

Державна служба України з надзвичайних ситуацій
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв
Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України

Тищенко О. М., Поздєєв С.В., Шналь Т.М., Рудешко І.В., Сідней С.О.,
Березовський А.І.

Розрахунок сталевих конструкцій будівель і споруд згідно Єврокоду 3 і національних додатків України

УДК

Тищенко О.М., Поздєєв С.В., Шналь Т.М., Рудешко І.В., Сідней С.О., Березовський А.І. Розрахунок сталевих конструкцій будівель і споруд згідно Єврокоду 3 і національних додатків України: Навчальний посібник // Тищенко О.М., Поздєєв С.В., Шналь Т.М., Рудешко І.В., Сідней С.О., Березовський А.І. – Черкаси: ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, 2021.- 171с.

Даний посібник призначений для першого ознайомлення з основними правилами проектування відповідно до гармонізованих європейських норм розрахунку несучих металевих конструкцій будівель і споруд у короткому вигляді. Він має на меті формування первинного уявлення про предмет.

У першу чергу, посібник призначений для практикуючих інженерів-проектувальників, але може бути корисним викладачам, студентам та аспірантам вищих навчальних закладів, науковцям, а також іншим сторонам, що долучені до розрахунків сталевих конструкцій за Єврокодами.

Наведений матеріал орієнтований на інженерну аудиторію, яка повною мірою знайома з ДБН, але не знайома з Єврокодами, тому у тексті посібника акцентується увага на відмінностях між ними, а викладення загальних положень і висновків, що очевидні із курсу механіки, стислі або взагалі упущені.

Навчально-методичний посібник призначений для практичного опрацювання теоретичних знань з дисциплін «Стійкість будівель і споруд при пожежі», «Будівлі і споруди в надзвичайних ситуаціях» для здобувачів вищої освіти денного та заочного видів навчання за першим (бакалаврським) освітнім ступенем у галузі знань 26 «Цивільна безпека» за спеціальністю 261 «Пожежна безпека», та 263 «Цивільна безпека».

*Рекомендовано до друку Вченою радою
Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля
Національного університету цивільного захисту України
(протокол № від _____)*

ЗМІСТ

Передмова.....
Вступ.....
Розділ 1. Основи розрахунку конструкцій.....
1.1. Основні вимоги.....
1.1.1. Загальні положення.....
1.1.2. Поняття про теорію граничних станів.....
1.1.3. Забезпечення надійності.....
1.1.4. Проектний термін експлуатації.....
1.2. Розрахункові ситуації.....
1.3. Застосування часткових коефіцієнтів надійності.....
1.3.1. Розрахункові значення.....
1.3.2. Граничні стани за несучою здатністю.....
1.3.3. Комбінації зусиль для розрахунку граничних станів за несучою здатністю.....
1.3.3.1. Загальні положення.....
1.3.3.2. Постійні та перехідні розрахункові ситуації.....
1.3.3.3. Аварійні розрахункові ситуації.....
1.3.4. Граничні стани за експлуатаційною придатністю.....
1.3.5. Комбінації дій для граничних станів за експлуатаційною придатністю.....
1.4. Загальні вимоги до сталевих конструкцій.....
1.4.1. Загальні положення.....
1.4.2. Менеджмент якості.....
1.4.3. Забезпечення довговічності.....
Розділ 2. Навантаження та впливи на будівлю.....
2.1. Основні положення.....
2.2. Класифікація навантажень та впливів.....
2.3. Питома вага складованих матеріалів та конструкцій.....
2.4. Вага конструкцій та ґрунтів.....
2.5. Корисні навантаження.....
2.6. Снігові навантаження.....
2.7. Вітрові навантаження.....
2.8. Навантаження на конструкції на етапі зведення.....
2.9. Епізодичні (аварійні) навантаження.....
Розділ 3. Матеріали.....
3.1. Будівельні сталі. Сфера використання. Властивості гарячекатаної сталі. Маркування.....
3.2. З'єднувальні елементи.....

3.2.1. Болти, гайки та шайби.....	
3.2.2. Зварювальні матеріали.....	
3.3. Інші конструктивні елементи заводського виготовлення.....	
Розділ 4. Методи розрахунку сталевих конструкцій.....	
4.1. Загальні припущення і положення.....	
4.2. Класифікація поперечних перерізів.....	
4.3. Граничний стан за несучою здатністю.....	
4.3.1. Часткові коефіцієнти надійності при визначенні несучої здатності.....	
4.3.2. Несуча здатність перерізів.....	
4.3.2.1. Загальні положення.....	
4.3.2.2. Характеристики перерізів.....	
4.3.2.3. Несуча здатність на розтяг.....	
4.3.2.4. Несуча здатність на стиск.....	
4.3.2.5. Несуча здатність на згин.....	
4.3.2.6. Несуча здатність елементів при дії поперечної сили.....	
4.3.2.7. Несуча здатність елементів за умови дії згинального моменту та поперечної сили.....	
4.3.2.8. Несуча здатність при дії згинального моменту та осьової сили (стиснуто-зігнуті та позацентрово-стиснуті елементи).....	
4.3.2.9. Несуча здатність елементів при дії згинального моменту, поперечної та поздовжньої сил.....	
4.3.3. Несуча здатність елементів на стійкість.....	
4.3.3.1. Центральні-стиснуті елементи постійного перерізу.....	
4.3.3.2. Несуча здатність елементів постійного перерізу на стійкість плоскої форми згину.....	
4.3.3.3. Несуча здатність елементів постійного перерізу на стійкість при дії стиску зі згином.....	
4.4. Граничний стан за експлуатаційною придатністю.....	
4.4.1. Загальні положення.....	
4.4.2. Вертикальні переміщення.....	
4.4.3. Горизонтальні переміщення.....	
Приклади розрахунків.....	
Розділ 5. З'єднання металевих конструкцій.....	
5.1. Основні вимоги до розрахунку з'єднань.....	
5.1.1. Загальні положення.....	
5.1.2. Зусилля, що діють у вузлах.....	
5.1.3. Несуча здатність вузлів.....	
5.1.4. Розрахункові припущення.....	
5.1.5. Вузли, що схильні до ударів, вібрацій та зміни навантажень.....	

5.2. Розрахунки, класифікація.....	
5.3. Болтові з'єднання.....	
5.3.1. Загальні положення.....	
5.3.2. Болти з попереднім напруженням.....	
5.3.3. Категорії болтових з'єднань.....	
Приклад розрахунків.....	
5.4. Зварні з'єднання.....	
5.4.1. Загальні положення.....	
5.4.2. Геометричні параметри та розміри зварних швів.....	
5.4.3. Розрахункова несуча здатність кутових зварних швів.....	
5.4.3.1. Довжина зварного шва.....	
5.4.3.2. Розрахункова висота зварного шва.....	
5.4.3.3. Визначення розрахункової несучої здатності кутового зварного шва.....	
5.4.4. Визначення розрахункової несучої здатності стикових зварних швів...	
5.4.5. Розподіл зусиль.....	
5.4.6. Кріплення до полиць, не підкріплених елементами жорсткості.....	
5.4.7. Довгі з'єднання.....	
5.4.8. Позацентрово-навантажені кутові шви та односторонні стикові шви із частковим проваром.....	
Розділ 6. Вогнестійкість металевих конструкцій (Визначення та перевірка за 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)).....	
6.1. Основні положення.....	
6.2. Теоретичні основи розрахунку сталевих конструкцій на вогнестійкість....	
6.2.1. Основні принципи розрахунку конструкцій на вогнестійкість.....	
6.2.2. Температурні режими пожеж.....	
6.2.2.1. Номінальні температуро-часові залежності.....	
6.2.2.2. Параметричні температуро-часові залежності.....	
6.2.2.2.1. Параметричні температуро-часові режими пожеж у протипожежних відсіках.....	
6.2.2.2.2. Розрахункові режими локалізованих пожеж.....	
Приклад розрахунку.....	
6.2.3. Методи розрахунку вогнестійкості конструкцій.....	
6.2.3.1. Розрахункові методи за рівнями поділу конструктивної системи.....	
6.2.3.1.1. Розрахунок окремої конструкції.....	
6.2.3.1.2. Розрахунок частини конструктивної системи.....	
6.2.3.1.3. Розрахунок усєї конструктивної системи.....	

6.2.3.2. Моделі розрахунку вогнестійкості конструкцій.....	
6.2.3.2.1. Спрощені розрахункові моделі.....	
6.2.3.2.2. Уточнені розрахункові моделі.....	
6.2.3.2.3.Визначення вогнестійкості за допомогою табличних даних.....	
6.2.3.2.4.Визначення вогнестійкості на підставі випробувань.....	
6.2.4. Властивості матеріалів.....	
6.2.4.1. Механічні властивості вуглецевих сталей.....	
6.2.4.1.1. Міцність та деформація.....	
6.2.4.1.2. Густина.....	
6.2.4.2. Теплотехнічні властивості вуглецевих сталей.....	
6.2.4.2.1. Температурне видовження.....	
6.2.4.2.2. Питома теплоємність.....	
6.2.4.2.3. Теплопровідність.....	
6.3.Спрощені методи розрахунку вогнестійкості сталевих конструкцій.....	
6.3.1. Метод розрахунку за параметрами міцності при підвищеній температурі.....	
6.3.1.1.Сфера застосування.....	
6.3.1.2. Алгоритм (блок-схема) розрахунку вогнестійкості сталевих конструкцій.....	
6.3.1.3. Статичний розрахунок.....	
6.3.1.3.1. Основні положення.....	
6.3.1.3.2. Механічні дії.....	
6.3.1.4. Класифікація поперечних перерізів.....	
6.3.1.5. Визначення коефіцієнта зниження η_{fi} для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі.....	
6.3.1.6. Визначення розрахункових сполучень зусиль $E_{fi,d}$ в умовах пожежі.....	
6.3.1.7. Визначення залежності несучої здатності від температури сталі.....	
6.3.1.7.1. Конструкції при дії зусиль розтягу.....	
6.3.1.7.2. Конструкції при дії зусиль стиску з поперечними перерізами Класу 1, 2 або 3.....	
6.3.1.7.3. Елементи при дії зусиль згину із поперечними перерізами Класів 1, 2 або 3.....	
6.3.1.7.4. Елементи з Класами перерізів 1, 2 або 3, що працюють на зріз....	
6.3.1.7.5. Стиснуто-зігнуті та позацентрово-стиснуті елементи з Класами перерізів 1, 2 або 3.....	
6.3.2. Розрахунок критичної температури.....	
6.3.2.1. Сфера використання.....	
6.3.2.2.Алгоритм (блок-схема) розрахунку критичної температури сталевих конструкцій та визначення необхідності їх вогнезахисту.....	

6.3.2.2.1. Визначення ступеня використання μ_0	
6.3.2.2.2. Розрахунок критичної температури.....	
6.4. Спрощені методи розрахунку вогнестійкості сталевих конструкцій. Проектування вогнезахисту.....	
6.4.1. Визначення необхідної вогнестійкості конструкції.....	
6.4.1.1. Загальні поняття.....	
6.4.1.2. Методи визначення вогнестійкості сталевих конструкцій.....	
6.4.1.3. Нормування класів вогнестійкості сталевих будівельних конструкцій.....	
6.4.2. Розрахунок коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій.....	
6.4.2.1. Коефіцієнт перерізу незахищеної сталевій конструкції A_m/V , або профільний коефіцієнт перерізу.....	
6.4.2.2. Коробчастий коефіцієнт перерізу сталевій конструкції A_{mk}/V	
6.4.2.3. Прямокутний коефіцієнт перерізу сталевій конструкції $[A_m/V]_b$	
6.4.2.4. Коефіцієнт перерізу сталевій конструкції, що вкрита вогнезахисним матеріалом A_p/V	
6.4.2.5. Робочі приклади.....	
6.4.3. Визначення часу t_{cr} , необхідного для досягнення критичної температури сталевий елемент $\theta_{a,cr}$	
6.4.3.1. Розрахунок вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій.....	
6.4.4. Визначення характеристик вогнезахисного покриття за критерієм критичної температури.....	
Приклади розрахунків.....	
Додатки.....	
Список використаних джерел.....	

ПЕРЕДМОВА

Проектування металевих конструкцій до 1 липня 2013 року в Україні здійснювалося тільки за національними нормативними документами (ДБН, СНіП, ДСТУ, тощо). Після вказаної дати було затверджено нормативну базу, яка дозволяє під час проектування будівельних сталевих конструкцій, як альтернативу, використовувати європейські стандарти – Єврокоди.

Єврокоди – це комплекс стандартів із проектування конструкцій, що розроблені Європейським комітетом стандартизації (СЕН) з початку 1990-х років із метою охоплення питань проектування несучих конструкцій. Єврокоди разом із Євростандартами являють собою замкнений апарат керування надійністю та контролю довговічності будівлі, що відповідає національній системі (табл.).

<i>Національна система</i>	<i>Європейська система</i>
Система ДБН та СНіП, що стосуються конструкцій промислових, громадських та інших будівель	Система Єврокодів на основі проектування, впливи і навантаження для проектування різних конструкцій.
Система ДСТУ та ГОСТ у розвиток ДБН та СНіП	Система Євростандартів (EN) у розвиток Єврокодів

Повністю використання Єврокодів стало правомірним з 1 липня 2014 року відповідно *ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення»*, що затверджені наказом Мінрегіонбуду №523 від 16.02.2010. Гармонізовані документи видані з позначенням *ДСТУ-Н Б EN 1991 та ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990)*. Більшість з них складаються з низки «частин» та *Національних додатків* (Зміни до ДСТУ – Н EN), якими імплементується документ СЕН. У Європейському союзі обов'язкове СЕ-маркування будівельної продукції (стандарт EN1090), згідно з яким несуча здатність металевих конструкцій має бути розрахована за Єврокодами.

Постанова Кабміну України № 547 від 23 травня 2011 року запроваджує одночасну дію національних будівельних норм проектування (ДБН) та імплементованих Єврокодів для будівель I-IV категорії складності. Будівлі V-ї категорії складності потрібно проектувати за національними нормами, але у подальшому можливо також будуть включені до одночасного застосування Єврокодів.

Вибір того, за якими з нормативних документів потрібно здійснювати проектування конструкцій, визначає ЗАМОВНИК у технічному завданні на

проектування. У проектній документації на один об'єкт не можуть одночасно застосовуватися різні будівельні норми.

Кожна країна реалізує Єврокод у цілому, або його частину, як Національний стандарт, опублікувавши перекладений текст. Національні додатки до кожного імплементованого документу публікуються від імені і дозволу національних компетентних органів влади і враховують особливості географічних та кліматичних умов (снігове і вітрове навантаження, рівні безпеки, тощо).

Для проектування сталевих конструкцій базовим документом є *ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій»* та його Національний додаток. Іншими основоположними нормами, є частини *ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990) Єврокод «Основи проектування конструкцій»* та *ДСТУ-Н Б EN 1991, Єврокод 1 «Дії на конструкції»* з їх Національними додатками, які визначають основні навантаження і впливи. Вказані документи охоплюють усі аспекти проектування найбільш застосовуваних типів будівель та споруд з використанням сталевих конструкцій.

Структура частин Єврокоду 3 «Сталеві конструкції»:

1. Загальні правила для споруд EN1993-1-1.
2. Розрахунки на вогнестійкість EN 1993-1-2.
3. Основні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів та профільованих листів EN 1993-1-3.
4. Загальні положення. Додаткові правила для нержавіючої сталі EN 1993-1-4.
5. Пластинчасті конструктивні елементи EN 1993-1-5.
6. Міцність і надійність оболонок EN 1993-1-6.
7. Пластинчасті конструкції при навантаженні поза межами площини EN 1993-1-7.
8. Проектування з'єднань EN1993-1-8.
9. Витривалість EN 1993-1-9.
10. Властивості тріщиностійкості та міцності матеріалу у напрямку товщини прокату EN 1993-1-10.
11. Проектування конструкцій з розтягнутими елементами.
12. Додаткові правила до сталевих конструкцій зі сталей класів не вище S700 EN 1993-1-12.
13. Сталеві мости.
14. Башти та щогли EN 1993-3-1.
15. Димові труби EN 1993-3-2.
16. Силоси EN 1993-4-1.

17. Резервуари EN 1993-4-1.
18. Трубопроводи EN 1993-4-3.
19. Палі EN 1993-5.
20. Підкранові конструкції EN 1993-6.

Даний посібник призначений для першого ознайомлення з основними правилами проектування відповідно до гармонізованих європейських норм розрахунку несучих металевих конструкцій будівель і споруд у короткому вигляді. Він має на меті формування первинного уявлення про предмет.

У першу чергу, посібник призначений для практикуючих інженерів-проектувальників, але може бути корисним викладачам, студентам та аспірантам вищих навчальних закладів, науковцям, а також іншим сторонам, що долучені до розрахунків сталевих конструкцій за Єврокодами.

Наведений матеріал орієнтований на інженерну аудиторію, яка повною мірою знайома з ДБН, але не знайома з Єврокодами, тому у тексті посібника акцентується увага на відмінностях між ними, а викладення загальних положень і висновків, що очевидні із курсу механіки, стислі або взагалі опущені.

