, \quad (3.1.148)$$

де  $\alpha$  - кут нахилу ґратки.

Стійкість розкосів перевіряють по гнучкості відносно осі, яка має мінімальний радіус інерції.

Прикріплення розкосів до гілок колони розраховують на зусилля в розкосі  $N_d$ . Задавши катети шва, визначають необхідну довжину шва по перу й обушку кутника:

$$l_{w,об} = \frac{0,7 N_d \gamma_n}{\beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (3.1.149)$$

$$l_{w,неп} = \frac{0,3 N_d \gamma_n}{\beta_f \cdot k_f^{неп} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}. \quad (3.1.150)$$

Мінімальні параметри шва  $k_f$  і  $l_w$  приймають за рекомендаціями п.п. 16.1 [1].

Особливості конструювання решітки наскрізної центрально стиснутої колони надано на рис.3.1.69.

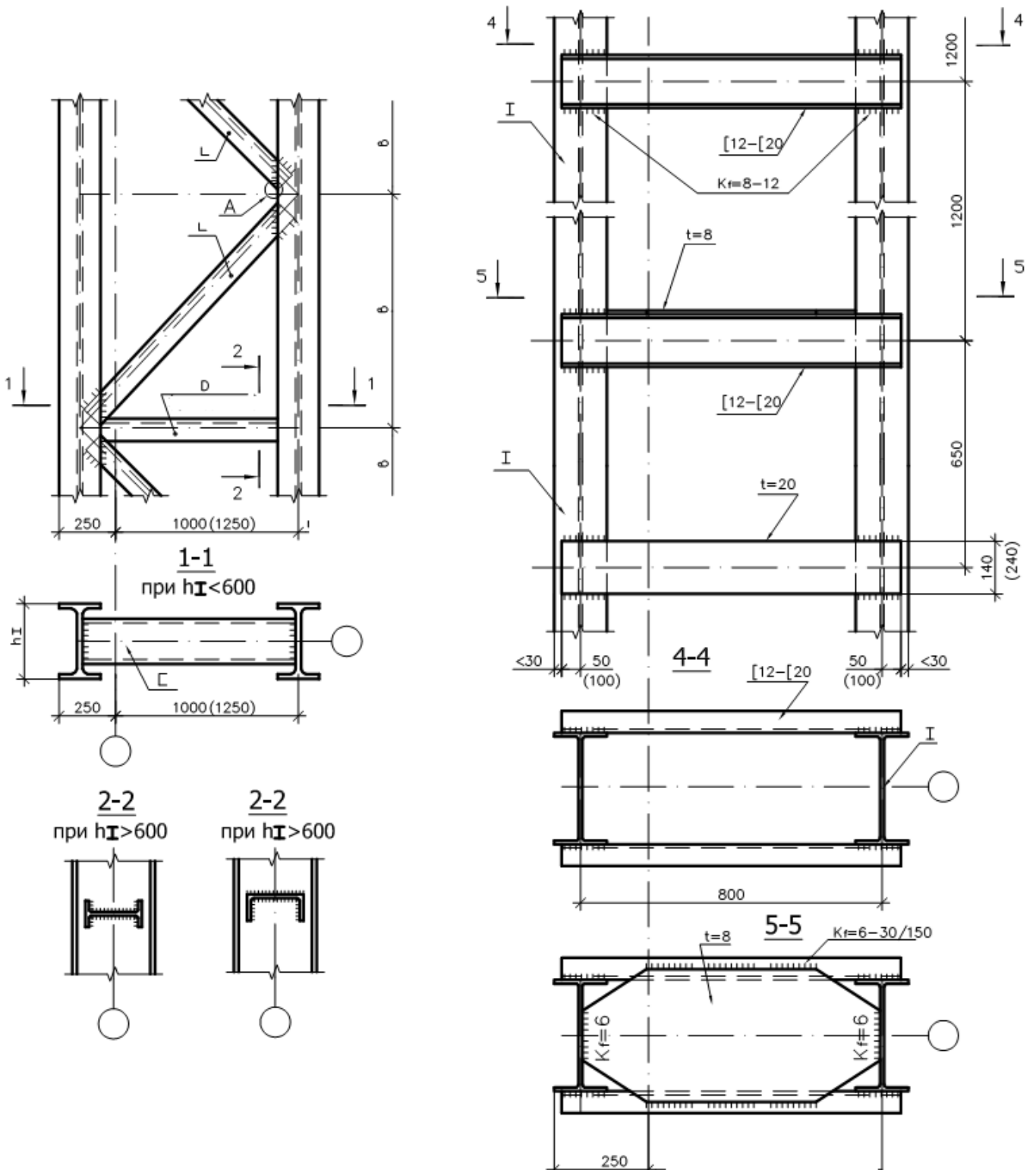


Рис. 3.1.69 Конструктивна схема наскрізної центрально стиснутої колони

### 3.17. Вузли центрово-стиснутих колон. Типи сполучення балок з колонами, конструкція і розрахунок оголовок колон. Базис колон.

#### Конструкція, особливості розрахунку

В центральні стиснуті колонах реакції вище розташованих конструкцій не обхідно спрямовувати в центр ваги перерізу колони. При цьому вузол проєктується за шарнірною схемою. Балки на колону можуть спиратися зверху на опорні плити, якими завершується колона (рис. 3.1.70,а,б) або через опорні столики (рис. 3.1.70,в) чи полички колони (рис. 3.1.70,г).