ВСТУП

Посібник містить скорочений виклад основних принципів та правил застосування Єврокодів, які стосуються розрахунку найбільш поширених типів будівель зі сталевим каркасом. Розрахунки, що надані у посібнику, відповідають Єврокодам та Національним додаткам України.

Основні відмінності від національної нормативної бази

Серед основних відмінностей у підходах до проектування сталевих конструкцій за Єврокодами порівняно із відповідними ДБН потрібно зазначити:

- Єврокоди орієнтовані на комп'ютерні, а не ручні методи розрахунку. На практиці у Європі широко використовуються пакети прикладних програм, що скорочують рутинні операції. В нашій країні також розробляється спеціалізоване програмне забезпечення, але воно більшою мірою застосовується для визначення напружено-деформованого стану конструкцій і орієнтовано на національну нормативну базу.

- Залежно від характеру роботи конструкції, у європейських нормах закладено необхідність врахування геометричної та фізичної нелінійності. На практиці при статичному розрахунку найчастіше враховується геометрична нелінійність.

- При статичному розрахунку Єврокоди вимагають врахування теоретичних початкових недосконалостей системи двома шляхами:

- 1 – моделювання системи з геометричними відхиленнями;
- 2 – задавання еквівалентних зусиль, що моделюють недосконалості.

На практиці рекомендується застосовувати другий підхід.

- Поперечні перерізи елементів за напружено-деформованим станом поділяються на 4, а не 3 класи, як у ДБН. Процес визначення класу по суті є перевіркою втрати місцевої стійкості частин перерізу за умови дії нормальних напружень. Клас перерізу визначає тип розрахунку елемента.

- Система часткових коефіцієнтів надійності за матеріалом, умовами роботи, навантаженнями, тощо у ДБН, фактично відповідає Єврокодам. Однак у загальному випадку Єврокоди зводять їх до загальних (приведених) коефіцієнтів надійності за навантаженнями та несучою здатністю (рис. 1.1).

- У Єврокодах відсутні директивні обмеження щодо гнучкості та переміщень елементів. У питанні регулювання деформацій Єврокоди посилаються на Національні додатки кожної країни, що приймає дану систему нормативних документів.

- У Єврокодах основною геометричною характеристикою зварних швів є не катет шва, а його висота (перпендикуляр з вершини умовного

перерізу шва до зовнішньої грані гіпотенузи). Також немає розділення перевірки міцності зварного шва за металом шва та межею сплавлення. Фактично вважається, що межа сплавлення рівноцінна за міцністю, а руйнування може відбутися тільки за металом шва.

➤ У Єврокодах до основних перевірок болтових з'єднань додано перевірку на виривання частини перерізу.

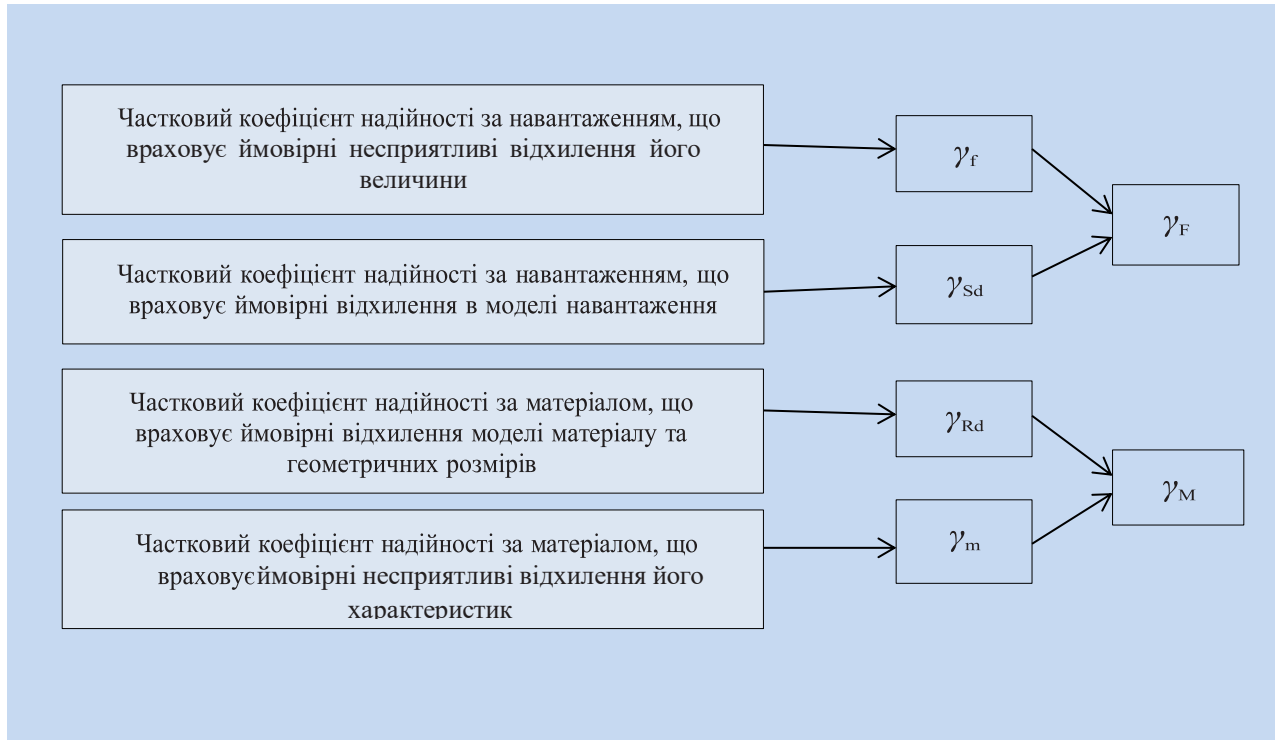


Рис. 1.1. Залежність між окремими частковими коефіцієнтами надійності.

Зазначені відмінності між національними та європейськими нормами не є фундаментальними, вони пов'язані, насамперед, із різним рівнем технології проектування та виготовлення металоконструкцій, традиційністю галузі, рівнем нормування та контролю якості виробництва.

РОЗДІЛ 1. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. ОСНОВНІ ВИМОГИ

1.1.1. Загальні положення

Конструкції повинні бути розраховані та виконані (зведені) так, щоб вони:

- забезпечували відповідний рівень надійності та економічності у межах терміну експлуатації;
- витримували всі навантаження та впливи, які можуть виникнути під час зведення та експлуатації;
- зберігали необхідні експлуатаційні показники;
- забезпечували необхідну довговічність;
- не допускали нерозмірних пошкоджень від аварійних ситуацій на зразок вибуху, пожежі, удару або відмови елемента конструкції.

Повніший список основних вимог до розрахунку конструкцій наведено в Розділі 2.1 ДСТУ-Н Б EN 1990.

Основні вимоги мають забезпечуватися завдяки:

- застосуванню відповідних вимог до будівельних матеріалів;
- коректним розрахункам та кресленням;
- здійсненню контролю на етапах проектування, виготовлення, будівництва та експлуатації з прив'язкою до конкретного об'єкту.

Щоб уникнути або обмежити потенційне пошкодження, має виконуватися одне або декілька наступних правил:

- слід уникати, виключати або знижувати ризики, до яких може бути схильна конструкція;
- слід вибирати таку конструктивну схему, яка малосприйнятлива до можливих ризиків;
- слід передбачати конструктивні заходи, які дозволять конструкції перерозподілити зусилля у разі виключення з роботи одного (будь-якого) з її елементів або внаслідок можливого локального пошкодження;
- слід уникати застосування конструктивних схем із можливим раптовим руйнуванням;
- застосовувати максимально надійні з'єднання.

1.1.2. Поняття про теорію граничних станів

Інформація, що наведена у Єврокодах, ґрунтується на розрахунках за *граничними станами конструкцій*. У нормативному документі ДСТУ-Н Б EN 1990 граничний стан визначається як такий, після якого конструкція більше не відповідає мінімальним проектним вимогам та не може виконувати свої функції. Граничні стани визначають межу між допустимими та недопустимими (позаграничними) станами. Недопустимий стан відповідає відмові, а самі граничні стани розділяються на дві групи:

Група граничних станів за несучою здатністю (перша група граничних станів, ultimate limit state) включає стани, перехід конструкції через які призводить до втрати несучої здатності або повної непридатності до будь-якої подальшої експлуатації, що зазвичай відбувається в результаті втрати міцності або стійкості.

Група граничних станів за експлуатаційною придатністю (друга група граничних станів, serviceability limit state) – стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію об'єкта, найчастіше, коли деякі експлуатаційні критерії досягають граничних, неприйнятних значень. В основному під такими критеріями мають на увазі переміщення та деформації будівлі, пошкодження захисних покриттів тощо.

Розрахунок за граничними станами гарантує, що при заданих фізико-механічних характеристиках матеріалів, а також прогнозованих навантаженнях та впливах, забезпечених із деяким рівнем надійності, несучі конструкції не втратять своїх нормованих властивостей та будуть задовольняти критеріям, які висуваються до їхньої цілісності та безпеки функції, яку вони обслуговують.

1.1.3. Забезпечення надійності

Надійність конструкцій, які розглядаються в рамках цієї публікації, повинна досягатися шляхом забезпечення:

- розрахунку згідно з цією публікацією, який відповідає Єврокодам;
- якісного виконання робіт та використання методів контролю якості.

Рівні надійності можуть визначатися відповідно до класифікації всієї конструкції та/ або класифікації окремих її елементів.

Рівні надійності відносно несучої здатності та експлуатаційної придатності можуть досягатися відповідною комбінацією:

- превентивних та захисних заходів;
- заходів, що належать до проектних розрахунків;
- заходів, що належать до менеджменту якості;
- заходів, спрямованих на виключення помилок;
- інших заходів, що належать до проектування;
- ефективного будівництва;
- адекватного контролю та обслуговування.

Навантаження та фізико-механічні характеристики матеріалів мають імовірнісну природу. Тому найважливішим заходом, що належить до проектних розрахунків, є метод забезпечення надійності напів імовірнісним підходом – шляхом введення часткових коефіцієнтів надійності. Часткові коефіцієнти надійності у нормах враховують варіації дій на конструкції, характеристики матеріалів, типи розрахунків, призначення елементів та ступінь відповідальності об'єкту будівництва. Скорочений опис процедури вибору часткових коефіцієнтів надійності за навантаженням та несучою здатністю згідно Єврокоду наведено у Розділах «Вступ» та 1.3 даного посібника.

Як шлях реалізації диференціації надійності за відповідальністю будівлі й конкретної конструкції для навантажень та впливів використовується коефіцієнт K_{FI} , значення якого приймаються залежно від класу наслідків об'єкту, категорії відповідальності конструкції та типу розрахункової ситуації згідно Таблиці 1.1.

У національних нормативних документах (ДБН В.1.2-14:2009) еквівалентом для K_{FI} є коефіцієнт надійності за призначенням γ_n .

Класифікація будівель та конструкцій за рівнем відповідальності виконується згідно з Національним додатком ДСТУ-Н Б EN 1990, Розділи НБ.3.1-НБ3.3 та відповідає класифікації ДБН В.1.2-14:2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ».

1.1.4. Проектний термін експлуатації

50 років – це стандартний проектний термін експлуатації для більшості будівель та споруд, за винятком етапу будівництва. Таке значення відповідає стандартному терміну повторюваності, при якому визначаються характерні значення навантажень та впливів, що залежать від часу, у Єврокоді 1 та його Національних додатках. Термін експлуатації впливає на розрахункові значення навантажень і впливів, зокрема снігових, та на

перевірки ефектів у часі, таких як розрахунок на втомлюваність.

Таблиця 1.1 – Значення коефіцієнтів надійності за призначенням
(Таблиця НБ.3.3 Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1990)

Клас наслідків будівлі або споруди	Категорія відповідальності конструкції	Значення коефіцієнтів K_{FI} , які використовуються в розрахункових ситуаціях:		
		постійних	перехідних	аварійних
СС3	А	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	В	1,150	0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	В	1,000	0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	В	0,950	0,900	

1.2. РОЗРАХУНКОВІ СИТУАЦІЇ

Розрахункові ситуації можуть класифікуватися як:

ПОСТІЙНІ, що відповідають нормальним умовам експлуатації;

ПЕРЕХІДНІ, що належать до станів несучої конструкції, які обмежені у часі, наприклад, етап будівництва або ремонту;

АВАРІЙНІ, що належать до надзвичайних умов або їх дій, наприклад: пожежа, вибух або наслідки локальної відмови;

СЕЙСМІЧНІ, що застосовуються до конструкцій при землетрусах.

У конструкції, як несучій системі, вхідними даними є зовнішні навантаження і впливи, а вихідними – зміна стану, внутрішні зусилля і переміщення.

Силові дії – це навантаження, а несилові – це впливи. До навантажень належать атмосферні силові дії (сніг, вітер, тощо), вага конструкцій та устаткування, температура, переміщення опор, тощо.

Натомість впливи охоплюють дії корозійних чинників, струмів, вологості, випромінювання, тощо.

При проектуванні конструкцій повинні бути розглянуті всі можливі розрахункові ситуації та комбінації зовнішніх дій на різних етапах життєвого циклу конструкцій з метою виявлення найбільш несприятливих їх поєднань.

1.3. ЗАСТОСУВАННЯ ЧАСТКОВИХ КОЕФІЦІЄНТІВ НАДІЙНОСТІ

1.3.1. Розрахункові значення

Розрахункове значення дії (F_d) у загальному вигляді може бути виражено формулою:

$$F_k = \gamma_F \psi F_k \quad (1.1)$$

де: γ_F – частковий коефіцієнт надійності для дії (для постійних дій застосовується позначення γ_G , для змінних – γ_Q);

ψ – коефіцієнт сполучень, який дорівнює 1.0 для постійних дій, та ψ_0 , ψ_1 або ψ_2 для змінних дій. Коефіцієнт ψ для змінних дій залежить від розглянутої комбінації дій, див. Таблицю 1.3;

F_k – характеристичне (нормативне) значення дії.

Розрахункове значення дій зазвичай не виражається самостійним значенням. ДСТУ-Н Б EN 1990 зазвичай позначає їх $\gamma_F \psi F_k$ (або просто $\gamma_F F_k$). Постійні та змінні дії позначаються символами G_k та Q_k відповідно.

Розрахункове значення параметра будівельного матеріалу або виробу (X_d) у загальному вигляді може бути виражено формулою:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (1.2)$$

де: X_k – характеристичне значення параметра матеріалу або виробу;

γ_m – частковий коефіцієнт надійності для параметра матеріалу або виробу;

η – перевідний коефіцієнт, який може враховувати:

- вплив кількості та об'єму;

- вплив вологості та температури;
- інших істотних параметрів.

Коефіцієнт η застосовується не для всіх типів матеріалів та виробів, оскільки нерідко він вже врахований у самому характеристичному значенні X_k або частковому коефіцієнті γ_m .

Розрахункові значення геометричних характеристик, таких як розміри елементів, які використовуються при підборі перерізів та/або визначенні несучої здатності, можуть прийматися такими, що дорівнюють номінальним значенням:

$$a_d = a_m \quad (1.3)$$

Недосконалості у геометрії повинні враховуватися тільки в тих випадках, коли вони мають значний вплив на надійність конструкції. Всі інші відхилення параметрів враховуються частковими коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_F та за матеріалом γ_m .

$$R_d = \left\{ \eta \frac{X_k}{\gamma_m}; a \right\} \quad (1.4)$$

де: γ_m – частковий коефіцієнт надійності для несучої здатності, що об'єднує частковий коефіцієнт за матеріалом γ_m , похибки та невизначеність моделі γ_{Rd} , а також іноді – перевідний коефіцієнт η .

Для однорідних матеріалів (таких як сталь) розрахункове значення несучої здатності можна визначити прямо на основі характеристичного:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (1.5)$$

Для прикладу, несуча здатність поперечного перерізу на розтяг:

$$N_{cRd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1.6)$$

У даному випадку:

A - геометрична характеристика – це площа перерізу, A ;

f_y – параметр матеріалу (межа текучості);

γ_{M0} – частковий коефіцієнт надійності для несучої здатності при перевірці на міцність (індекс «0»);

добуток $A f_y$ – це характеристичне значення несучої здатності (R_k).

1.3.2. Граничні стани за несучою здатністю

Граничні стани за несучою здатністю (у національній традиції – перша група граничних станів) позначають критерії придатності конструкції до будь-якої експлуатації та пов’язані з безпекою людей та самим існуванням конструкції. Як правило, граничними станами першої групи є ті, досягнення яких означає втрату несучої здатності внаслідок не задовольнення умовам міцності або стійкості. При досягненні першого граничного стану елемент виключається із роботи.

Повинні виконуватися перевірки на такі граничні стани за несучою здатністю:

EQU – втрата рівноваги (стійкості положення) конструкцією або її частиною, що розглядається як, жорстке тіло. При цьому навіть незначні варіації величин та просторового розподілу навантажень для кожної окремої першопричини є суттєвими, а міцність матеріалів конструкції та ґрунтів основ, як правило, малозначущі та не контролюються.