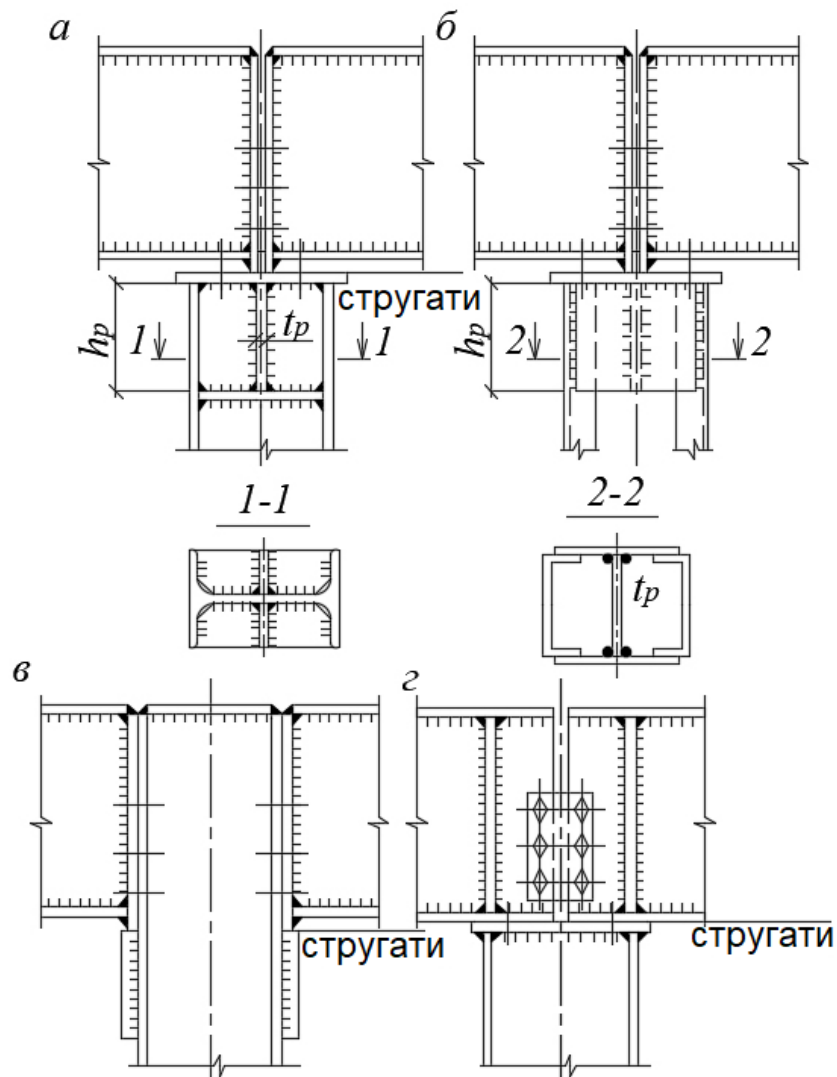


Рис. 3.1.70 Типи сполучень балок з колонами, оголовки колон: а) шарнірне прикріплення балок до суцільної колони; б) те ж для наскрізної колони; в) жорстке сполучення балок з колоною при передачі навантаження через опорні столики; г) шарнірне сполучення балок при передачі навантаження від балок на полички колони

У двох останніх випадках колона буде працювати як центрально стиснута, тільки у тому випадку, що опорні реакції обох балок будуть однакові. Болти, якими вище розташовані конструкції приєднуються до колон, є конструктивними і призначаються за класом точності В або С, класом міцності 4,6; 5,6 та діаметром 20 або 24 мм. Необхідно звернути увагу на те, що в вузлах, які наведено на рис. 3.1.70 в, болти, які фіксують положення балок однієї відносно другої, повинні заходитись в нижній частині стінки, аби не заважати поверненню опорних частин балок, які проєктуються за шарнірною схемою.

При обпиранні балок зверху оголовок складається з розподільної плити товщиною 20÷30 мм і опорних ребер, що передають навантаження на стержень колони. При передачі навантаження на колону через стругані торці опорних ребер балок і при фрезерованому торці колони опорні ребра оголовка розраховують на зминання:

$$t_p = \frac{N}{l_{loc} R_p}, \quad (3.1.151)$$

де  $t_p$  - товщина ребра;  $N$  - тиск, який передається на колону;  $l_{loc}$  - розрахункова довжина поверхні ребра, що зминається;  $R_p$  - розрахунковий опір стали зминанню торцевої поверхні.

Висоту ребра оголовка визначають довжиною швів, необхідних для передачі навантаження на стержень колони:

$$h_p = \frac{N \gamma_n}{4 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (3.1.152)$$

У відповідності до рекомендацій п.п 16.1.5 [1] максимальна довжина шва не повинна перевищувати величину  $85 \beta_f k_f$ .

Призначивши товщину  $t_p$  і висоту  $h_p$  ребра, варто перевірити його на зріз по зусиллю  $N_p$ , що передається одним ребром на колону:

$$\tau = \frac{N_p \gamma_n}{t_p h_p} < R_s \gamma_c. \quad (3.1.153)$$

По приведеній формулі також перевіряють на зріз стінку колони в місцях

передачі великих зосереджених навантажень, вертикальні ребра підкріплюють знизу горизонтальними.

Якщо торець колони не фрезерується, то навантаження передається через зварні шви, що прикріплюють ребра до плити. Ці шви розраховують на величину повного тиску:

$$\tau_w = \frac{N\gamma_n}{\beta_f k_f \sum l_{wf}} < R_{wf} \gamma_c . \quad (3.1.154)$$

Рекомендуються великі тиски балок передавати на колону через ребра, розташовані над поличками суцільних чи стінками гілок наскрізних колон (рис. 3.1.70.г). В останньому випадку роль вертикальних ребер оголовка виконують полички гілок самої колони.

На рис. 3.1.70.в наведено конструкцію опорних столиків для приєднання балок до колони. Опорні столики виконуються з товстолистового прокату товщиною 30 мм. Верхню грань столика необхідно стругати для забезпечення щільного прилягання нижньої грані опорного ребра балки (нижню грань опорного ребра балки теж необхідно стругати), що забезпечує рівномірний розподіл опорної реакції балки по перерізу столика. Опорний столик приварюється до колони двома зварними швами, які розраховуються за формулою:

$$h_w = \frac{1,3N\gamma_n}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \quad (3.1.155)$$

де  $N$ - це опорна реакція балки, а параметри зварних швів і зварювальний матеріал необхідно вибирати за рекомендаціями п. 16 та додаток Д [1]. Висота столика  $h = h_w + 20$  мм ( в зоні 20 мм зварні шви не виконуються для того, щоб знизити рівень концентрації напружень). Коефіцієнт 1,3 приблизно враховує нерівномірність розподілу реакції балки між вертикальними швами через неточність виготовлення. Опорні ребра балки прикріплюють до стержня колони болтами, діаметр яких призначається конструктивно 24÷30 мм.

Відповідно до існуючих типових серій наведено деякі конструктивні рішення оголовків, відповідно, для центрально стиснутих колон суцільного (рис. 3.1.71) та наскрізного (рис. 3.1.72) перерізів.