STR – відмова або надмірні деформації конструкції або її елемента, включаючи втрату міцності або стійкості форми конструкції чи її частини. Характеристики міцності матеріалів відіграють вирішальну роль та підлягають контролю

Не слід плутати термін «надмірні деформації» з перевіркою експлуатаційної придатності, яка належить до другої групи граничних станів. У даному контексті під надмірними деформаціями мається на увазі виникнення внутрішніх дефектів, які призводять до руйнування конструкції внаслідок втрати стійкості форми.

GEO – втрата несучої здатності ґрунту основи. При цьому характеристики ґрунтів основ відіграють вирішальну роль та підлягають контролю.

FAT – руйнування конструкції або її елементів унаслідок втомлюваності.

У загальному найпоширенішому випадку розглядається тільки граничний стан за несучою здатністю STR.

Перевірка граничного стану EQU застосовується рідко та може знадобитися для легких металоконструкцій, не розкріплених на відрив або зсув при дії вітру, а також металевих шпунтових стін, башт та інших конструкцій, для яких можливе перекидання.

При перевірці граничних станів за несучою здатністю STR та/або GEO для перерізів, елементів або з’єднань повинна виконуватися нерівність:

$$E_d \leq R_d, \quad (1.7)$$

де: E_d – розрахункове значення результату дій (навантажувальний ефект), наприклад, внутрішнє зусилля, момент або рівнодіюча внутрішніх зусиль та/або моментів;

R_d – розрахункове значення відповідної несучої здатності.

1.3.3. Комбінації зусиль для розрахунку граничних станів за несучою здатністю

1.3.3.1. Загальні положення

Згідно з ДСТУ-Н Б EN 1990 результати дій (E_d) на споруду в цілому або окремі її конструктивні елементи необхідно визначати при найбільш несприятливому, але реалістичному розрахунковому поєднанні (критичній комбінації) дій, які можуть виникати одночасно.

Кожна комбінація повинна включати переважаюче чи основне змінне або епізодичне навантаження.

Якщо примусові зсуви опор відіграють важливу роль, вони повинні враховуватися розрахунком.

Якщо на конструкцію діють динамічні навантаження, які викликають значні її прискорення, слід додатково виконувати динамічний аналіз системи.

1.3.3.2. Постійні та перехідні розрахункові ситуації

Постійні розрахункові ситуації мають місце для періоду такого ж порядку, як проектний термін експлуатації будівлі, у той час, як перехідні відповідають періодам, значно меншим за проектний термін експлуатації, наприклад, етапу зведення або ремонту.

Комбінації результатів дій повинні ґрунтуватися на:

- розрахункових значеннях постійних дій;
- розрахункових значеннях переважаючої змінної дії;
- розрахункових значеннях супутніх дій.

Комбінації дій можуть бути представлені у вигляді (1.8):

$$(1.8): \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.8)$$

або альтернативно, для граничних станів STR та GEO, менш сприятливим (тобто таким, що дає більше значення) із двох виразів (1.9), (1.10):

$$(1.9): \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.9)$$

$$(1.10): \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.10)$$

де : «+» – означає «додавання в комбінацію»;

Σ – означає «сумарна дія від»;

$G_{k,j}$ – характеристичні значення постійних дій;

P – зусилля попереднього напруження;

γ_p – частковий коефіцієнт для зусиль попереднього напруження;

$Q_{k,1}$ – характеристичні значення першої (переважаючої або головної) зі змінних дій;

$Q_{k,i}$ – характеристичне значення супутніх змінних дій;

$\gamma_{G,j}$ – частковий коефіцієнт для постійної дії $G_{k,j}$ (див. (2));

$\gamma_{Q,i}$ – частковий коефіцієнт для перемінної дії Q_{ki} (див. (2));

$\psi_{0,i}$ – коефіцієнт ψ_0 сполучення перемінної дії Q_{ki} (див. Таблицю 1.3);

ξ – коефіцієнт зменшення несприятливої постійної дії (у формулі (1.10)).

Підхід Єврокодів передбачає застосування всіх змінних дій. Кожна змінна дія по черзі розглядається як переважаюча. Всі інші змінні дії, крім переважаючої, у даній комбінації вводяться із коефіцієнтом сполучення ψ_0 – див. Таблицю 1.3.

Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1990 для перевірки за граничним станом STR (відмова або надмірна деформація конструкцій) виключає формулу (1.8) та визначає часткові коефіцієнти за навантаженнями для формул (1.9) та (1.10) – див. Таблицю 1.2.

Для граничного стану EQU (рівновага положення) Національний додаток дає часткові коефіцієнти за навантаженнями, які відповідають формулі (1.8) – див. Таблицю 1.2.

Для граничного стану GEO (відмова або надмірна деформація основи) Національний додаток та ДСТУ-Н Б EN 1997-1 визначає формули (1.8), (1.9) та (1.10).

Зусилля попереднього напруження (P) у даній публікації не розглядаються.

(3) Часткові коефіцієнти надійності за навантаженнями та впливам наведені у Таблиці 1.2, а коефіцієнти сполучення для змінних навантажень – у Таблиці 1.3.

Таблиця 1.2 – Часткові коефіцієнти для навантаження при граничних станах за несучою здатністю.

Граничний стан за несучою здатністю	Постійні дії, $\gamma_{G,j}$		Переважаюча перемінна дія	Супутні змінні дії, $\gamma_{Q,i}$	
	Несприятливі	Сприятливі		Головні	Інші
EQU Формула (8)	1,1	0,9	1,5	1,4	
GEO Формула (8)	1,0	1,0	1,3	1,3	
STR/GEO Формула (9)	1,35	1,0	-	1,5	1,5
STR/GEO Формула (10)	$\xi \cdot \gamma_{G,j} = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	1,0	1,5	-	1,5

Примітка: При сприятливій дії Q_k має прийматися такою, що дорівнює 0.

Таблиця 1.3 – Значення коефіцієнтів сполучення ψ для будівель.

Навантаження і впливи	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Корисні навантаження в будівлях, категорії (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1)			
Категорія А: житлові приміщення	0,7	0,5	0,35
Категорія В: офісні приміщення	0,7	0,5	0,35
Категорія С: приміщення з можливим скупченням людей	0,7	0,7	0,6
Категорія D: торгові площі	0,7	0,7	0,6
Категорія Е: складські приміщення	1,0	0,9	0,8
Категорія F: проїзна частина для транспортних засобів вагою:			
а) не більше 30кН	0,7	0,7	0,6
б) більше 30 кН, але не більше 160кН	0,7	0,5	0,3
Категорія Н: дахи	0,7	0	0
Снігові навантаження на будівлі ¹⁾ (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3)	0,6	0,5	0,3
Вітрові навантаження на будівлі ¹⁾ (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Дії температури (без пожежі) у будівлях (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

- 1) При складанні сполучень дій корисні навантаження на покрівлі будівель не повинні прийматися у розрахунок разом із вітровими та сніговими навантаженнями – див. 2.1 (4).

1.3.3.3. Аварійні розрахункові ситуації

Комбінації дій для аварійних розрахункових ситуацій можуть бути виражені у вигляді:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + "P" + "A_d" + "(\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) Q_{k,1}" + " \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.11)$$

де: A_d – розрахункове значення випадкової дії;

$\psi_{1,1}$ – коефіцієнт ψ_1 для часто повторюваного значення перемінної дії $Q_{k,i}$ (див. Таблицю 1.3);

$\psi_{2,i}$ – коефіцієнт ψ_2 для квазіпостійного значення перемінної дії $Q_{k,i}$ (див. Таблицю 1.3).

Єврокод розрізняє аварійні ситуації внаслідок встановлених та не встановлених причин. Аварійні комбінації навантажень застосовуються для розрахунку на ефекти при встановлених причинах. Невстановлені причини належать до питань живучості конструкцій та управління ризиками і не розглядаються у даній публікації.

1.3.4. Граничні стани за експлуатаційною придатністю

Граничні стани за експлуатаційною придатністю (у національних нормативних документах – друга група граничних станів) пов'язані з придатністю конструкції, або будівлі чи споруди у цілому до нормальної експлуатації та забезпечення своєї основної функції. Основними параметрами, які контролюються при перевірці граничних станів за експлуатаційною придатністю, є **переміщення та прогини, вібрації та пошкодження конструкцій**. Критерій граничних переміщень пов'язаний із недопустимою зміною геометрії конструкції, її форми або положення у просторі. Вібрації відбуваються, якщо спектр частот вимушених коливань від зовнішньої дії, такої як пульсація вітру або рух об'єктів по конструкції, виявляється у діапазоні частот власних коливань конструкції. Пошкодження у даному контексті також означають втрату об'єктом цілісності або порушення внутрішньої структури, що ускладнює експлуатацію конструкції.

Перевірка експлуатаційної придатності полягає у виконанні нерівності:

$$E_d \leq C_d, \quad (1.12)$$

де: E_d – розрахункове значення результату дій за критерієм експлуатаційної придатності, що визначене на підставі відповідної комбінації дій;
 C_d – граничне значення для відповідної комбінації.

Для граничного стану за експлуатаційною придатністю частинні коефіцієнти надійності для навантажень (ψ_F) умовно приймаються такими, що дорівнюють 1,0 і, таким чином, не вказуються у формулах комбінацій дій.

1.3.5. Комбінації дій для граничних станів за експлуатаційною придатністю

Розділяються такі типи комбінацій дій для граничних станів за експлуатаційною придатністю:

ХАРАКТЕРИСТИЧНІ – застосовуються для необоротних граничних станів;

ЧАСТО ПОВТОРЮВАНІ – застосовуються для оборотних граничних станів;

КВАЗІПОСТІЙНІ – застосовуються для розрахунку поведінки конструкцій у часі.

Граничні стани за експлуатаційною придатністю можуть бути *зворотними* або *незворотними*:

- *незворотні* – це такі граничні стани експлуатаційної придатності, при яких деякі наслідки дій, які перевищують граничні вимоги, залишаються після припинення дій, що їх викликали. Для сталевих конструкцій незворотними являються пластичні деформації або локальні пошкодження.
- *зворотні* – це такі граничні стани експлуатаційної придатності, при яких після припинення дій, їх наслідки, що перевищують граничні значення, відсутні і не розвиваються. Наприклад, тимчасові деформації у пружній стадії або надмірні вібрації.

Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1990 передбачає 4 основні критерії експлуатаційної придатності: конструктивні, технологічні, естетико-психологічні та фізіологічні.

При оцінюванні роботи металоконструкції за конструктивним критерієм, як правило, використовують характеристичну комбінацію дій. У запас надійності характеристична комбінація може застосовуватися і для перевірки інших 3-х критеріїв.

Часто повторювану комбінацію використовують при оцінці комфортності та збереження функціональності обладнання, тобто за естетико-психологічними, технологічними та фізіологічними критеріями.

Квазіпостійна комбінація використовується при оцінці довготривалих ефектів (наприклад, повзучості), які даною публікацією докладно не розглядаються.

Вирази для розрахунку комбінацій розрізняють залежно від їх типу:

Характеристична комбінація:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.13)$$

Часто повторювана комбінація:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.14)$$

Квазіпостійна комбінація:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.15)$$

$\psi_{1,i}$ – коефіцієнт ψ для часто повторюваного значення перемінної дії $Q_{k,i}$ (див. Таблицю 1.3);

$\psi_{2,i}$ – коефіцієнт ψ для квазіпостійного значення перемінної дії $Q_{k,i}$ (див. Таблицю 1.3).

1.4. ЗАГАЛЬНІ ВИМОГИ ДО СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.4.1. Загальні положення

Проектування сталевих конструкцій слід здійснювати відповідно до загальних положень ДСТУ-Н Б EN 1990 та Розділу 2.1, який відповідає вимогам зазначеного стандарту.

Правила розрахунків металоконструкцій за несучою здатністю, експлуатаційною придатністю та довговічністю наведені у різних частинах ДСТУ-Н Б EN 1993, якому відповідає дана публікація.

1.4.2. Менеджмент якості

Необхідний рівень надійності сталевих конструкцій повинен забезпечуватися шляхом застосування наскрізної інтегрованої системи менеджменту якості та управління ризиками на всіх етапах життєвого циклу об'єкта.

Рівні надійності забезпечуються вибором відповідного менеджменту якості під час проектування та виконання робіт згідно з Додатком С ДСТУ-Н Б EN 1990 та ДСТУ-Н Б EN 1090.

Додаток С до ДСТУ-Н Б EN 1990 регламентує контроль на етапі проектування (класи DSL1, DSL2 та DSL3) та на етапі будівництва (класи IL1, IL2 та IL3). Ці класи відповідають класам наслідків CC1, CC2 та CC3.

Нормативний документ ДСТУ-Н Б EN 1090-2 визначає 4 класи вимог щодо виготовлення конструкції у цілому та окремих її компонентів від EXC1 до EXC4. Вимоги зростають від EXC1 до EXC4.

**Рекомендований порядок визначення класу виконання конструкції
включає три етапи:**

Етап 1: Визначення класу наслідків, який характеризується показниками прогнозованих наслідків для населення, економіки або навколишнього середовища внаслідок відмови або руйнування елемента (див. Таблицю НБ.3.2 Національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990);

Етап 2: Визначення категорії використання та виробничої категорії (див. Таблиці В.1 та В.2 Додатку В ДСТУ-Н Б EN 1090-2);

Етап 3: Визначення класу виконання за Таблицею В.3. Додатку В ДСТУ-Н Б EN 1090-2.

Для будівель, які розглядаються у даному посібнику, клас EXC2 у загальному випадку достатній.

1.4.3. Забезпечення довговічності

Для елементів конструкцій, які не можуть бути запроектовані на повний термін експлуатації будівлі, повинна передбачатися можливість їхньої безпечної заміни, яка розглядається як перехідна розрахункова ситуація.

Ефекти від старіння металу, корозії або втомлюваності, якщо вони мають місце, повинні враховуватися відповідним вибором матеріалів, додатковим запасом міцності та заходами антикорозійного захисту.

Для елементів сталевих конструкцій повинні використовуватися захисні покриття відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1090.

Допускається не наносити антикорозійний захист на металоконструкції, розташовані всередині будівель та споруд, якщо відносна вологість всередині приміщення не перевищує 80%.

Антикорозійний захист сталевих конструкцій можливо також не проводити при використанні атмосферостійких сталей або спеціальному обґрунтуванні недоцільності таких заходів, наприклад для одноразових, тимчасових конструкцій, при технологічній складності виконання робіт із захисту тощо.

Деталі та ділянки елементів, схильні до корозії, механічного зносу або руйнування від втомлюваності при циклічних навантаженнях, повинні проектуватися таким чином, щоб забезпечувалася можливість огляду, ремонту та реконструкції, а також передбачати можливість доступу для інспекції та технічного обслуговування у процесі експлуатації.

Єврокоди також містять вимоги щодо довговічності з урахуванням витривалості конструкцій від втомлюваності. Розрахунок на витривалість від втомлюваності виконується зазвичай тільки для:

- опорних деталей підйомних механізмів або конструкцій, що схильні до рухливих навантажень;
- елементів, що схильні до повторюваних циклів навантажень від вібрації обладнання;
- елементів, що схильні до вібрацій від пульсаційної складової вітру;
- елементів, що схильні до вібрацій при скупченні людей.

РОЗДІЛ 2. НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ НА БУДІВЛЮ

2.1. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ

Для кожної окремої розрахункової ситуації повинні розглядатися відповідні постійні та змінні навантаження.

Сумарна власна вага конструктивних та постійних неконструктивних елементів повинна враховуватися розрахунком як одне окреме завантаження.

Для ділянок, на які можуть діяти різні типи навантажень, розрахунком повинна враховуватися найбільш несприятлива розрахункова ситуація.

У Єврокодах прийнято, що на покриттях корисні навантаження не повинні прикладатися одночасно із сніговими або вітровими.

2.2. КЛАСИФІКАЦІЯ НАВАНТАЖЕНЬ ТА ВПЛИВІВ

Дії за характером зміни у часі підрозділяються на:

- **постійні G**, наприклад, власна вага конструкцій, стаціонарного обладнання або дорожніх покриттів, а також непрямі дії від усадок та нерівномірних деформацій основ;
- **змінні Q**, наприклад, корисні навантаження на перекриття або покриття, вітрові та снігові навантаження;
- **епізодичні A**, наприклад, вибухи або удари у конструкцію транспортних засобів тощо.

Деякі дії, наприклад, сейсмічні або снігові навантаження, залежно від місцезнаходження будівлі, допускається розглядати як надзвичайні або змінні – див. ДСТУ-Н Б EN 1991.

Навантаження від тимчасових перегородок слід розглядати як змінні.

2.3. ПИТОМА ВАГА СКЛАДОВАНИХ МАТЕРІАЛІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ

Для складованих матеріалів та виробів потрібно встановлювати характеристичні значення питомої ваги, які приймають за середніми значеннями. Середні значення питомої ваги наведено у додатку А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1.