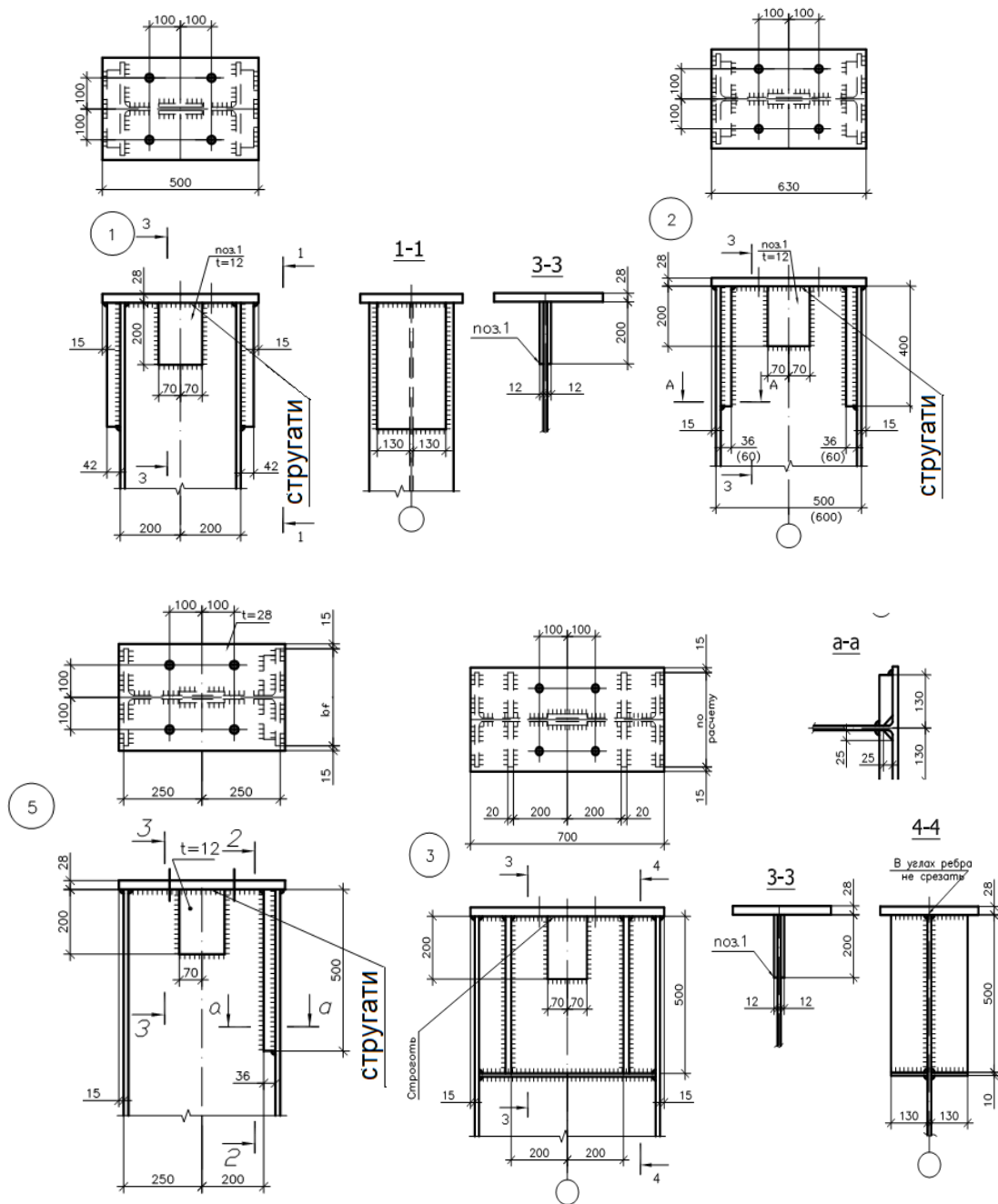


Рис. 3.1.71 Оголовки центрально стиснутих колон суцільного перерізу

Центрально-стиснуті колони передають навантаження на фундамент за допомогою бази і її конструктивне рішення повинно забезпечувати достатньо рівномірний розподіл цього навантаження на поверхню фундаменту. Конструктивне рішення бази повинно забезпечує сполучення колони з фундаментом відповідно до прийнятої розрахункової схем (шарнірне або жорстке з'єднання). Основні конструктивні рішення наведено на рис. 3.2.21.



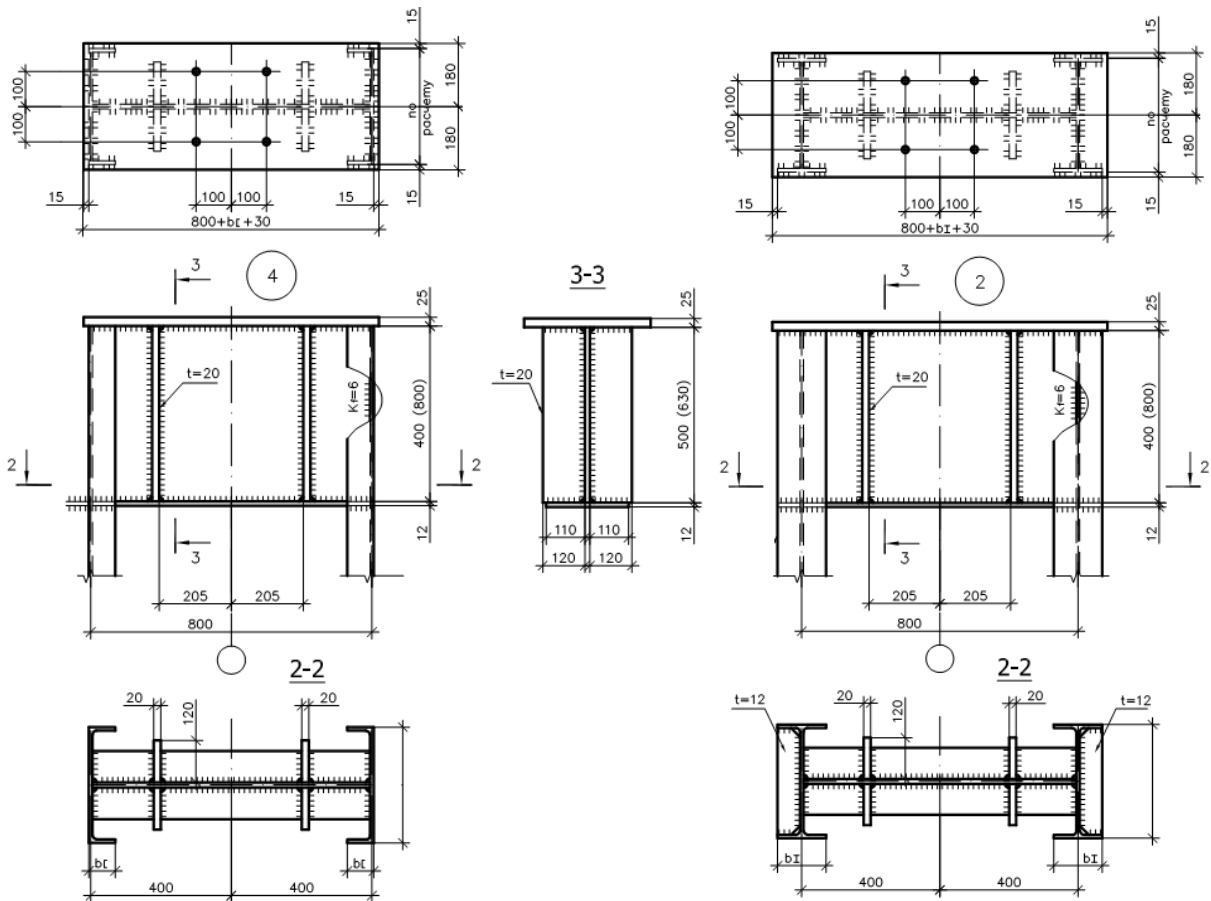


Рис. 3.1.72 Оголовки центрально стиснутих колон наскрізного перерізу

При шарнірній схемі спирання колони на фундамент використовуються бази з траверсами (рис. 3.1.73-74), фрезерованим торцем (рис. 3.1.75) та з шарніром у вигляді центруючої плити. На рис. 3.1.73 наведено конструктивні рішення для баз колон суцільного перерізу, а на рис. 3.1.74 для баз наскрізних колон. Бази с траверсами, як правило використовуються в колонах з розрахунковим зусиллям до 5000 кН.

Вони сприймають навантаження від стержня колони та передають його на плиту, що дозволяє більш рівномірно розподілити тиск на фундамент і таким чином зменшити товщину опорної плити. В легких колонах роль траверс можуть виконувати консольні ребра, які приварюються до стержня і плити. Крім того, щоб більш рівномірно розподілити тиск від колони на фундамент встановлюють додаткові ребра.

При шарнірному сполученні анкерні болти розташовані безпосередньо на

опорній плиті. Діаметр болтів призначається конструктивно  $20 \div 30$  мм.

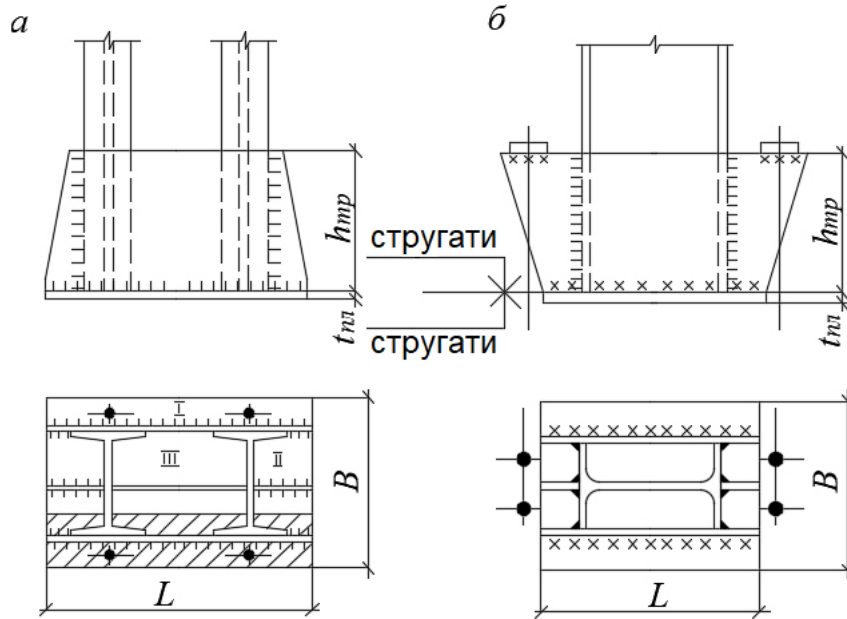


Рис. 3.1.73 Базы колон:

- а) при шарнірному сполученні з фундаментом;  
 б) бази з фрезерованим торцем при жорсткому закріпленні

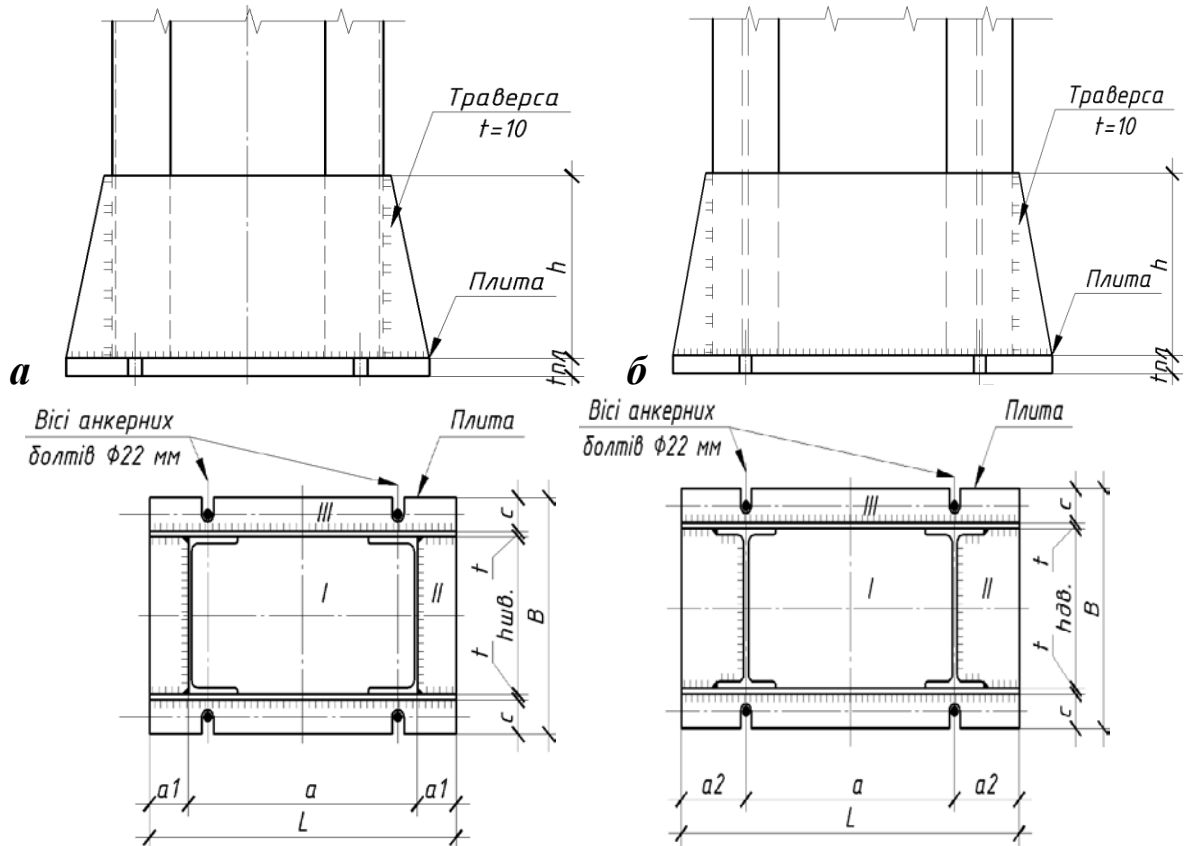


Рис. 3.1.74 Базы наскрізних колон з планками:

- а) гілки – з швелерів; б) гілки – з двотаврів

При жорсткому сполученні анкерні болти працюють на розтяг і перешкоджають повороту колони. Їх кріплять безпосередньо до колони через виносні чи консольні опорні столики. Діаметр болтів - 24÷36 мм.