Для прикладу деякі значення питомої ваги матеріалів та конструкцій наведено у Таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Питома вага деяких будівельних матеріалів

Матеріал	Питома вага γ , кН/м ³
Сталь	77,0 – 78,5
Бетон при густині від 800 до 1000 кг/м ³	9,0 – 10,0 ^{1),2)}
те ж від 1000 до 1200 кг/м ³	10,0 – 12,0 ^{1),2)}
те ж від 1200 до 1400 кг/м ³	12,0 – 14,0 ^{1),2)}
те ж від 1400 до 1600 кг/м ³	14,0 – 16,0 ^{1),2)}
те ж від 1600 до 1800 кг/м ³	16,0 – 18,0 ^{1),2)}
те ж від 1800 до 2000 кг/м ³	18,0 – 20,0 ^{1),2)}
Звичайний залізобетон	24,0 ^{1),2)}
Важкий залізобетон	> 24,0 ^{1),2)}
Цементний розчин	19,0 – 23,0
Пісок	14,0 – 19,0
Звичайний щебінь (граніт, гнейс, тощо)	15,0 – 20,0
¹⁾ Збільшити на 1 кН/м ³ при звичайному армуванні залізобетону та попередньо напруженій арматурі; ²⁾ Збільшити на 1 кН/м ³ для бетонної суміші, що не затужавіла	

При використанні матеріалів із суттєвою розбіжністю питомої ваги, наприклад, у зв'язку з особливостями походження, виробництва або вологістю, характеристичне значення потрібно визначати згідно ДСТУ-Н Б EN 1990.

2.4. ВАГА КОНСТРУКЦІЙ ТА ҐРУНТІВ

Власну вагу конструкцій та споруд слід враховувати як постійне нерухоме навантаження.

Власна вага конструкцій та споруд у загальному випадку представляється одним характеристичним завантаженням та розраховується на підставі номінальних розмірів та характеристичних значень питомої ваги.

Власна вага конструкцій та споруд включає вагу конструктивних та неконструктивних елементів, у тому числі комунікацій, стаціонарного обладнання, природних та насипних ґрунтів.

2.5. КОРИСНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Корисні навантаження у будівлях залежать від функціонального призначення та умов їх експлуатації. Значення, наведені в даному розділі, включають:

- навантаження від людей в умовах нормальної експлуатації будівлі;

- меблі, обладнання, матеріали та переміщувані об'єкти (наприклад, пересувні перегородки, складовані матеріали, вміст контейнерів);
- періодичні події, наприклад скупчення людей, перестановка меблів або складованих об'єктів, які можуть виникнути під час реорганізації та ремонту будівлі.

Корисні навантаження розглядаються, як рівномірно розподілені, зосереджені або їх комбінації. Їх характеристичні значення обирають за нормативними документами (ДСТУ-Н Б EN 1991).

Прикладання корисних навантажень

Корисні навантаження на перекриття, балки та покриття приймаються в основному рівномірно розподіленими. Також додатково розглядають перевірку на дію зосередженого зусилля, яке без обґрунтування не комбінується із розподіленим навантаженням.

У більшості випадків рівномірно розподілене навантаження q_k є визначальним.

Усі навантаження повинні прикладатися із їх найбільш несприятливим розташуванням відносно конструкції. Також при проектуванні враховують різну зональність прикладання корисного навантаження по перекриттю, залежно від функціонального призначення (див. табл. 2.2-2.4).

При розрахунках, для корисних навантажень використовують коефіцієнти зниження:

- **α_1 і α_2 для балок і ригелів** – вони враховують малу ймовірність виникнення граничного значення навантаження по всій вантажній площі та залежать від її величини, а саме:

для приміщень категорії А і В (за табл. 2.2) при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$

$$\alpha_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} \geq 0,6 \quad (2.1)$$

для приміщень категорії С і D (за табл. 2.2) при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$

$$\alpha_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{\frac{A}{A_2}}} \geq 0,6 \quad (2.2)$$

де: A – площа поверхні до якої прикладається навантаження, м^2 ;

A_1 та A_2 – площі, які дорівнюють, відповідно, 9 м^2 та 36 м^2 ;

Для приміщень категорії Е₁ (табл. 2.3) коефіцієнт $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,0$;

Для приміщень категорії E₂ (табл.2.3) коефіцієнти α_1 та α_2 визначаються у завданні на проектування, але не менше за (2.2).

- **α_3 та α_4 для несучих колон, пілонів та стін.** У разі, коли на ці конструкції діють навантаження від двох або більше поверхів, змінні навантаження для категорій приміщень А-D допускається зменшувати з використанням коефіцієнтів α_3 та α_4 , які визначаються наступним чином:

для приміщень категорії А і В (за табл. 2.2) при $A > A_1 = 9\text{м}^2$

$$\alpha_3 = 0,4 + \frac{\alpha_1 - 0,4}{\sqrt{n}} \quad (2.3)$$

для приміщень категорії С і D (за табл. 2.2) при $A > A_2 = 36\text{м}^2$

$$\alpha_4 = 0,5 + \frac{\alpha_2 - 0,5}{\sqrt{n}} \quad (2.4)$$

де: n – загальна кількість перекриттів, від яких враховується навантаження при розрахунках відповідного вертикального несучого елемента.

У окремих випадках навантаження визначають дослідним шляхом або на підставі технічних даних відповідного функціонального призначення конструкцій. У такому випадку понижувальні коефіцієнти не застосовуються.

Понижувальні коефіцієнти α_1 , α_2 та α_3 , α_4 не можуть використовуватися разом. Отже, для багатоповерхових будівель складаються окремі розрахункові схеми, в яких враховуються α_1 та/або α_2 – для отримання розрахункових зусиль у ригелях і балках, а також окремі схеми, в яких враховуються α_3 та/або α_4 – для отримання розрахункових зусиль у колонах та пілонах.

Характеристичні значення корисних навантажень

Класифікація функціональних зон житлових, громадських, торгових та адміністративних будівель, та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження q_k та зосередженого навантаження Q_k надані у таблиці 2.2.

Значення q_k призначене для загального статичного розрахунку та визначення розмірів перерізів, а Q_k застосовується для розрахунків на зосереджені зусилля.

Якщо перекриття має багатоцільове призначення, то розрахунком має бути прийнята найбільш несприятлива категорія використання.

Таблиця 2.2 – Категорії використання житлових, громадських та адміністративних приміщень та відповідні значення корисних навантажень.

Категорія	Вид використання	q_k (кН/м²)	Q_k (кН/м²)
A1	Житлові приміщення, кухні, туалети		
	- перекриття	1,5	2,0
	- сходи	2,0	2,0
	- балкони	2,5	2,0
A2	Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, прилеглі до приміщень категорії A1	3,0	3,0
B1	Приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу, побутові приміщення промислових підприємств та цивільних будівель		
	- перекриття	2,0	2,0
	- сходи	2,5	2,5
	- балкони	2,5	2,5
B2	Кабінети та лабораторії, комп'ютерні зали, приміщення побутового обслуговування (перукарні, ательє, тощо)		
	- перекриття	$\geq 2,0$	$\geq 3,0$
	- сходи	2,5	3,5
	- балкони	2,5	3,5
B3	Технічні приміщення житлових та цивільних будівель висотою менше 75м, підвальні приміщення	$\geq 2,0$	$\geq 3,0$
B4	Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, прилеглі до приміщень категорії B1, B2 та B30	3,0	4,5
C1	Приміщення зі столами (класи, кабінети, кафе, ресторани, зали зборів, нарад, очікування, театральні, концертні, спортивні, виставкові, читальні)	3,0	4,0
C2	Зони зі стаціонарними сидіннями (церкви, кінозали, конференц-зали, аудиторії, приймальні, зали очікування вокзалів)	4,0	4,0
C3	Зони вільного переміщення людей, наприклад у музеях, виставкових залах, готелях, лікарнях, тощо.	5,0	4,0
C4	Зони активної діяльності людей (танцювальні і спортивні зали, сцени)	5,0	7,0
C5	Зони з можливим скупченням людей, наприклад у будівлях, де проводяться громадські заходи, такі, як концертні та спортивні зали, трибуни, тераси, перони	5,0	4,5
D1	Зони роздрібної торгівлі	4,0	4,0
D2	Торгівельні центри та універсами	5,0	7,0

Класифікація складських та виробничих зон та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження q_k та зосередженого навантаження Q_k надані у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Категорії складських та виробничих зон та відповідні значення корисних навантажень

<i>Категорія</i>	<i>Вид використання</i>	<i>q_k (кН/м²)</i>	<i>Q_k (кН/м²)</i>
E1	Зони з можливим складуванням вантажів, включаючи під'їзні зони, книгосховища, архіви	7,5	7,0
E2	Промислове використання	ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1	

Класифікація покриттів та відповідні характеристичні значення рівномірно розподіленого навантаження q_k та зосередженого навантаження Q_k , наведено у таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Категорії покриттів та відповідні значення корисних навантажень

<i>Категорія</i>	<i>Вид використання</i>	<i>q_k (кН/м²)</i>	<i>Q_k (кН/м²)</i>
H	Неексплуатовані покриття, за винятком випадків проведення технічного огляду та ремонтних робіт	0,4	1,0
I	Експлуатовані покриття з використанням за категоріями A-D	За таблицею 2.2 залежно від Категорії	
K	Експлуатовані покриття спеціального призначення, наприклад, посадкові зони для гелікоптерів	Не розглядається у даному посібнику	

Покриття, крім обшитих покрівельними листами, повинні розраховуватися на локальне навантаження 1,5 кН, прикладене до площі 50x50мм.

Тимчасові перегородки

Якщо конструкції перекриття допускають поперечний перерозподіл навантажень, для власної ваги тимчасових перегородок можна застосовувати рівномірно розподілене навантаження q_k , яке потрібно додати до корисного навантаження згідно таблиці 2.2. Залежно від власної ваги тимчасових перегородок це навантаження становить :

- для тимчасових перегородок із власною вагою $\leq 1,0$ кН на погонний метр довжини стіни: $q_k = 0,5$ кН/м²;
- для тимчасових перегородок із власною вагою 1-2,0 кН на погонний метр довжини стіни: $q_k = 0,8$ кН/м²;

- для тимчасових перегородок із власною вагою 2-3,0 кН на погонний метр довжини стіни: $q_k = 1,2 \text{ кН/м}^2$;

У більшості випадків тимчасові легкі перегородки мають вагу $\leq 1,0 \text{ кН/м}$, а отже, рекомендоване значення $q_k = 0,5 \text{ кН/м}^2$.

2.6. СНІГОВІ НАВАНТАЖЕННЯ

Снігові навантаження слід визначати наступним чином:

- а) для постійних розрахункових ситуацій (без урахування заносу – рівномірний розподіл снігу) за формулою:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.5)$$

- б) для аварійних розрахункових ситуацій у яких снігове навантаження є епізодичною дією (при надзвичайних снігопадах, з урахуванням заносу – нерівномірний розподіл снігу), за формулою:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (2.6)$$

Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3 виключає надзвичайні снігопади на території України, тому вказаний варіант навантаження у практичних розрахунках не використовується.

- с) для аварійних розрахункових ситуацій, у яких снігові заноси є епізодичною дією (надзвичайне намітання снігу) за формулою:

$$s = \mu_i \cdot s_k \quad (2.7)$$

де: μ_i – коефіцієнт форми снігового навантаження (див. 5.3 Додаток В та Національний додаток ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3). Наприклад, для пласкої покрівлі коефіцієнт форми $\mu_i = 0,8$;

s_k – характеристичне значення снігового навантаження на рівні поверхні ґрунту (Національний додаток НБ.Ф ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3, та Додатку Е, ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи» згідно карти районування України за характеристичними значеннями снігового покриву;

s_{Ad} – розрахункове значення надзвичайних снігових навантажень на ґрунт для певної місцевості (на території України не використовується);

C_e – коефіцієнт навколишнього середовища. Приймається за Таблицею 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010. Зазвичай приймається $C_e = 1,0$;

C_t – температурний коефіцієнт. Для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею та ухилами покрівлі понад 3% із належним відводом талої води $C_t = 0,8$. В інших випадках $C_t = 1,0$.

2.7. ВІТРОВІ НАВАНТАЖЕННЯ

Загальні вітрові навантаження на конструкції та конструктивні елементи слід визначати з урахуванням зовнішнього та внутрішнього вітрового тиску, згідно таблиці 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4.

2.8. НАВАНТАЖЕННЯ НА КОНСТРУКЦІЇ НА ЕТАПІ ЗВЕДЕННЯ

Навантаження на конструкцію при виконанні будівельних робіт (Q_k) можуть враховуватися або як одне окреме змінне навантаження, або як поєднання кількох типів монтажних навантажень, що об'єднані у одне змінне навантаження. Окремі та/або сумарні навантаження при виконанні будівельних робіт слід враховувати одночасно з навантаженнями, що не пов'язані з виконанням робіт.

Саме документ ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 розглядає безліч типів навантажень на етапі будівництва.

2.9. ЕПІЗОДИЧНІ (АВАРІЙНІ) НАВАНТАЖЕННЯ

При проектуванні будівельних конструкцій повинні бути вжиті заходи зі зниження ризику від епізодичних (аварійних) дій, згідно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7.

При проектуванні повинні бути прийняті заходи, щодо зменшення масштабів руйнування внаслідок локальної відмови через невизначені причини:

- резервування надійності та проектування ключових елементів таким чином, щоб вони могли сприймати епізодичне навантаження A_d ;
- проектування конструкцій таким чином, щоб у разі локальної відмови загальна міцність та стійкість конструкції або більшої її частини була забезпеченою;
- застосування правил розрахунку та конструювання, що забезпечують прийнятну живучість конструкції.

Навантаження при надзвичайних заносах снігу, що визначені у Додатку В ДСТУ -Н Б EN 1991-1-3 (таблиця А.1), мають бути розглянутими, як епізодичні (аварійні) з відповідними комбінаціями.

Документ ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 регламентує відмінність між встановленими та невстановленими, невизначеними епізодичними (аварійними) діями.

До встановлених епізодичних дій належать, наприклад, вибухи або удари. Такі дії можна аналізувати за допомогою класичної будівельної механіки.

Для невстановлених причин потрібно забезпечити достатню живучість конструкції, що досягається:

- встановленням ефективних *горизонтальних в'язей*;
- встановленням ефективних *вертикальних в'язей*;
- перевіркою того, що конструкція будівлі збереже загальну стійкість, та що ступінь локального пошкодження не перевищить певних меж при умовному видаленні кожної опорної колони або іншого важливого несучого елемента.

Якщо умовне видалення колон або інших елементів викликає перевищення встановлених меж пошкодження, то такі елементи слід розраховувати як *ключові елементи*;

- для найбільш відповідальних будівель виконується системний аналіз факторів небезпеки та управління ризиками.

Вимоги до проектування з урахуванням наслідків локальної відмови конструкції будівлі внаслідок невизначених причин надані у Додатку А до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 та залежать від класів наслідків СС1, СС2, СС3.

Для будівель і споруд класу наслідків СС1, якщо будівля була запроектована і сконструйована для умов нормальної експлуатації та діючих норм, урахування відмов внаслідок невизначених причин не вимагається.

Для будівель і споруд класу наслідків СС2 вимагається встановлення ефективних горизонтальних і вертикальних в'язей, анкерування перекриттів, перевірка на живучість (виключення елементів) і, за необхідності – розрахунок ключових елементів.

Для будівель і споруд класу наслідків СС3 виконується системна оцінка ризиків з урахуванням прогнозованих та непрогнозованих загроз згідно Додатку до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7.

Живучість конструкцій

Конструктивна схема будівлі або її окремі вузли та елементи повинні бути запроектовані таким чином, щоб була забезпечена достатня живучість каркаса. *Під живучістю мають на увазі здатність конструкції у разі виникнення особливого впливу, який викликає відмову, зберігати задані функції без виникнення прогресуючого руйнування.* Прогресуючими є руйнування, які непропорційні причинам, що їх викликали.

Вимоги до вертикальних в'язей

Кожна колона та стіна має бути розкріплена по висоті від основи до рівня примикання несучих конструкцій покриття у необхідних площинах з метою забезпечення стійкості, живучості та виконання інших конструктивних вимог.

У рамних конструкціях колони і стіни, що сприймають вертикальні навантаження, мають витримувати аварійне зусилля на розтяг, яке дорівнює найбільшій реакції від розрахункових вертикальних постійних та перемінних навантажень, що прикладені до колони будь-якого поверху. Передбачається, що таке епізодичне зусилля розтягу не діє одночасно з проектними постійними та перемінними діями на конструкцію.

Горизонтальні в'язі

По периметру кожного міжповерхового перекриття та у рівні покриття слід передбачати горизонтальні в'язі у площині несучих елементів у двох перпендикулярних напрямках, для того, щоб надійно розкріпити колони та стіни з іншими конструкціями будівлі. В'язі не повинні мати розривів, розташовуватися за можливістю, ближче до країв перекриттів та центруватися на осях основних елементів. Як мінімум 30% в'язей повинно розміщуватися у безпосередній близькості до осьових ліній колон та стін.