За конструктивним принципом бази поділяються на два типи: бази з траверсами і бази із фрезерованим торцем.

Елементами баз першого типу є опорна плита, траверси і ребра. У конструкцію баз другого типу входить тільки плита, що рівномірно передає навантаження на фундамент.

Розміри плити в плані  $B$  і  $L$  призначають виходячи з  $A_{пл.}^{номп}$  і конструктивних вимог по розміщенню стержня колони, траверс і ребер на плиті. Для практичних розрахунків прийнято, що плита працює на згин як пластинка, яка навантажена знизу рівномірно розподіленим тиском фундаменту:

$$q = \frac{N\gamma_n}{BL} \leq R_{b,loc} \quad (3.1.156)$$

Для зменшення і вирівнювання згинальних моментів у базі можуть бути встановлені додаткові ребра жорсткості і діафрагми.

Висоту траверси визначають довжиною зварних швів, що прикріплюють її до колони.

При чотирьох швах

$$h_{мп} = \frac{N\gamma_n}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (3.1.157)$$

Катет кутового шва  $k_f$  попередньо призначають відповідно до конструктивних вимог, довжина шва повинно бути менше  $85 \beta_f k_f$ .

Шви, що прикріплюють траверси до плити, розраховують на повне зусилля в колоні:

$$k_f = \frac{N\gamma_n}{\sum l_w \beta_f R_{wf} \gamma_c}, \quad (3.1.158)$$

де  $\sum l_w$  - сумарна розрахункова довжина швів.

Товщину траверси призначають конструктивно  $t=10\div 12$  мм і перевіряють розрахунком на згин. Розрахункова схема траверси – двоконсольна балка, закріплена в місцях приварки до колони і завантажена погонним навантаженням, що збирається на траверсу з відповідної вантажної площі.

Напруження в прольоті

$$\sigma = M_{np} / W_{x,np} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} . \quad (3.1.159)$$

Напруження на опорі

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} . \quad (3.1.160)$$

Кріплення ребер до гілок колони розраховують на рівнодіючу напружень від згинального моменту і поперечної сили, що виникають у місці кріплення.

В колонах з розрахунковим зусиллям більш ніж 6000кН, як правило, використовують бази з фрезерованим торцем.

Розміри опорної плити визначають за умови забезпечення міцності бетону фундаменту при зминанні за формулою:

$$A_{пл}^{тр} = \frac{N}{R_{B,loc}} , \quad (3.1.161)$$

де  $R_{B,loc} = \Psi_{B,loc} \times R_b$ ;

$\Psi_{B,loc}$  - конструктивний коефіцієнт, який дорівнюється 1,2 -1,3;

$R_b$  – розрахунковий опір бетону стиску, який залежить від класу бетону.

Ширину плити  $B_{пл}$  призначається конструктивно:

$$B_{пл} \geq 2 \cdot c + 2 \cdot t_{тр} + b \quad (3.1.162)$$

где  $t_{тр}$  - товщина траверси,  $t_{тр} = 10 - 12$  мм;

$c$  - звів плити,  $c = 40 - 50$  мм;

$b$  - ширина полочки двотавра; в наскрізних колонах цей розмір відповідає габариту швелера або двотавра з яких запроєктовані гілки, а в колонах суцільного перерізу одному з габаритних розмірів стержня колони.

Остаточно ширину плити призначають відповідно до існуючого сортаменту на листовий прокат. Довжину плити визначають розрахунком:

$$L_{пл} = \frac{A_{пл}^{rP}}{B_{пл}} \quad (3.1.163)$$

З конструктивних вимог довжина плити повинна бути скорегована з мінімально потрібним розміром  $L_{констр}$ , який залежить параметрів  $h$  і  $a$ :

$$L_{констр} = h + 2a \quad (3.1.164)$$

де  $h$  - висота двотавра;

для наскрізних колон габарит  $h$  змінюється на розмір  $a$  (рис. 3.1.74);

$a, a_1, a_2$  - зв'язи для розміщення анкерних болтів ( $a = 100 \div 120$  мм);

Довжину плити  $L_{пл}$  необхідно обкруглять до 100 мм.

При шарнірному сполученні колони з фундаментом анкерні болти розташовуються безпосередньо на опорній плиті і анкерні болти призначаються конструктивно діаметром  $20 \div 30$  мм (рис. 3.1.74.а). При жорсткому сполученні (рис. 3.1.74.б) анкерні болти працюють на розтяг і перешкоджають повороту колони. Їх кріплять безпосередньо до колони через виносні чи консольні опорні столики. Діаметр болтів -  $24 \div 36$  мм.

Для практичних розрахунків прийнято, що плита працює на згин як пластинка, навантажена знизу рівномірно розподіленим тиском фундаменту

$$q = \frac{N}{BL} \leq R_{b,loc} . \quad (3.1.165)$$

Для визначення згинального моменту у плиті використаємо спрощений метод розрахунку плит. Згідно з цим методом, конструктивні елементи, які спираються на опорну плиту (гілки колони, траверси, ребра), поділяють плиту на окремі ділянки. Згинальні моменти на таких ділянках визначаються за відомими довідковими даними (таблиці Гальоркіна, табл. 3.1.6 і 3.1.7) в залежності від способу обпирання торців колони та розмірів ділянок можна виділити три характерні ділянки (римські букви, див. рис. 3.1.74). Визначаються моменти для смужки одиночної ширини.

Розглядаючи опорну плиту як пластину, яка спирається на траверси та полички і стінку колони, можна виділити три характерні ділянки: I – I – ділянка шарнірно оперта і по чотирьох сторонах, II – ділянка шарнірно оперта з трьох сторін, III – ділянка, защемлена з одного краю (консольна). Для кожної смужки

згинальний момент, що діє на смузї шириною в 1см, визначається за допомогою таблиць, що розроблені Гальоркіним Б.Г. і наведені в навчальній і довідковій літературі. По найбільшому згинальному моменту обчислюють товщину плити:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}} \quad (3.1.166)$$

Для зменшення і вирівнювання згинальних моментів у базі можуть бути встановлені додаткові ребра жорсткості і діафрагми (рис. 3.1.73).

Таблиця 3.1.6

Плита, шарнірно обперта по чотирьох сторонах

$a/h_{\phi\hat{a}}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0	>2,0
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,086	0,094	0,1	0,125

Таблиця 3.1.7

Плита, шарнірно обперта по трьох сторонах

$a_1/h_{\phi\hat{a}}$	0,1	0,3	0,5	0,7	0,8	1,0	1,4	2,0	>2,0
$\beta$	0,005	0,037	0,06	0,088	0,097	0,112	0,126	0,132	0,133

Ділянка I – плита, шарнірно обперта по чотирьох сторонах.

Згинальний момент:

$$M_I = \alpha \sigma_{\phi} d^2 \quad (3.1.167)$$

$\alpha$  - коефіцієнт, який визначається за табл. 3.1.6 в залежності від відношення розмірів ділянки (більшої сторони до меншої):  $\frac{a}{h_{ув}}$

Ділянка II – плита, шарнірно обперта по трьох сторонах.

Згинальний момент:

$$M_{II} = \beta \sigma_{\phi} h_{ув}^2, \quad (3.1.168)$$

$\beta$  - коефіцієнт, який визначається за табл. 3.1.7 в залежності від відношення розмірів ділянки  $\frac{a_1}{h_{ув}}$

Ділянка III – консольна плита. Згинальний момент:

$$M_{III} = \sigma_{\phi} \frac{c^2}{2} \quad (3.1.169)$$

Розрахунок плити ведемо за найбільшим згинальним моментом для переріз смужки, яка має ширину 1 см і висоту  $t_{пл}$ . момент опору переріз дорівнює:

$W = (1 \times t_{пл}^2) : 6$  і товщина плити рахується за формулою:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}} \quad (3.1.170)$$

Орієнтуючись на сортамент листової сталі приймаємо товщину плити в межах 20 ÷ 40мм.

Як що за розрахунком товщина плити перевищує 40 мм, або згинальні моменти на окремих ділянках значно відрізняються один від одного до конструктивної схеми бази колони в найбільш завантажених ділянках додають додаткові ребра або траверси, які дозволяють зменшити згинальні моменти.

При розрахунку траверси у якості розрахункової схеми використовують схему балки, яка шарнірно закріплена до полицок колони і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від тиску опорної плити  $g = 0,5 \times B \times \sigma_{\phi}$ . Переріз траверси визначається за найбільшим з двох моментів:

$$\begin{aligned} \text{на консольній ділянці} \quad M &= 0,5 \times g \times a^2; \\ \text{у прольоті} \quad M &= g \times a^2 / 8. \end{aligned} \quad (3.1.171)$$

Товщину траверси призначають конструктивно  $t = 10 \div 12$  мм і перевіряють розрахунком на згин. Розрахункова схема траверси – двоконсольна балка, закріплена в місцях приварки до колони і завантажена погонним навантаженням  $g = 0,5 \times B \times \sigma_{\phi}$ , що збирається на траверсу з відповідної вантажної площі.

Висоту траверси з міркувань необхідності забезпечення жорсткості опорного вузла призначаю в межах 0,5 ÷ 0,7 від габариту колони, але не менше чим довжина зварних швів, що прикріплюють її до колони.

Так при наявності чотирьох швів:

$$h_{mp} = \frac{N \gamma_n}{4 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (3.1.172)$$

де  $\beta_f = 0,7$  – при зварюванні в ручну або напівавтоматом дротом суцільного перерізу при  $d < 1,4$  або порошковим дротом;

- катет кутового шва  $k_f$  попередньо призначають відповідно до конструктивних вимог і не більш чим  $1,2 t_{mp}$ , а довжина шва повинна бути менше  $85 \beta_f k_f$ .

$R_{wf}$  – розрахунковий опір зварного шва зрізу залежить від прийнятого зварювального матеріалу (додаток Г) [1].

Шви, що прикріплюють траверси до плити, розраховують на повне зусилля в колоні:

$$k_f = \frac{N \gamma_n}{\sum l_w \beta_f R_{wf} \gamma_c}, \quad (3.1.173)$$

де  $\sum l_w$  - сумарна розрахункова довжина швів.

Напруження в прольоті

$$\sigma = M_{np} / W_{x, mp} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.1.174)$$

Напруження на опорі

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.1.175)$$

Кріплення ребер до гілок колони розраховують на рівнодіючу напружень від згинального моменту і поперечної сили, що виникають у місці кріплення.

У конструкцію баз другого типу входить тільки плита, що рівномірно передає навантаження на фундамент.



### КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ ЗА РОЗДІЛОМ 3

1. Що таке металева балка та які її основні елементи?
2. Які види металевих балок застосовуються в будівництві?
3. У чому полягають переваги та недоліки металевих балок?
4. Які чинники впливають на вибір генеральних розмірів балки?
5. Що означає термін «ефективний переріз балки»?
6. Які типи перерізів балок вважаються найбільш ефективними для згину?
7. Як впливає висота балки на її несучу здатність?
8. Які умови роботи металевої балки при згині?
9. Чим відрізняється чистий згин від поперечного згину?
10. Які напруження виникають у балці при згині?
11. Що таке момент інерції та яке його значення для балок?
12. Як визначається напруження в небезпечному волокні балки?
13. Що таке модуль опору перерізу?
14. Як проводиться розрахунок балки суцільного перерізу на міцність?
15. Які граничні стани враховуються при розрахунку балок?
16. Які перевірки необхідно виконати при доборі прокатної балки?
17. Як визначити раціональну висоту прокатної балки?
18. Як впливає розташування нейтральної осі на роботу балки?
19. У яких випадках використовують складені балки?
20. Як здійснюється компоновка складеного перерізу балки?
21. Які типи з'єднань застосовуються між поясами та стінкою складеної балки?
22. Які перевірки виконуються для складеної балки на міцність?
23. Що таке зміна перерізу балки та для чого її застосовують?
24. У яких випадках необхідна змінна висота балки?
25. Як забезпечується загальна стійкість балки?
26. Що таке бічне випирання (викривлення) балки?
27. Яку роль відіграє кручення в оцінці стійкості балки?
28. Які конструктивні заходи підвищують загальну стійкість балок?
29. Що таке місцева стійкість стінки складеної балки?

30. Як визначається гранична товщина стінки балки для запобігання місцевій втраті стійкості?
31. Як перевіряється місцева стійкість поясів балки?
32. Які елементи забезпечують спільну роботу поясів і стінки?
33. Чим відрізняються поздовжні та поперечні ребра жорсткості?
34. Які вимоги до зварних швів у місцях кріплення поясів до стінки балки?
35. Які типи опорних частин балок застосовуються?
36. Як враховується місцеве зминання на опорі балки?
37. Що таке центрово-стиснута колона?
38. Які основні типи колон застосовуються в металевих конструкціях?
39. Які чинники впливають на вибір типу колони?
40. Що таке стійкість стиснутого елемента?
41. У яких випадках відбувається втрати стійкості стиснутого стержня?
42. Як визначається критична сила для стиснутого стержня?
43. Що таке розрахункова довжина колони?
44. Як визначається гнучкість стержня?
45. У чому полягає значення коефіцієнта поздовжнього вигину?
46. Які типи закріплень впливають на розрахункову довжину колони?
47. Як виконується підбір перерізу суцільної металевої колони?
48. Які перевірки проводяться при оцінці міцності суцільної колони?
49. Як забезпечується місцева стійкість елементів перерізу колони?
50. Що таке наскрізна колона та де її застосовують?
51. Які є типи ґрат для наскрізних колон?
52. Що таке приведена гнучкість стержня?
53. Як враховується гнучкість окремих елементів наскрізної колони при розрахунку?
54. Як визначається несуча здатність поясів наскрізної колони?
55. Які умови роботи планок та ґрат у наскрізній колоні?
56. Які типи сполучення балок із колонами застосовуються?
57. Які вимоги висуваються до оголовка колони?
58. Як розраховується оголовок колони на передачу навантажень?