Горизонтальними в'язями можуть бути сталеві прокатні та зварні елементи, а при достатньо надійному, неперервному приєднанні до конструкцій і достатній жорсткості – профільовані сталеві, залізобетонні та сталезалізобетонні настили.

Кожна горизонтальна в'язь повинна витримувати такі зусилля розтягу:

Внутрішні в'язі: $T_i = 0,8(g_k + \psi q_k) \cdot sL$, або 75кН, залежно від того, що більше з двох;

В'язі по периметру: $T_p = 0,4(g_k + \psi q_k) \cdot sL$, або 75кН, залежно від того, що більше з двох.

де: s – крок в'язей;

L – довжина в'язі;

g_k – характеристичне значення власної ваги на одиницю площі;

q_k – характеристичне значення розподіленого навантаження на одиницю площі;

ψ – коефіцієнт сполучення навантажень для відповідної аварійної розрахункової ситуації

Ключові елементи

Ключові елементи повинні розраховуватися на розрахункове епізодичне (аварійне) навантаження (A_d'), що має значення 34 кН/м^2 , і прикладене у горизонтальному і вертикальному напрямках до самого елемента та будь-якої приєднаної деталі (по черзі у кожному напрямку). Таке аварійне навантаження може прийматися як розподіленим, так і рівнодіючим зосередженим.

РОЗДІЛ 3. МАТЕРІАЛИ

3.1. БУДІВЕЛЬНІ СТАЛІ. СФЕРА ВИКОРИСТАННЯ. ВЛАСТИВОСТІ ГАРЯЧЕКАТАНОЇ СТАЛІ. МАРКУВАННЯ.

Даний посібник та ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 охоплюють питання проектування металоконструкцій зі сталей звичайної, підвищеної та високої міцності класів сталі до S460 включно, які відповідають ДСТУ EN 10025 та ДСТУ EN 10210 та ДСТУ EN 10219, а саме :

- ДСТУ EN 10025-1:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.1 Технічні умови постачання (EN 10025-1:2004, IDT);
- ДСТУ EN 10025-2:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.2 Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2004, IDT);
- ДСТУ EN 10025-3:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.3 Технічні умови постачання зварюваних конструкційних, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT); *сталь призначена для навантажених частин зварних конструкцій (мости, шлюзові ворота, водні резервуари, для роботи за умов кімнатної та низької температур;*
- ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.4 Технічні умови постачання термомеханічнооброблених зварюваних дрібнозернистих сталей (EN 10025-4:2004, IDT);
- ДСТУ EN 10025-5:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.5 Технічні умови постачання конструкційних сталей з підвищеною тривкістю до атмосферної корозії (із додаванням міді, хрому, нікелю, молібдену), EN 10025-5:2004, IDT; *ці сталі не призначені до термічної обробки, крім тих, що постачають у стані N (можуть бути гарячедеформованими або нормалізованими);*
- ДСТУ EN 10025-6:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.6 Технічні умови постачання плоских з конструкційної сталі з високою межею плинності у загартованому та відпущеному стані (EN 10025-6:2004, IDT). Позначення за EN 10027-1 та CR 10260, номери сталі за EN 10027-2;
- ДСТУ EN 10210-1:2009 Профілі порожнисті гарячого оброблення з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Ч.1 Технічні умови постачання (EN 10210-1:2006, IDT);
- ДСТУ EN 10219-1:2009 Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Ч.1 Технічні умови постачання (EN 10219-1:2006, IDT).

Розглянемо позначення класів сталей за різними стандартами і їх характеристики міцності, а саме номінальні значення границі текучості (f_y , Н/мм²) та границі міцності (f_u , Н/мм²), які приймаються як характеристичні значення, залежно від товщини прокату, таблиця 3.1.

Таблиця 3.1 – Номінальні значення границі текучості (f_y , Н/мм²) та границі міцності (f_u , Н/мм²), які приймаються як характеристичні значення, залежно від товщини прокату.

№ п/п	Стандарт і клас сталі	Номінальна товщина t , мм			
		$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
		f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
1.	ДСТУ EN 10025-2 S235 S275 S355 S450	235 275 355 440	360 430 510 550	215 255 335 410	360 410 470 550
<p>S – сталь конструкційна; E – машинобудівельна сталь; цифра – межа текучості До цього стандарту належать ще сталі E295, E335, E360. S235 і S275 постачаються за групами якості JR, J0, J2. S355 – JR, J0, J2 та K2. S450 – J0. За ступенем розкислення : FN – кипляча – не допускається, допускається тільки FF – спокійна За постачанням сталі бувають: AR – після прокатування; N – після нормалізації; M – після термомеханічної обробки.</p> <p>Наприклад: сталь за EN 10025 – 2:2007 - S355J0C+N Сталь конструкційна з межею текучості 355МПа, із проведеними випробуваннями на ударний вигин за 0 град.С (J0), придатна до холодного відтартування (C), після нормалізованого прокатування (N).</p>					
2.	ДСТУ EN 10025-3 S275 N/NL S355 N/NL S420 N/NL S460 N/NL	275 355 420 460	390 490 520 540	255 335 390 430	370 470 520 540
<p>S – сталь конструкційна; N – у нормалізованому стані, із випробуванням на ударний вигин при -20⁰С; NL – у нормалізованому стані, із випробуванням на ударний вигин при -50⁰С.</p>					
3.	ДСТУ EN 10025-4 S 275M/ML S 355M/ML S 420M/ML S 460M/ML	275 355 420 460	370 470 520 540	255 335 390 430	360 450 500 530
S – сталь конструкційна;					

<p>M – сталь після термомеханічного прокатування, із випробуванням на ударний вигин за -20°C;</p> <p>ML – сталь після термомеханічного прокатування, із випробуванням на ударний вигин при -50°C.</p>					
4.	ДСТУ EN 10025-5 S235W S355W	235 355	360 510	215 335	340 490
<p>S – сталь конструкційна;</p> <p>W – сталь із підвищеною стійкістю до атмосферної корозії.</p>					
5.	ДСТУ EN 10025-6 S460Q/QL/QL1	460	570	440	550
<p>S – сталь конструкційна;</p> <p>Q – сталь у загартованому і відпущеному стані постачання;</p> <p>QL – сталь у загартованому і відпущеному стані постачання і групи якості із мінімальними значеннями роботи удару за температури не нижче -40°C;</p> <p>QL1 – сталь у загартованому і відпущеному стані постачання і групи якості із мінімальними значеннями роботи удару за температури не нижче -60°C.</p>					
6.	ДСТУ EN 10210-1 S235 H S275 H S355 H S275 NH/NLH S355 NH/NLH S420 NH/NLH S460 NH/NLH	235 275 355 275 355 420 460	360 430 510 390 490 540 560	215 255 335 255 335 390 430	340 410 490 370 470 520 550
<p>S – сталь конструкційна;</p> <p>H – порожній профіль;</p>					
7.	ДСТУ EN 10219-1 S235 H S275 H S355 H S275 NH/NLH S355 NH/NLH S460 NH/NLH S275 MH/MLH S355 MH/MLH S420 MH/MLH S460 MH/MLH	235 275 355 275 355 460 275 355 420 460	360 430 510 370 470 550 360 470 500 530		
<p>S – сталь конструкційна;</p> <p>H – порожній профіль;</p> <p>M – сталь після термомеханічного прокатування, із випробуванням на ударний вигин за -20°C;</p> <p>N – у нормалізованому стані, із випробуванням на ударний вигин при -20°C;</p> <p>ML – сталь після термомеханічного прокатування, із випробуванням на ударний вигин при -50°C.</p>					

ПРИКЛАДИ ПОЗНАЧЕННЯ.

Сталь EN 10025-6: S460QL – сталь конструкційна (S) із встановленою мінімальною межею текучості 460МПа у загартованому і відпущеному стані постачання (Q) і групи якості L (мінімальне значення роботи удару за температури не нижче за -40°C).

Сталь EN 10219 – 1: S275J0H – сталь конструкційна із встановленою межею текучості 275МПа для порожнистих профілів (H) із товщиною стінки до 16мм, із мінімально допустимою роботою удару 27Дж за 0°C (J0).

Сталь EN 10219 – 1: S355NLH – сталь конструкційна із встановленою межею текучості 355МПа для порожнистих профілів (H) із товщиною стінки до 16мм, після нормалізації (дрібнозерниста), із мінімально допустимою роботою удару 27Дж за температури -50°C (L).

Сталь EN 10025-4: S355ML – конструкційна (S) термомеханічно оброблена сталь (M) із встановленою мінімальною межею текучості за кімнатної температури 355МПа, із мінімальною роботою удару за температури не нижче -50°C (L).

Для проведення аналогій із національною нормативною базою у Таблиці 3.2 наведено інформацію щодо відповідності класів сталей у різних нормативних документах. Дана таблиця наведена виключно з метою проведення аналогій та не є підставою для використання при проектуванні за Єврокодами параметрів матеріалів, узятих із національних документів (наприклад, ДБН В.2.6-198:2014). При реальному проектуванні відповідність сталей та їхні характеристики мають бути гарантовані сертифікатами якості та випробуваннями.

Таблиця 3.2 – Відповідність класів сталей за різними нормативними документами.

№ п/п	Клас сталі	Клас або марка сталі	ГОСТ, ДСТУ, нормативний документ
1.	C235	C235	ГОСТ 27772-88
		Ст3кп2	ДСТУ 2651, ГОСТ 380, ДСТУ 4484, ГОСТ 535, ГОСТ 14637
		S235JR, S235JO, S235J2	ДСТУ EN10025-2:2007
2.	C275	C275	ГОСТ 27772-88
		S275JR, S275JO, S275J2	ДСТУ EN10025-2
		S275N, S275NL	ДСТУ EN10025-3
		S275M, S275ML	ДСТУ EN10025-4
		06ГБ-355, 06ГБД-355	ТУ У 27.1-05416923-085-2006

3.	C355	06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
		S355J2, S355K2	ДСТУ EN 10025-2
		S355N, S355NL	ДСТУ EN 10025-3
		S355M, S355ML	ДСТУ EN 10025-4
4.	C375	C375	ГОСТ 27772
5.	C390	C390	ГОСТ 27772
		14Г2АФ, 15Г2АФ 10ХСНД	ГОСТ 19281
6.	C390К	C390К	ГОСТ 27772
		15Г2АФсп	ГОСТ19281
7.	C420	S420N, S420NL	ДСТУ EN 10025-3
		S420M, S420ML	ДСТУ EN 10025-4
8.	C440	C440	ГОСТ 27772-88
		06Г2Б, 06Г2БД-440	ТУ У 27.1-05416923-085-2006 (атмосферостійкий прокат, класів С355-500 для м/к мостів)
		06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
9.	C460	06Г2Б	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
		S460N, S460NL	ДСТУ EN 10025-3
		S460M, S460ML	ДСТУ EN 10025-4
10.	C490	06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
11.	C500	S500Q, S500QL	ДСТУ EN 10025-6
		C500	ГОСТ 27772
12.	C590	12Г2СМФ	ТУ14-1-1308-75
		12ХН2МД	ТУ14-1-5148-92
13.	C590К	C590К	ГОСТ 27772
		12ГН2МФАЮ	ТУ14-1-1772-76
14.	C620	S620Q, S620QL	ДСТУ EN 10025-6
<p>JR, J0, J2, K2 – групи якості для нелегованих якісних сталей за ДСТУ EN 10025-2. Групи якості відрізняються за вимогами на ударний вигин, вмістом S і P.</p> <p>JR – випробування на ударний вигин проводилися при кімнатній температурі;</p> <p>J0 – випробування на ударний вигин проводили при 0 град. С;</p> <p>J2 – випробування на ударний вигин проводили за -20 град. С;</p> <p>K2 – випробування на ударний вигин проводили за -50 град. С.</p>			

Згідно до системи класифікації за EN 10020, марки сталі:
S275NH, S275NLH, S355NH, S355NLH – нелеговані якісні сталі;
S460NH, S460NLH, S275MH – S460MH та S275MLH – S460MLH – леговані спеціальні.

Згідно п 6.7.4 ДСТУ EN 10219 – 1(2) для порожнистих профілів груп якості J2, K2, M, N, ML, NL – визначаються властивості на ударний вигин.

Для груп якості JR, JO властивості на ударний вигин не визначаються.

Пластичність

Для сталей мінімально необхідна пластичність визначається граничними значеннями відношення f_u / f_y , відносного видовження при руйнуванні, та критичної деформації, яка відповідає границі міцності. Класи сталі, що вказані у таблиці 3.1 дозволено вважати такими, що задовольняють цим вимогам.

Крихке руйнування

Матеріал повинен мати достатню ударну в'язкість, щоб виключити крихке руйнування розтягнутих елементів при найнижчій температурі експлуатації в межах проектного терміну служби конструкції.

Допустима товщина сталевих елементів із умови тріщиностійкості повинна визначатися згідно з Розділом 2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10, якому відповідає таблиця 3.3.

Таблиця 3.3. Мінімально допустимі значення товщини елементів із умов крихкості.

клас сталі	Підклас сталі	Ударна в'язкість за Шарпі, Дж	Розрахункова температура																									
			при T		$\sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,50 \cdot f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,25 \cdot f_y(t)$							
			T [°C]	J _{min}	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50			
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60				
	JO	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75				
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100				
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55				
	JO	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70				
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95				
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110				
S355	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145				
		JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45			
	JO	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60				
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80				
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95				
S420	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130				
		M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85			
S460	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120				
		Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70			
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80				
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95				
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115				
QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130					

Примітки:

- вказані у таблиці значення відповідають вимогам надійності ДСТУ-Н Б EN 1990 для загальних властивостей матеріалу;
- при отриманні табличних значень прийнята вихідна швидкість деформації $\varepsilon_0 = 4 \cdot 10^{-4}/\text{с}$, для якої $\Delta T_\varepsilon = 0$;

- передбачається не холодноформований матеріал із $\varepsilon_{cf} = 0 \%$, для якого $\Delta T_{\varepsilon_{cf}} = 0$;
- для табличних значень використовується $\Delta T_{\sigma} = 0^{\circ}\text{C}$;
- при застосуванні табличних значень рекомендується приймати $\Delta T_R = 0^{\circ}\text{C}$

Розрахункову температуру T_{Ed} у місці потенційного руйнування потрібно визначати за формулою:

$$T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_r + \Delta T_{\sigma} + \Delta T_R + \Delta T_{\varepsilon} + \Delta T_{\varepsilon_{cf}}$$

де: T_{md} – найнижча температура повітря за вказаний період, див. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»;

ΔT_r – поправка на втрати при випромінюванні тепла, див. EN 1991-1-5;

ΔT_{σ} – поправка на напруження та межу текучості матеріалу, наявність тріщин, а також на форму та розміри елемента, див. примітки до Таблиці 3.3;

ΔT_R – поправка на безпеку, якщо необхідно відобразити різні рівні надійності для різних сфер застосування, див. примітки до Таблиці 3.3;

ΔT_{ε} – поправка на швидкість деформації, відмінну від початкової швидкості деформації ε_0 , див. примітки до Таблиці 3.3;

$\Delta T_{\varepsilon_{cf}}$ – поправка на ступінь холодної формовки ε_{cf} , див. примітки до Таблиці 3.3;

Найнижчу температуру експлуатації визначають наступним чином:

- найнижча добова температура за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»;
- технологічна температура (за необхідності) за завданням на проектування.

Для території України характерні досить м'які континентальні умови клімату, які фактично виключають можливість природного зниження температури нижче за мінус 30 градусів Цельсія. Також обмежене застосування товстолистового прокату, як правило, товщиною до 40 мм.

Максимальне розрахункове напруження σ_{Ed} є номінальним напруженням у місці виникнення потенційного руйнування. Напруження σ_{Ed} повинно бути розраховане як для граничного стану за експлуатаційною придатністю.

Для конструкційних сталей у рамках Єврокоду 3 використовуються наступні значення фізичних характеристик матеріалів:

- Модуль пружності $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$;

- Модуль зсуву $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000 \text{ Н/мм}^2$;
де коефіцієнт Пуассона у пружній стадії $\nu = 0,3$

3.2. З'ЄДНУВАЛЬНІ ЕЛЕМЕНТИ

3.2.1. Болти, гайки, шайби

Усі болти, гайки та шайби повинні відповідати таким стандартам:

a) Болти без попереднього натягу:

- ДСТУ ISO 4014-2001 «Болти із шестигранною голівкою класів точності А та В»;
- ДСТУ ISO 4017:2001 «Гвинти із шестигранною голівкою класів точності А та В»;
- ДСТУ ISO 4032-2002 «Шестигранні гайки, тип 1. Вироби класів А та В»;
- ДСТУ ISO 4033-2002 «Шестигранні гайки, тип 2. Вироби класів точності А та В»; EN ISO 7089 «Плоскі шайби. Номінальна серія. Вироби класу А»;
- EN ISO 7090 «Плоскі шайби. Нормальна серія. Вироби класу А»;

b) Болти із попереднім натягом:

- EN 14399-1 «Високоміцні конструкційні болтові з'єднання із попереднім натягом. Частина 1: Загальні вимоги»;
- EN 14399-2 «-/- . Частина 2: Випробування придатності до попереднього натягу»;
- EN 14399-3 «-/- . Частина 3: Система HR. Шестигранні комплекти болтів та гайок»;
- EN 14399-4 «-/- . Частина 4: Система HV. Шестигранні комплекти болтів та гайок»; EN 14399-5 «-/- . Частина 5: Плоскі шайби для системи HR»;
- EN 14399-6 «-/- . Частина 6: Плоскі шайби із фаскою для систем HR та HV».