59. Що таке база колони та які її види?
60. Які перевірки виконуються при розрахунку бази металевої колони?
61. Як впливає ексцентриситет прикладення навантаження на роботу колони?
62. У чому полягає різниця між центральним і позацентровим стиском колони?
63. Як визначити межу застосування формули Ейлера для стійкості колони?
64. Які типи перерізів колон забезпечують найбільшу стійкість при стиску?
65. Як впливають початкові недосконалості (кривизна, відхилення) на несучу здатність колони?
66. Чому для колон важливе забезпечення точності монтажу та які похибки допускаються?
67. Які особливості роботи колон зі складеним зварним перерізом?
68. Як впливає надійність закріплення кінців колони на її критичне навантаження?
69. У яких випадках застосовують підкоси або системи зв'язків для забезпечення стійкості колон?

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 ; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2022. 199 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 30 с.
3. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). На заміну ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 ; чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 29 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2020-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 60 с.
5. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 10 с.
6. ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013. Настанова щодо захисту будівельних конструкцій, будівель та споруд від корозії. На заміну СНиП 3.04.03-85 ; чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 96 с.
7. ДСТУ EN ISO 12944-1:2018. Фарби та лаки. Захист від корозії сталевих конструкцій захисними лакофарбовими системами. Частина 1. Загальні положення. Чинний від 2021-11-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019.
8. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. 27 с.
9. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). Зі Змінами. Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. 106 с.
10. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006, IDT). З поправкою. Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. 220 с.
11. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-4:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-4. Загальні положення. Додаткові правила для нержавіючої сталі (EN 1993-1-4:2006/A2:2020, IDT). Зміна № 3:2022. Чинний від 2022-12-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022.

12. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2005, IDT). Проект. Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2013. 97 с.
13. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-6:2011. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-6. Міцність та стійкість оболонок (EN 1993-1-6:2007, IDT). Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 146 с.
14. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-7:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-7. Пластинчасті конструкції при навантаженні поза межами площини (EN 1993-1-7:2007, IDT). Зміна № 1. Проект, остаточна редакція. Чинний від 2014-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 26 с.
15. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Проектування з'єднань (EN 1993-1-8:2005, IDT). Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 203 с.
16. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-9. Витривалість (EN 1993-1-9:2005, IDT). Зміна № 1. Чинний від 2014-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 84 с.
17. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-10. Властивості тріщиностійкості і міцності матеріалу у напрямі товщини прокату (EN 1993-1-10:2005, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013.
18. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-11:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-11. Проектування конструкцій з розтягнутими елементами (EN 1993-1-11:2006, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 62 с.
19. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-12:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-12. Додаткові правила до EN 1993 для сталей класів не вище S 700 (EN 1993-1-12:2007, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 26 с.
20. ДСТУ-Н Б EN 1993-2:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости (EN 1993-2:2006, IDT). Проект. Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013.
21. ДСТУ-Н Б EN 1993-3-1:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 3-1. Башти, щогли і димові труби. Башти і щогли (EN 1993-3-1:2006, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013.
22. ДСТУ-Н Б EN 1993-3-2:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 3-2. Башти, щогли і димові труби. Димові труби (EN 1993-3-2:2007, IDT). Проект. Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013.

- 23 ДСТУ Н Б EN 1993-4-1:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-1. Силоси (EN 1993-4-1:2007/A1:2017, IDT). Зміна № 2:2019. Чинний від 2021-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2021.
24. ДСТУ-Н Б EN 1993-4-2:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-2. Резервуари (EN 1993-4-2:2007, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2013.
25. ДСТУ-Н Б EN 1993-4-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-3. Трубопроводи (EN 1993-4-3:2007, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013.
26. ДСТУ EN ISO 12944-2:2022. Фарби та лаки. Захист від корозії сталевих конструкцій захисними лакофарбовими системами. Частина 2. Класифікація середовищ (EN ISO 12944-2:2017, IDT; ISO 12944-2:2017, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
27. ДСТУ EN ISO 14731:2019. Координація зварювальних робіт. Завдання та функції (EN ISO 14731:2019, IDT; ISO 14731:2019, IDT). Чинний від 2019-11-1. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019.
28. ДСТУ EN 10025-1:2007. Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 1. Загальні технічні умови постачання (EN 10025-1:2004, IDT). На заміну ДСТУ EN 10025:2005 ; чинний від 2024-01-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2009. 29 с.
29. ДСТУ EN 10025-2:2022. Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 2. Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2019, IDT). На заміну ДСТУ EN 10025-2:2007 ; чинний від 2023-09-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023. 39 с.
- 30 ДСТУ EN 10025-3:2022. Гарячекатані вироби з конструкційних сталей. Частина 3. Технічні умови постачання нормалізованого/нормалізованого прокату зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей (EN 10025-3:2019, IDT). На заміну ДСТУ EN 10025-3:2007 ; чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.

31. ДСТУ EN 10210-1:2009. Профілі порожнисті гарячого оброблення з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 1. Технічні умови постачання (EN 10210-1:2006, IDT). На заміну ДСТУ EN 10210-1:2006 (EN 10210-1:1994, IDT) ; чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2011. 42 с.
32. ДСТУ EN 10210-2:2009. Профілі порожнисті гарячого оброблення з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 2. Розміри, граничні відхилення та характеристики (EN 10210-2:2006, IDT). На заміну ДСТУ EN 10210-2:2006 ; чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2011. 34 с.
33. ДСТУ EN 10219-1:2009. Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 1. Технічні умови постачання (EN 10219-1:2006, IDT). На заміну ДСТУ EN 10219-1:2006 (EN 10219-1:1997, IDT) ; чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2011. 67 с.
34. ДСТУ EN 10219-2:2009. Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 2. Розміри, граничні відхилення та характеристики (EN 10219-2:2006, IDT). На заміну ДСТУ EN 10219-2:2006 (EN 10219-2:1997, IDT) ; чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2011. 34 с.
35. ДСТУ EN ISO 5817:2022. Зварювання. Зварні шви під час зварювання плавленням сталі, нікелю, титану та інших сплавів (крім променевого зварювання). Рівні якості залежно від дефектів (EN ISO 5817:2014, IDT; ISO 5817:2014, IDT). На заміну ДСТУ ISO 5817:2016 (ISO 5817:2014, IDT) ; чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023. 33 с.
36. ДСТУ EN ISO 15614-1:2019. Технічні умови та атестація технології зварювання металевих матеріалів. Випробування процесів зварювання. Частина 1. Дугове та газове зварювання сталей і дугове зварювання нікелю та нікелевих сплавів (EN ISO 15614-1:2017, IDT; ISO 15614-1:2017, Corrected version 2017-10-01, IDT). Чинний від 2019-11-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019.