Відповідно до ДБН А.1.1-94:2010 (п.6.6), у випадках, коли стандарти на матеріали, вироби та методи випробувань, на які є посилання у Єврокодах, ще не імplementовано на території України, при достатньому обґрунтуванні замість них можна використовувати відповідні національні стандарти України. Крім цього, ДСТУ-Н Б EN 1990 та ДСТУ-Н Б EN 1993 регламентують можливість проектування на підставі випробувань, що може бути застосовано і до з'єднувальних елементів.

Номінальні значення межі текучості f_{yb} та межі міцності f_{ub} наведено у

таблиці 3.4. Ці значення мають прийматися для розрахунків, як характеристичні.

Таблиця 3.4 – Характеристичні значення межі текучості і межі міцності болтів на розтяг.

Клас міцності болта	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} , Н/мм ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} , Н/мм ²	400	400	500	500	600	800	1000

У якості попередньо напружених можна використовувати болти тільки класів міцності 8.8 та 10.9, або вище, які відповідають вище зазначеним стандартам, та мають контроль натягу за ДСТУ Б EN 1090-2.

3.2.2. Зварювальні матеріали

Усі зварювальні матеріали та процеси повинні відповідати ДСТУ Б EN 1090-2 та таким стандартам:

- EN 12345:1998 «Зварювання. Міжнародні визначення зварних швів з ілюстраціями»;
- EN ISO 14555:1998 «Зварювання. Дугове зварювання болтів Нельсона»;
- EN ISO 13918:1998 «Зварювання. Болти Нельсона для дугового зварювання»;
- EN 288-3:1992 «Технічні умови та контроль процесів зварювання металів. Частина 3: Контроль процесів дугового зварювання сталей»;
- EN ISO 5817:2003 «Дугове зварювання сталей. Визначення дефектів та рівнів якості».

Значення для металу шва межі текучості, межі міцності, відносного видовження при розриві та мінімальної енергії ударної в'язкості за Шарпі, мають дорівнювати або перевищувати значення для матеріалів елементів, що зварюються.

У загальному випадку доцільним є використання електродів, які забезпечують характеристики наплавленого металу вищі, ніж у сталі елементів, які зварюються.

Згідно п.6.6.1. ДСТУ EN 10219-1(2) зварювальність сталей у загальному випадку визначається за вуглецевим еквівалентом CEV:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Ni+Cu}{15},$$

де С, Мп, Сr, Мо, V, Ni, Сu – масові долі вуглецю, марганцю, хрому, молібдену, ванадію, нікелю, міді.

Якщо $SEV < 0,4$, зварювання відбувається без ускладнень.

Якщо $0,4 \leq SEV < 0,55$ - зварювання можливе, але виникає можливість з'явлення тріщин у металі шва, або біляшовної зони. Потрібні додаткові заходи, щоб уникнути цього.

Якщо $SEV \geq 0,55$ - з'явлення тріщин обов'язкове, тому потрібен додатковий захист металу шва і біляшовної зони під час зварювання (зварювання проводити у середовищі захисних газів).

3.2.3. Інші конструктивні елементи заводського виготовлення

Будь-які деталі, елементи та компоненти, що використовуються в несучих конструкціях, мають відповідати вимогам відповідних стандартів на продукцію ДСТУ, EN, ETAG або ETA.

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

4.1. ЗАГАЛЬНІ ПРИПУЩЕННЯ І ПОЛОЖЕННЯ

Розрахункова схема та основні допущення при розрахунках мають відображати роботу конструкції у відповідному граничному стані, а також передбачувану поведінку поперечних перерізів, елементів, вузлів та опор із потрібною точністю.

Зазвичай, для спрощення розрахунків, вузли приймаються шарнірними або жорсткими, а потім конструктивно забезпечується максимальна відповідність реальної роботи розрахунковим припущенням.

Внутрішні зусилля та моменти можуть визначатися:

- статичним розрахунком у пружній стадії;
- статичним розрахунком у пластичній стадії.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 дозволяє використовувати розрахунок або у пружній, або у пластичній стадії. У даному посібнику наведено розрахунок тільки у пружній стадії. Пояснення щодо застосування розрахунку у пластичній стадії наведено у ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, Розділ 5.4.3.

Пружний статичний розрахунок використовується у припущенні, що незалежно від рівня напружень, робота матеріалу залишається лінійною.

Статичний розрахунок у пружній стадії може використовуватися в усіх випадках.

Внутрішні зусилля у конструкціях можуть бути визначені при пружному статичному розрахунку, навіть якщо несуча здатність поперечного перерізу визначається з урахуванням роботи у пластичній стадії.

4.2. КЛАСИФІКАЦІЯ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ

При розрахунку поперечний переріз кожного елемента каркасу повинен бути класифікований залежно від своїх геометричних параметрів та фізико-механічних характеристик матеріалів. *Мета класифікації полягає у визначенні меж, при досягненні яких несуча здатність поперечного перерізу обмежується втратою місцевої стійкості.*

Розрізняють 4 класи поперечних перерізів:

- **Клас 1** – поперечні перерізи, в яких може утворюватися повний пластичний шарнір з несучою здатністю, необхідною для пластичного розрахунку без зниження від втрати місцевої стійкості.
- **Клас 2** – поперечні перерізи, в яких можуть утворюватися часткові

пластичні деформації, але в яких несуча здатність обмежена внаслідок місцевої втрати стійкості.

- **Клас 3** – поперечні перерізи, які працюють у пружній області, а напруження досягають межі текучості тільки у крайніх волокнах. Пластичні деформації у перерізах 3 класу не розвиваються внаслідок втрати місцевої стійкості.
- **Клас 4** – поперечні перерізи, в яких втрата місцевої стійкості настає до досягнення границі текучості в одній або кількох частинах перерізу.

Класифікація поперечних перерізів залежить від співвідношення ширини до товщини окремих характерних частин перерізу, в яких діють напруження стиску. Різні стиснуті ділянки поперечного перерізу, наприклад, стінка або полиця, можуть бути віднесені до різних класів.

Стиснуті зони включають усі частини поперечного перерізу, які повністю або частково стиснуті під дією кожного конкретного сполучення навантажень.

Поперечний переріз класифікується за найвищим (найменш сприятливим) класом його **стиснутих частин**.

Граничні співвідношення для стиснутих частин Класів 1, 2 та 3 визначаються за Таблицею 4.1.

Частини перерізів, які не відповідають Класу 3, відносять до Класу 4.

Поперечні перерізи зі стінкою Класу 3 та полицями Класів 1 або 2 можуть класифікуватися як поперечні перерізи класу 2 з ефективною стінкою. У такому випадку у пластичній стадії необхідно виключити з роботи частину стінки та замінити її ділянками довжиною $20\epsilon t_w$ біля стиснутої полиці та нейтральної вісі – див. Рис. 4.1.

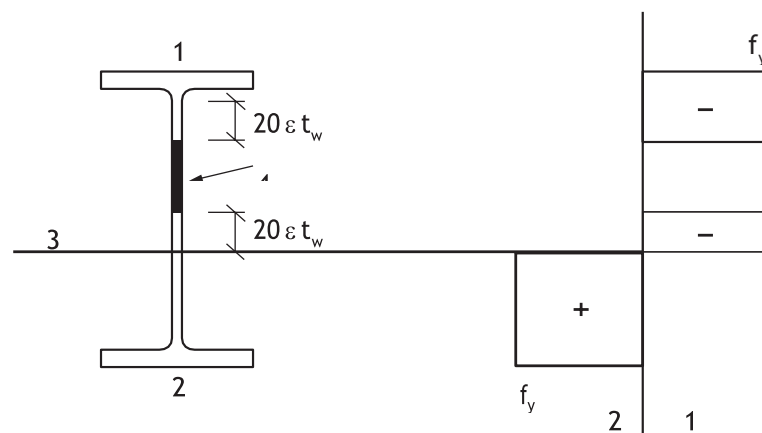


Рис.4.1. Ефективна стінка класу 2 у пластичній стадії.

Для виступаючих частин при поперечному згині в запас можуть використовуватися граничні значення для осевого стиску (Таблиця 4.1,b).

Фактично 4 клас є найменш ефективним. До нього в основному відносять легкі тонкостінні елементи, а також деякі інші типи перерізів. На практиці намагаються компоувати профілі таким чином, щоб вони підпадали під перші два класи.

Таблиця 4.1 (а) – Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин перерізів. Стиснуті внутрішні частини перерізу.

Стиснуті внутрішні частини перерізу

Стиснуті внутрішні частини перерізу			
<p style="text-align: right;">Вісь згину</p> <hr/> <p style="text-align: right;">Вісь згину</p>			
Клас	Зігнутий елемент	Стиснутий елемент	Стиснуто-зігнутий елемент
Розподіл напружень в частинах перерізів			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	якщо $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	якщо $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ якщо $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Розподіл напружень у частинах перерізів			

Клас	Зігнутий елемент		Стиснутий елемент		Стиснуто – зігнутий елемент	
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$		якщо $\Psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\Psi}$ якщо $\Psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \Psi)\sqrt{(-\Psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,0	0,92	0,81	0,75	0,71

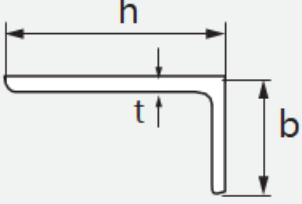
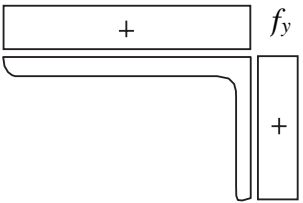
Таблиця 4.1 (b) – Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин перерізів. Звіси полиць.

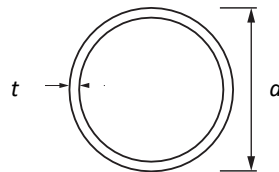
Звіси полиць

Прокатні профілі		Зварні профілі				
Клас	Стиснута частина	Стиснуто-зігнута частина				
		Стиск на кінці	Розтяг на кінці			
Розподіл напружень у частинах перерізів (стиск додатній)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Розподіл напружень у частинах перерізів						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для k_σ див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,0	0,92	0,81	0,75	0,71

Таблиця 4.1 (с) – Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин перерізів. Кутникові перерізи.

Кутникові перерізи

Також відноситься до зв'язів полиць (див.4.1.b)		Не застосовується для кутників за умови безперервного розкріплення до інших елементів
Клас	Стиснуті перерізи	
Розподіл напружень у частинах перерізів (стиск додатній)		
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$	
Трубчастий переріз		



Клас	Переріз, що згинається та/або стискається					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
ПРИМІТКА: Відносно $d/t \leq 90\varepsilon^2$ див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,0	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.3. ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ

4.3.1. Часткові коефіцієнти надійності при визначенні несучої здатності

Для різних характеристичних значень несучої здатності перерізу повинні застосовуватися такі частинні коефіцієнти надійності γ_{Mi} :

- несуча здатність за міцністю будь-якого класу перерізів: $\gamma_{M0} = 1,00$;
- несуча здатність за стійкістю: $\gamma_{M1} = 1,00$;
- несуча здатність на розтяг, яка визначається за межею міцності сталі: $\gamma_{M2} = 1,25$.

Частковий коефіцієнт γ_{M2} використовується з межею міцності сталі, наприклад, при перевірці поперечних перерізів нетто на розтяг або перевірці вузлів на зріз. При розрахунку несучої здатності елементів вузла використовується інше значення γ_{M2} .

Часткові коефіцієнти для несучої здатності вузлів – див. Розділ 8.1.1.

Часткові коефіцієнти γ_{Mi} для металоконструкцій, які не входять до частин ДСТУ-Н Б EN 1993-2 - ДСТУ-Н Б EN 1993-6, слід приймати за окремо розробленими та затвердженими технічними умовами.

4.3.2. Несуча здатність перерізів

4.3.2.1. Загальні положення

Розрахункове значення діючих зусиль (навантажувальний ефект) у кожному поперечному перерізі елемента має не перевищувати відповідного розрахункового значення несучої здатності. Якщо кілька навантажень діють одночасно, то сумарні зусилля для відповідної комбінації не повинні перевищувати несучої здатності елемента.

Якщо не використовуються інші формули складного напруженого стану відповідно до п.4.3.2.7 – 4.3.2.9, то для перевірки міцності у пружній стадії може використовуватися критерій еквівалентних напружень за Мізесом, який розглядається для найбільш напруженої точки поперечного перерізу:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.1)$$

де: $\sigma_{x,Ed}$ – розрахункове поздовжнє нормальне напруження у точці;

$\sigma_{z,Ed}$ – розрахункове поперечне нормальне напруження у точці;

τ_{Ed} – розрахункове дотичне напруження в точці.

Формула (4.1) консервативна, оскільки вона не враховує обмежені пластичні деформації, які допускаються при пружному розрахунку.

Міцність поперечних перерізів усіх класів може бути наближено оцінена підсумовуванням коефіцієнтів використання для кожного зусилля. Для перерізів класів 1, 2 та 3, у яких діє комбінація N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ та $M_{z,Ed}$, відповідний

вираз приймає вигляд:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.2)$$

де: N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ та $M_{z,Rd}$ – розрахункові величини несучої здатності, які залежать від класифікації перерізів з урахуванням усіх ефектів пониження, зумовлених зсувом (див. п.4.3.2.7).

4.3.2.2. Характеристики перерізів

Поперечні перерізи бруutto

Характеристики поперечних перерізів бруutto слід визначати за номінальними розмірами. При цьому площі отворів під з'єднувальні елементи не слід віднімати, але потрібно враховувати послаблення великого розміру. Стикові накладки у перерізах не враховують.

Поперечні перерізи нетто.

Площу поперечного перерізу нетто потрібно визначати шляхом зменшення площі бруutto за рахунок отворів та інших вирізів.

4.3.2.3. Несуча здатність на розтяг

Розрахункове значення зусилля розтягу N_{Ed} для кожного перерізу повинно задовольняти нерівність:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.3)$$

Для перерізів без отворів розрахункова несуча здатність на розтяг $N_{t,Rd}$ обчислюється як несуча здатність перерізу бруutto у пластичній стадії:

$$\frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = N_{pl,Rd} \quad (4.4)$$

Для перерізів з отворами розрахункова несуча здатність $N_{t,Rd}$ обчислюється як менше із:

- несучої здатності перерізу бруutto в пластичній стадії;
- несучої здатності перерізу нетто за межею міцності з урахуванням отворів під болти:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}, \quad (4.5)$$

4.3.2.4 Несуча здатність на стиск

Розрахункове значення зусилля стиску N_{Ed} для кожного перерізу повинно задовольняти вимогу:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.6)$$

Розрахункова несуча здатність поперечного перерізу при осьовому стиску $N_{c,Rd}$ визначається так:

$$\frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = N_{c,Rd} \quad \text{для Класів перерізів 1, 2 та 3.} \quad (4.7)$$

Отвори для постановки болтів, за винятком отворів із великим припуском та овальних отворів відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1090, у стиснутих елементах можна не враховувати, якщо в них встановлені болти.

Для елементів стандартних перерізів без повного розкріплення при осьовому стисканні визначальною завжди є несуча здатність за втратою стійкості $N_{b,Rd}$ (див. Розділ 4.3.3.1), крім випадків із великими вирізами або овальними отворами.

4.3.2.5 Несуча здатність на згин

Розрахункове значення згинального моменту M_{Ed} для кожного перерізу повинно задовольняти вимозі:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.8)$$

де: $M_{c,Rd}$ визначається з урахуванням отворів під з'єднувальні елементи.

Розрахункова несуча здатність на згин відносно однієї з головних вісей перерізу визначається так:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для перерізів Класу 1 або 2;} \quad (4.9)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для перерізів Класу 3,} \quad (4.10)$$

де:

$W_{el,min}$ відповідає найбільш напруженим волокнам.

При згині відносно двох вісей слід керуватися методикою, викладеною

у 4.3.2.8. Для двотаврових профілів може застосовуватися вираз:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1 \quad (4.11)$$

Вказана умова відповідає Пункту 4.3.2.8.1(4.35) для $N_{Ed} = 0$.

Отвори під з'єднувальні елементи у розтягнутих поясах допускається не враховувати при визначенні несучої здатності на згин та за умови, що для розтягнутого поясу:

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (4.12)$$

де: A_f – площа розтягнутого поясу.

Отвори під з'єднувальні елементи у розтягнутій зоні стінки допускається не враховувати, якщо для всієї розтягнутої частини перерізу, що включає розтягнутий пояс та розтягнуту ділянку стінки, виконується умова (4.12).

Отвори під з'єднувальні елементи, за винятком отворів із великою чорнотою та овальних отворів, розташованих у стиснутій зоні перерізу, не враховуються, якщо у отвори встановлені болти.

4.3.2.6. Несуча здатність елементів при дії поперечної сили

Розрахункове значення поперечного зусилля V_{Ed} у кожному перерізі повинно задовольняти вимозі:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.13)$$

де: $V_{c,Rd}$ – розрахункова несуча здатність перерізу на зсув у пластичній стадії $V_{pl,Rd}$.

За відсутності кручення розрахункове значення несучої здатності на зсув у пластичній стадії визначається виразом:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, \quad (4.14)$$

де: A_v – частина площі перерізу, що працює на зсув.

Якщо через якусь певну причину неможливо визначити несучу здатність на зсув у пластичній стадії, то допускається виконувати перевірку дотичних напружень за формулою Журавського – див. 6.2.6(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Площа A_v , яка працює на зсув, приймається згідно з таким виразом:

- а) для прокатних двотаврових профілів із паралельним стінці навантаженням (у площині найбільшої жорсткості):

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad (4.15)$$

- б) для зварних двотаврових та коробчастих профілів:

$$1,2 \sum h_w t_w \text{ для сталей до S460} \quad (4.16)$$

- с) для прокатних швелерів із паралельним стінці (у площині найбільшої жорсткості) навантаженням:

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad (4.17)$$

- д) для прокатних таврів із паралельним стінці (у площині найбільшої жорсткості) навантаженням:

$$0,9(A - bt_f) \quad (4.18)$$

- е) для прокатних прямокутних коробчастих профілів:

при навантаженні, яке діє у площині найбільшої жорсткості:

$$A * h / (b + h)$$

при навантаженні, яке діє у площині меншої жорсткості:

$$A * b / (b + h)$$

Місцева стійкість стінок при зсуві вважається забезпеченою без встановлення ребер, якщо виконується умова:

$$\frac{h_w}{t_w} < 60\varepsilon \text{ для сталей до S460.} \quad (4.19)$$

4.3.2.7. Несуча здатність елементів за умови дії згинального моменту та поперечної сили.

При дії поперечної сили слід робити поправку для урахування її в несучій здатності перерізу на згин.

Якщо виконується умова $V_{Ed} < 0.5V_{pl,Rd}$ (див.4.14), допускається знехтувати дією зсуву на несучу здатність на згин, окрім випадків втрати місцевої стійкості при зсуві.

Якщо $V_{Ed} \geq 0.5V_{pl,Rd}$, необхідно знизити несучу здатність на згин шляхом зниження границі текучості для площі, що працює на зсув:

$$(1 - \rho) * f_y \quad (4.20)$$

де:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ де } V_{pl,Rd} \text{ отримується із (4.14)}$$

Замість зниження границі текучості може бути умовно зменшена товщина листавідповідної частини поперечного перерізу.

При перевірці перерізів Класу 3 умовне зменшення товщини стінки часто призводить до меншого зниження несучої здатності на згин, ніж зниження границі текучості. Це відбувається за рахунок роботи у пружній стадії, коли несуча здатність визначається напруженням у рівні з'єднання стінки та полиці.

Знижена несуча здатність у пластичній стадії при згині відносно головної вісі з урахуванням зсуву для балочних двутаврів з однаковими полицями може визначатися за формулою:

$$M_{v,y,Rd} = \frac{[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w}] f_y}{\gamma_{Mo}}, \text{ але } M_{v,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd}, \quad (4.21)$$

де: $M_{c,y,Rd}$ розраховано відповідно до (4.9), (4.10)

$A_w = h_w \cdot t_w$ – площа стінки.

4.3.2.8. Несуча здатність при дії згинального моменту та осьової сили (стиснуто-зігнуті та позацентрово-стиснуті елементи)

Поперечні перерізи Класів 1 та 2

У Пункті 4.3.2.1(4.2) наведено просту перевірку на спільну дію осьової сили та згину відносно однієї або двох осей. Правила, наведені нижче, дають більш точну методику для перерізів Класів 1 та 2. У разі додаткової дії поперечної сили – див. .2.9.

При осьовій силі необхідно враховувати її дію на несучу здатність на згин у пластичній стадії.

Для поперечних перерізів Класів 1 та 2 має виконуватися така умова:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (4.22)$$

де: $M_{N,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності на згин у пластичній

стадії, зменшене внаслідок дії осьової сили N_{Ed} .

Для двотаврових профілів із двома вісями симетрії або інших перерізів із полицями враховувати дію осьової сили на несучу здатність на згин відносно вісі $y-y$ не потрібно, якщо одночасно виконуються такі вимоги:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (4.23)$$

та

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.24)$$

Для двотаврових перерізів із двома вісями симетрії враховувати дію осьового зусилля на несучу здатність на згин відносно вісі $z-z$ у пластичній стадії не вимагається, якщо виконується умова:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.25)$$

Для прокатних та зварних рівнополичкових двутаврів можуть використовуватися такі наближені формули:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1-n)/(1-0,5a), \text{ але } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.26)$$

$$\text{при: } n \leq a: M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \quad (4.27)$$

$$\text{при: } n \leq a: M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (4.28)$$

де:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad (4.29)$$

$$a = (A - 2bt_f)/A, \text{ але } a \leq 0.5 \quad (4.30)$$

Для прямокутних замкнутих профілів:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0,5a_w}, \text{ але } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.31)$$

$$M_{N,z,Rd} = \frac{M_{pl,z,Rd}(1-n)}{1-0,5a_f}, \text{ але } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.32)$$

де:

$$a_w = (A - 2bt)lA, \text{ але } a_w \leq 0.5; \quad (4.33)$$

$$a_f = (A - 2bt)lA, \text{ але } a_f \leq 0.5; \quad (4.34)$$

Для згину у двох площинах може застосовуватися така умова:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.35)$$

де: α та β – це коефіцієнти, які можуть прийматися такими, що дорівнюють:

- для двотаврових перерізів: $\alpha = 2$; $\beta = 5n$, але $\beta \geq 1$;
- для прямокутних замкнутих профілів:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \quad (4.36)$$

але $\alpha = \beta \leq 6$,

де $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

У запас надійності α та β можна приймати такими, що дорівнюють одиниці.

Поперечні перерізи Класу 3

Для поперечних перерізів Класу 3 максимальні нормальні напруження при дії згинального моменту з осьовим зусиллям із урахуванням отворів під болти та за відсутності зусилля (див. 4.3.2.3, 4.3.2.4 та 4.3.2.5) повинні задовольняти умові:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.37)$$

Зазначена умова у загальному випадку відповідає п.4.3.2.1 (4.2).

4.3.2.9. Несуча здатність елементів при дії згинального моменту, поперечної та поздовжньої сил

У разі, коли $V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,Rd}$, не вимагається знижувати несучу здатність на згин відповідно до 4.3.2.8.

У разі, коли $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$, несучу здатність комбінації згину та осьового зусилля слід розраховувати за зниженою границею текучості відповідно до 4.3.2.7.(4.20).

4.3.3. Несуча здатність елементів на стійкість

4.3.3.1. Центральні-стиснуті елементи постійного перерізу

Єврокод, як і національні норми, для елементів що знаходяться під дією стиску, відрізняє три типи втрати стійкості, рис. 4.2.

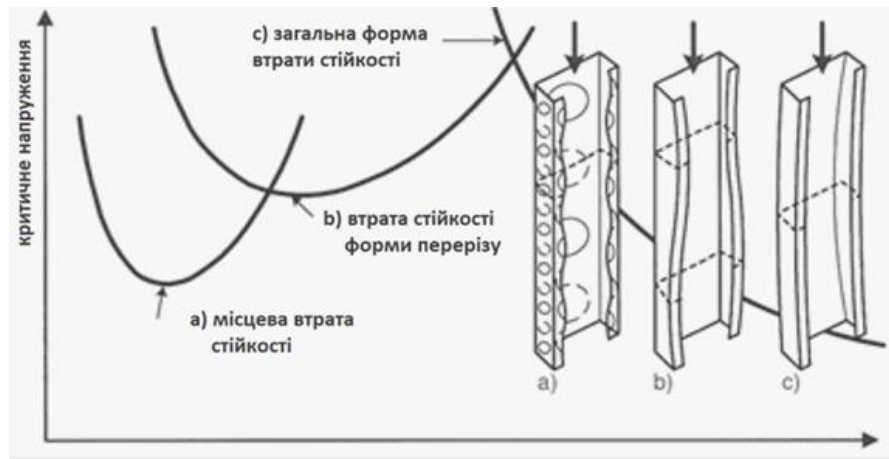


Рисунок 4.2. Типи втрати загальної стійкості: а – місцева, б – форми перерізу, с – загальна

Також ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 розглядає три форми втрати стійкості для централь-но-стиснутих елементів (Рис. 4.3).

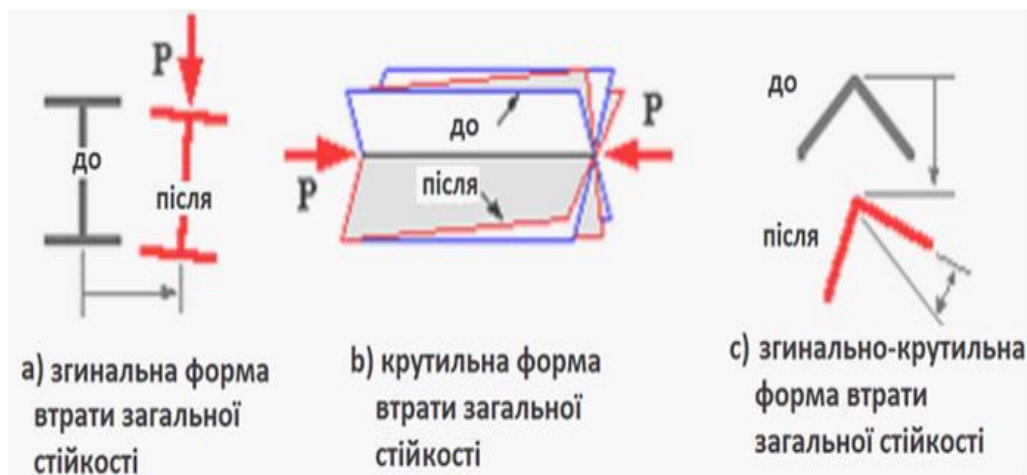


Рисунок 4.3. Форми втрати загальної стійкості для централь-но-стиснутих елементів: а – згинальна, б – крутильна, с – згинально-крутильна.

Згинальна форма – характерна для двотаврових перерізів з двома вісями симетрії або замкнених (у національних нормах – поздовжній згин).

Крутильна форма втрати стійкості – характерна для хрестоподібних, таврових перерізів та тонкостінних профілів (у національних нормах не розглядається).

Згинально-крутильна форма втрати стійкості – характерна для асиметричних перерізів та тонкостінних профілів.

Крутильна та згинально-крутильна форми втрати стійкості не є визначальними для двотаврових перерізів з двома вісями симетрії або замкнених

перерізів.

Окрім того, для елементів, що мають переважно згинальну форму втрати стійкості, таких як балки, арки тощо, має бути забезпечена стійкість плоскої форми згину.

Несуча здатність елементів на стійкість при центральному стиску за згинальною формою

Стиснутий елемент слід перевіряти на стійкість за формулою:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.38)$$

де: N_{Ed} – розрахункове значення стискаючого зусилля;

$N_{b,Rd}$ – розрахункова несуча здатність на стійкість стиснутого елемента.

Розрахункова несуча здатність на стійкість стиснутого елемента для поперечних перерізів класів 1,2,3, визначається за формулою:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.39)$$

де: χ – коефіцієнт зниження несучої здатності для відповідної форми втрати стійкості.

Коефіцієнт стійкості χ чисельно виражає зниження несучої здатності перерізу нижче відповідної несучої здатності на міцність внаслідок втрати стійкості. Коефіцієнт χ залежить від геометричних параметрів перерізу, розрахункового опору та модуля пружності сталі.

4.3.3.2. Несуча здатність елементів постійного перерізу на стійкість плоскої форми згину

Несуча здатність плоскої форми згину.

Елементи постійного перерізу, що згинаються відносно головної вісі, не розкріплені з площини дії згинального моменту, слід перевіряти на втрату стійкості плоскої форми згину за формулою:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.40)$$

де: M_{Ed} – розрахункове значення моменту;

$M_{b,Rd}$ – розрахункова несуча здатність згинального елемента за втратою стійкості плоскої форми згину.

Балки з достатнім розкріпленням стиснутого поясу, замкнуті та суцільні профілі, як правило, не схильні до втрати стійкості плоскої форми згину.

Розрахункова несуча здатність за втратою стійкості плоскої форми згину для балок, не розкріплених із площини згину, обчислюється як:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.41)$$

де: W_y – відповідний момент опору перерізу, який визначається так:

$W_y = W_{pl,y}$ для поперечних перерізів Класів 1 та 2;

$W_y = W_{el,y}$ для поперечних перерізів Класу 3;

χ_{LT} – понижуючий коефіцієнт для втрати стійкості плоскої форми згину.

4.3.3.3. Несуча здатність елементів постійного перерізу на стійкість при дії стиску зі згином.

Даний метод застосовний, коли виконуються такі умови:

- розглядаються елементи постійного поперечного перерізу;
- поперечний переріз елемента має дві вісі симетрії;
- елемент не схильний до втрати стійкості форми перерізу (як, наприклад, схильні тонкостінні профілі).

Метод розділяє перерізи на схильні та не схильні до деформацій кручення, та пропонує для них різні методи визначення коефіцієнтів взаємодії.

Для елементів стержньових систем перевірка стійкості може виконуватися розглядом окремих одно прольотних елементів, вирізаних зі схеми. Ефекти 2-го порядку від перекосу системи (P-Δ) повинні враховуватися або прикладанням кінцевих моментів, або відповідною розрахунковою довжиною відносно кожної вісі для розрахунку на загальну стійкість.

- Для стиснуто-зігнутих або поза-центрово-стиснутих елементів повинні виконуватися умови:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yu} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1 \quad (4.42)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1 \quad (4.43)$$

де:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ та $M_{z,Ed}$ – розрахункові значення відповідно стискаючого зусилля та максимальних моментів відносно вісей $y-y$ та $z-z$ в елементі;

$N_{b,y,Rd}$ та $N_{b,z,Rd}$ – розрахункові значення несучої здатності на стійкість відносно головних вісей відповідно до (4.39);

$M_{b,Rd}$ – розрахункова несуча здатність за втратою стійкості плоскої форми згину відповідно до (4.40);

$$M_{cb,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{для перерізів Класів 1 та 2,} \quad (4.44)$$

$$M_{cd,z,Rd} = \frac{W_{el,z} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{для перерізів Класів 3;} \quad (4.45)$$

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} – коефіцієнти взаємодії, які можуть бути визначеними за Додатком А або В до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Додаток В до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 рекомендовано, як спрощений підхід для ручного розрахунку. Використання будь-якого з додатків допускається Національним додатком.

У деяких випадках у першому наближенні під час розрахунку допускається приймати значення коефіцієнтів взаємодії k у запас надійності. Наведена таблиця дає максимальні значення, взяті з Додатку В до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, та передбачає чутливі до кручення поперечні перерізи, наприклад, не трубчастого і не коробчастого профілів.

Коефіцієнт взаємодії	Максимальні значення	
	Клас 3	Класи 1 та 2
k_{yy}	$C_{my} \times 1.6$	$C_{my} \times 1.8$
k_{yz}	k_{zz}	$0.6 \times k_{zz}$
k_{zy}	1.0	1.0
k_{zz}	$C_{mz} \times 1.6$	$C_{mz} \times 2.4$

4.4. ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЮ ПРИДАТНІСТЮ

4.4.1. Загальні положення

Критерії експлуатаційної придатності мають визначатися для кожного проєкту та затверджуватися замовником.

Експлуатаційна придатність відносно допустимих прогинів та переміщень формується, виходячи з наступних обмежень:

- a) функціонально-технологічних (забезпечення нормальних умов експлуатації обладнання та приладів);
- b) конструктивних (забезпечення цілісності конструкцій та вузлів, збереження заданих ухилів, дотримання геометрії з точки зору перерозподілу зусиль);
- c) фізіологічних (забезпечення комфорту людей та належних умов роботи);
- d) естетико-психологічних (забезпечення належного зовнішнього вигляду конструкцій).

Комбінації навантажень для граничного стану за експлуатаційною придатністю та розрахункові ситуації, у яких вони застосовуються – див. Розділ 1.3.5.

4.4.2. Вертикальні переміщення

Граничні значення вертикальних прогинів слід приймати згідно з Таблицею 4.2, якщо обґрунтовано не вказані більш жорсткі вимоги.

Таблиця 4.2. Вертикальні граничні переміщення елементів конструкцій.