- 37.ДСТУ EN 1011-1:2022. Зварювання. Рекомендації щодо зварювання металевих матеріалів. Частина 1. Загальні правила щодо дугового зварювання (EN 1011-1:2009, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
- 38.ДСТУ EN 1011-2:2022. Зварювання. Рекомендації щодо зварювання металевих матеріалів. Частина 2. Дугове зварювання феритних сталей (EN 1011-2:2001, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
- 39.ДСТУ EN 1011-3:2022. Зварювання. Рекомендації щодо зварювання металевих матеріалів. Частина 3. Дугове зварювання нержавіжних сталей (EN 1011-3:2018, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
- 40.EN 10130:2006. Cold rolled low carbon steel flat products for cold forming. Technical delivery conditions. Effective from 2006-12-06. Official edition. Brussels : CEN, 2006. 24 p.
- 41.EN 10131:2006. Cold rolled uncoated and zinc or zinc-nickel electrolytically coated low carbon and high yield strength steel flat products for cold forming. Tolerances on dimensions and shape. Effective from 2006-07-12. Official edition. Brussels : CEN, 2006. 20 p.
- 42.ДСТУ EN 10051:2022. Неперервно гарячекатана смуга та плита/лист, вирізані з широкої смуги нелегованої та легованої сталі. Допуски на розміри та форму (EN 10051:2010, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
- 43.EN 10143:2006. Continuously hot-dip coated steel sheet and strip. Tolerances on dimensions and shape. Effective from 2006-06-28. Official edition. Brussels : CEN, 2006. 18 p.
- 44.ДСТУ EN 10365:2022. Швелери сталеві гарячекатані І та Н перерізів. Розміри та маси (EN 10365:2017, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023. 24 с.



45. ДСТУ EN 14399-4:2024. Болтові комплекти конструкційні високоміцні для попереднього натягу. Частина 4. Система HV. Болти та гайки шестигранні (EN 14399-4:2015, IDT). На заміну ДСТУ EN 14399-4:2022 (EN 14399-4:2015, IDT); чинний від 2025-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2025. 35 с.
46. ДСТУ ISO 898-1:2015. Механічні властивості кріпильних виробів із вуглецевої сталі й легованої сталі. Частина 1. Болти, гвинти та шпильки. Механічні властивості та методи випробування (ISO 898-1:2013, IDT). Чинний від 2016-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 64 с.
47. ДСТУ EN ISO 4032:2022. Гайки шестигранні стандартні (тип 1). Класи виробу А і В (EN ISO 4032:2012, IDT; ISO 4032:2012, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
48. ДСТУ EN 14399-2:2024. Болтові комплекти конструкційні високоміцні для попереднього натягу. Частина 2. Придатність для попереднього натягу (EN 14399-2:2015, IDT). На заміну ДСТУ EN 14399-2:2022 (EN 14399-2:2015, IDT); чинний від 2025-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2025. 35 с.
49. ДСТУ EN ISO 7089:2022. Шайби плоскі. Нормальна серія. Клас виробу А (EN ISO 7089:2000, IDT; ISO 7089:2000, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
50. ДСТУ EN ISO 7090:2022. Плоскі шайби з фаскою. Нормальна серія. Клас виробу А (EN ISO 7090:2000, IDT; ISO 7090:2000, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
51. ДСТУ EN 14399-3:2024. Болтові комплекти конструкційні високоміцні для попереднього натягу. Частина 3. Система HR. Болти та гайки шестигранні (EN 14399-3:2015, IDT). На заміну ДСТУ EN 14399-3:2022 (EN 14399-3:2015, IDT); чинний від 2025-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2025. 43 с.
52. ДСТУ ISO 12944-5:2020. Фарби та лаки. Захист від корозії сталевих конструкцій захисними лакофарбовими системами. Частина 5. Захисні лакофарбові системи (ISO 12944-5:2019, IDT). На заміну ДСТУ ISO 12944-5:2019 (ISO 12944-5:2018, IDT); чинний від 2021-11-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2021. 29 с.

53. Романюк В. В., Супрунюк В. В. Металеві конструкції. Каркаси одноповерхових промислових будівель : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2021. 501 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/20334>
54. Лучко Й. Й., Назаревич Б. Л., Ковальчук В. В. Конструкції будівель і споруд : навч. посіб. / за ред. д-ра. техн. наук, проф. Й. Й. Лучка ; М-во освіти і науки України ; Тернопільський національний технічний університет імені І. Пулюя. Львів : Каменяр, 2017. 732 с.
55. Пашинський В. А., Чмир В. П., Кузнецова І. В. Металеві конструкції : навч. посіб. для курсового проектування та виконання кваліфікаційних робіт. Кропивницький : Центральноукраїнський національний технічний університет, 2022. 248 с.
56. Розрахунок сталевих конструкцій будівель і споруд згідно Єврокоду 3 і національних додатків України : навч. посіб. / О. М. Тищенко та ін. Черкаси : ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, 2021. 171 с.

Навчальне видання

*Радкевич Анатолій Валентинович,  
Ковтун-Горбачова Тетяна Анатоліївна, Давидов Ігор Ігорович,  
Івченко Юлія Володимирівна, Ковтун Кирило Андрійович*

**МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ:  
МАТЕРІАЛИ, СОРТАМЕНТ, З'ЄДНАННЯ ТА  
РОЗРАХУНОК ЗА ТЕОРІЄЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ  
(БАЛКИ І КОЛОНИ)**

Навчально-практичний посібник

Електронне видання

Відповідальний редактор І. І. Давидов  
Комп'ютерна верстка І. І. Давидов  
Дизайн обкладинки І. І. Давидов

Експертний висновок склав д-р техн. наук, проф. Світлана Шехоркіна

Зареєстровано НМВ УДУНТ (№ 1.856 від 27.01.2026)

Формат 60x84 1/16. Ум. друк. арк. 17,38. Обл.-вид. арк. 17,51.  
Зам. № 6.

Видавець: Український державний університет науки і технологій.  
вул. Лазаряна, 2, ауд. 2216, ауд. 263 (наукова бібліотека)  
м. Дніпро, 49010.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 7709 від 14.12.2022