Елементи конструкцій	Основні вимоги	Вертикальні граничні прогини f_u
1. Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (включно із поперечними ребрами плит та настилів):		
а) покриттів та перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті L , м:	Естетико-психологічні	
$L \leq 1$		L/120
$L = 3$		L/150
$L = 6$		L/200
$L = 24$ (12)		L/250
$L \geq 36$ (24)		L/300
б) покриттів та перекриттів за наявності перегородок під ними	Конструктивні	L/300
в) покриттів та перекриттів за наявності на них елементів, схильних до розтріскування (стяжок, підлог, перегородок)	Конструктивні	L/150

г) покриттів та перекриттів за наявності тельферів (талей), підвісних кранів, керованих:		
із підлоги	Технологічні Фізіологічні	L/300 або a/150 (менше з двох)
із кабіни		L/400 або a/200 (менше з двох)
д) перекриттів, схильних до дії: переміщуваних вантажів, матеріалів, вузлів та елементів обладнання та інших рухливих навантажень (у тому числі при безрейковому наземному транспорті):	Фізіологічні та технологічні	
Навантажень від рейкового транспорту:		L/350
вузькоколісного		L/400
ширококолісного		L/500
2. Елементи сходів (марші, майданчики, косоури), балконів, лоджій	Естетико-психологічні	Те ж, що і в поз. 1,а
3. Плити перекриттів, сходові марші та майданчики, прогину яких не перешкоджають суміжні елементи	Фізіологічні	0,7 мм
4. Перемички та навісні стінові панелі над віконними та дверними прорізами (ригелі та прогони скління)	Конструктивні	L/200
		Те ж, що і в поз. 1,а

Позначення, прийняті у таблиці:

L – розрахунковий проліт елемента конструкції;

a – крок балок або ферм, до яких кріпляться підвісні кранові колії.

Примітка 1. Для консолей замість L слід приймати подвоєний їх виліт.

Примітка 2. Для проміжних значень L у поз. 2 граничні значення слід визначати за лінійною інтерполяцією.

Примітка 3. У поз. 1,а цифри, наведені у дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м включно. Примітка 4. Прогини кроквяних конструкцій за наявності підвісних кранових колій (поз. 1,г) слід приймати як різницю між прогинами суміжних кроквяних конструкцій.

Єврокод не регламентує значення переміщень і прогинів, віддаючи це у прерогативу національного регулювання. Обмеження, визначені Національним додатком, повторюють ДСТУ Б.В.1.2-3:2006 «Прогини та переміщення».

Вертикальний прогин конструкції є величиною, яка вимірюється від умовної горизонтальної або наближеної лінії, що поєднує опори елемента. За необхідності, коригування прогинів, особливо для конструкцій прольотом понад 30м, можливо здійснювати шляхом улаштування конструктивного компенсаційного підйому.

Граничні прогини елементів перекриттів (балок, ригелів, плит), сходів,

балконів, лоджій, приміщень житлових та цивільних будівель, а також побутових приміщень виробничих будівель, виходячи з фізіологічних вимог, слід визначати за формулою:

$$f_u = \frac{g(p+p_1+q)}{30n^2(bp+p_1+q)} \quad (4.46)$$

де: g – прискорення вільного падіння;

p – експлуатаційне значення питомого навантаження від людей – джерела вимушених коливань, яке приймається згідно Таблиці 4.3;

p_1 – питома навантаження на перекриття;

q – експлуатаційне питома навантаження від ваги елементу, що розраховується, та конструкцій, які на нього спираються, кПа;

n – частота прикладання навантаження під час ходьби людини приймається згідно Таблиці 4.3;

b – коефіцієнт, приймається згідно Таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 – Параметри навантажень на перекриття від людей

Категорія приміщення	p, кПа	p_p, кПа	n, Гц	B
Категорії А, В (крім класних та побутових приміщень) Категорії Н, які не використовуються для відпочинку	0,25	Приймається по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 (Розділ 2.5.2)	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p a L}}$
Категорії В – класні та побутові Категорії С та D (крім танцювальних залів) Категорії Н із можливим скупченням людей	0,5	Приймається за ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 (Розділ 2.5.2)	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p a L}}$
Танцювальні зали	1,5	0,2	2,0	50

Позначення, прийняті у таблиці:

Q – вага однієї людини, яка приймається такою, що дорівнює 0,8 кН (80 кгс);

α – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює 1,0, для елементів, які розраховуються за балочною схемою;

$\alpha = 0,5$ – у інших випадках (наприклад, при спиранні плит по трьох або чотирьох сторонах);

a – крок балок, ригелів, ширина плит (настилів), м;

L – розрахунковий проліт елемента конструкції, м.

4.4.3. Горизонтальні переміщення

Граничні горизонтальні переміщення каркасних будівель, що обмежуються виходячи з конструктивних вимог (забезпечення цілісності заповнення стін, перегородок, віконних прорізів та дверних елементів), слід приймати за Таблицею 4.4, якщо більш жорсткі умови не обґрунтовано.

Таблиця 4.4 - Граничні горизонтальні переміщення.

<i>№ п/п</i>	<i>Будівлі, стіни та перегородки</i>	<i>Кріплення стін та перегородок до каркасу будівлі</i>	<i>Граничне переміщення f_u</i>
1.	Багатоповерхові будівлі	будь-яке	$h/500$
2.	Один поверх багатоповерхових будівель	піддатливе	$h_s/300$
	а) стіни та перегородки з цегли, гіпсокартону, залізобетонних панелей;	жорстке	$h_s/500$
	б) стіни, що облицьовані природним каменем, із керамічних блоків, зі скла (фасадні системи).	жорстке	$h_s/700$
3.	Одноповерхові будівлі (із самонесучими стінами) при висоті поверху h_s , м: $h_s \leq 6$ $h_s = 15$ $h_s \geq 30$	піддатливе	$h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$

Позначення, прийняті у таблиці:

h – висота багатоповерхових будівель, яка дорівнює відстані від верху обрізу фундаменту до вісі ригеля покриття; h_s – висота поверху в одноповерхових будівлях, дорівнює відстані від верху обрізу фундаменту до низу кроквяних конструкцій; у багатоповерхових будівлях: для нижнього поверху – дорівнює відстані від верху фундаменту до вісі ригеля перекриття; для решти поверхів – дорівнює відстані між вісями суміжних ригелів.

Примітка 1. Для проміжних значень h_s (поз. 3) горизонтальні граничні переміщення слід визначати лінійною інтерполяцією.

Примітка 2. До піддатливих кріплень відносять кріплення стін або перегородок до каркасу, що не перешкоджають зсуву каркаса без передачі на стіни або перегородки зусиль, здатних викликати пошкодження конструктивних елементів. До жорстких відносять кріплення, що перешкоджають взаємним зсувам каркаса, стінта перегородок.

Граничні горизонтальні переміщення стійок та ригелів фахверка, а також навісних стінових панелей від вітрового навантаження, які обмежуються за конструктивними вимогами, слід приймати такими, що дорівнюють $L/200$, де L – розрахунковий проліт стійок або панелей.

Наведені граничні значення переміщень та прогинів є нормативними, виходячи із зазначених у п.4.4.1 обмежень. При реальному проектуванні мають бути додатково враховані функціонально-технологічні обмеження деформацій конструкцій, які пов'язані з конкретним обладнанням чи устаткуванням, яке розміщується на перекритті/покритті, навішується на каркас тощо, а також інші обгрунтовані жорсткіші граничні значення.

ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ

Задача 1.

Металева балка виготовлена зі сталі С500, довжина прольоту $l = 5\text{ м}$ з розмірами перерізу ($b \times h$) $10\text{ см} \times 15\text{ см}$. На конструкцію діє рівномірно розподілене навантаження $F_d = 20\text{ кН/м}$. Необхідно перевірити конструкцію за I-ою та II-ою групою граничних станів.

Розв'язання

Проведення перевірки за I групою граничного стану полягає у перевірці виконання умови міцності: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$,

де M_{Ed} – діюче навантаження (згинальний момент, що діє на конструкцію);

M_{Rd} – несуча здатність конструкції.

Діюче навантаження (згинальний момент, що діє на конструкцію) визначається за формулою:

$$M_{Ed} = \frac{F_d l^2}{8} = \frac{20 \times 5^2}{8} = 62,5\text{ кНм};$$

де: F_d – рівномірно розподілене навантаження;

l – довжина прольоту балки.

Несуча здатність конструкції визначається за формулою:

$$M_{Rd} = f_y \times W_x \times 0,87 = 500 \times 10^6 \times 375 \times 10^{-6} \times 0,87 = 163,1\text{ кНм};$$

де: f_y – межа текучості сталі відповідає класу сталі;

W_x – момент опору перерізу конструкції; W_x

$$W_x = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{10 \times 15^2}{6} = 375\text{ см}^3;$$

0,87 – коефіцієнт запасу за рекомендаціями Єврокоду 3

За результати проведених розрахунків перевіряємо умову міцності $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, умова виконується оскільки $62,5\text{ кНм} \leq 163,1\text{ кНм}$.

Проведення перевірки за II групою граничного стану полягає у перевірці виконання умови експлуатаційної придатності або жорсткості:

$$f \leq [f],$$

де: f – фактичний прогин конструкції за результатами діючого навантаження;
 $[f_u]$ – максимально допустимий прогин конструкції.
 f – фактичний прогин конструкції за результатами діючого навантаження визначається за формулою:

$$f = \frac{5 \times F_d l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 20 \times 10^3 \times 5^4}{384 \times 2 \times 10^{11} \times 2812,5 \times 10^{-8}} = 0,0289 \text{ м};$$

де: F_d – рівномірно розподілене навантаження;
 l – довжина прольоту балки;
 E – модуль Юнга сталі 2×10^{11} Па;
 I – осьовий момент інерції перерізу балки;

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{10 \times 15^3}{12} = 2812,5 \text{ см}^4;$$

$[f_u]$ – максимально допустимий прогин конструкції визначається за таблицею:

Проліт балки	Граничний прогин f_u
$L \leq 1 \text{ м}$	$L/120$
$L = 3 \text{ м}$	$L/150$
$L = 6 \text{ м}$	$L/200$
$L = 24 \text{ м}$	$L/250$
$L = 36 \text{ м}$	$L/300$

Але враховуючі, що проліт балки не відповідає параметрам вказаним в таблиці, для визначення допустимого прогину балки $[f_u]$ застосовуємо метод інтерполяції для знаходження коефіцієнта у знаменнику:

$$\frac{200 - 150}{6 - 3} \times (5 - 3) \approx 33,3 + 150 \approx 183,3;$$

У чисельнику вказані межі коефіцієнту, що відповідає прольотам балки 3 м та 6 м, у знаменнику вказана різниця відповідних прольотів, що надає можливість визначити зміну коефіцієнта на 1 м, а у нас 5 м, тобто в 2 рази більше (5 м - 3 м), що складає 33,3, таким чином додавши до 150 отриману зміну коефіцієнта отримаємо $183,3 \Rightarrow [f_u] = \frac{5 \text{ м}}{183,3} \approx 0,0273 \text{ м}$.

Таким чином, умова експлуатаційній придатності або жорсткості $f \leq [f]$ не виконується, оскільки $0,0289 \text{ м} > 0,0273 \text{ м}$

Висновок: за результатами проведених розрахунків встановлено, що конструкція пройшла перевірку за I-ою групою граничних станів, щодо забезпечення необхідної міцності, але перевірку експлуатаційній придатності (жорсткості) за II-ою групою граничних станів дана конструкція перевірку не пройшла.

Таким чином, для забезпечення експлуатаційній придатності (жорсткості) даній конструкції необхідно покращити геометричні

характеристики перерізу або застосувати більш якісну сталь, або зменшити рівень навантаження.

Задача 2

Для вільно спертої балки підібрати двотавровий переріз із умови міцності і жорсткості.

Вихідні дані: Сталь С440, $E = 2 \cdot 10^{11}$, $l = 6$ м, $F_d = 13$ кН/м

Розв'язання

1) Підбір перерізу із умови міцності

Умова міцності:

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_x} \leq 0,87 f_y$$

$$W_x = \frac{M_{Ed}}{0,87 \cdot f_y}$$

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot l^2}{8} = \frac{13000 \cdot 6^2}{8} = 58500 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

$$W_x = \frac{M_{Ed}}{0,87 \cdot f_y} = \frac{58000}{0,87 \cdot 500 \cdot 10^6} = 0,0001344827 \text{ м}^3 = 134 \text{ см}^3$$

За сортаментом обираємо, згідно $W_x = 134 \text{ см}^3$ двутавр № 18 із $W_x = 143 \text{ см}^3$ (найближчий більший)

2) Підбір перерізу із умови жорсткості.

Умова жорсткості для вільно спертої металевої балки виглядає так:

$$f = \frac{5 \times F_d l^4}{384 \times E \times I} \leq [f_u], \text{ згідно таблиці.}$$

Проліт балки	Граничний прогин f_u
$L \leq 1$ м	$L/120$
$L = 3$ м	$L/150$
$L = 6$ м	$L/200$
$L = 24$ м	$L/250$
$L = 36$ м	$L/300$

Визначаємо допустимий прогин для балки,

довжиною 6 м: $[f_u] = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$

$$I_x = \frac{5}{384} \frac{R_d \cdot l^4}{E [f_u]} = \frac{5}{384} \frac{13000 \cdot 6^4}{2 \cdot 10^{11} \cdot 3 \cdot 10^{-2}} = 2808 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 = 2808 \text{ см}^4$$

За сортаментом обираємо, згідно $I_x = 2808 \text{ см}^4$ двутавр № 24 із $I_x = 3460 \text{ см}^4$

Висновок: із двох обраних двутаврів №18 і №24, обираємо більший (із умови жорсткості), який буде відповідати вимогам I і II граничних станів.

Задача 3.

Приклад проведення розрахунку, щодо перевірки сталевій колони за втратою стійкості.

Металева колона виготовлена зі сталі S235 (коефіцієнти сталі: $a = 310\text{МПа}$, $b = 1,14\text{МПа}$), з прямокутним перерізом розмірами ($b \times h$) $50\text{ мм} \times 100\text{ мм}$, довжину колони розглянемо двох варіантів $l_1 = 2,5\text{ м}$ та $l_2 = 4\text{ м}$, напруження, що діє у перерізі при межі пропорційності $\sigma_{np} = 200\text{ МПа}$, модуль Юнга $E = 2 \times 10^5\text{ МПа}$. Коефіцієнт закріплення колони (закріплення шарнірне з двох боків) $\mu=1$. Необхідно встановити критичну силу $P_{кр}$ для конструкції, а також критичне напруження, що діє у перерізі $\sigma_{кр}$, що буде утворюватись внаслідок навантаження.

1. Спочатку визначимо геометричні параметри, зокрема площу (A), осьовий момент інерції (I_x) та радіус інерції (i) перерізу конструкції:

$$A = b \times h = 50 \times 100 = 5000\text{ мм}^2;$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 100^3}{12} \approx 4,17 \times 10^6\text{ мм}^4;$$

де $b \times h$ ширина та висота прямокутного перерізу;

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{4,17 \times 10^6}{5000}} \approx 28,9\text{ мм}.$$

2. Визначимо граничну та фактичну гнучкості конструкції ($\lambda_{гр}$, λ), з метою подальшого розв'язання поставленої задачі:

$$\lambda_{гр} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{np}}} = 3,14 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{200}} \approx 100;$$

де: π - число Пі 3,14;

E - модуль Юнга $2 \times 10^5\text{ МПа}$;

σ_{np} - напруження, що діє у перерізі при межі пропорційності 200 МПа .

$$\lambda_1 = \frac{l_{np1}}{i} = \frac{2500}{28,9} = 86,5;$$

$$\lambda_2 = \frac{l_{np2}}{i} = \frac{4000}{28,9} = 138,4;$$

де: l_{np} приведена довжина колони :

$$l_{np1} = l_1 \cdot \mu = 2,5 \cdot 1 = 2,5\text{ м};$$

$$l_{np2} = l_2 \cdot \mu = 4 \cdot 1 = 4,0\text{ м};$$

$\mu=1$, за умовою шарнірного закріплення конструкції;

i - радіус інерції перерізу конструкції $28,9\text{ мм}$.

3. Визначаємо критичну силу $P_{кр}$ та критичне напруження у перерізі $\sigma_{кр}$:

4. У разі $\lambda < \lambda_{зр}$, спочатку визначаємо критичне напруження, що діє в перерізі конструкції за імперичною формулою Ясинського, а потім критичну силу $P_{кр}$:

$$\sigma_{кр1} = a - b \times \lambda_1 = 310 - 1,14 \times 86,5 = 211,39 \text{ МПа},$$

де: a і b коефіцієнти сталі $a = 310 \text{ МПа}$, $b = 1,14 \text{ МПа}$;

λ_1 - гнучкість колони довжиною $2,5 \text{ м} = 86,5$.

$$P_{кр1} = \sigma_{кр} \times A = 211,39 \times 5000 = 1056950 \text{ Н} \approx 1057 \text{ кН};$$

5. У разі $\lambda > \lambda_{зр}$, тоді спочатку визначаємо критичну силу $P_{кр}$, за формулою Ейлера, а потім критичне напруження, що діє у перерізі конструкції:

$$P_{кр2} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_{пр}^2} = \frac{3,14 \times 2 \times 10^5 \times 4,17 \times 10^{-6}}{4^2} = 513931,65 \text{ Н} \approx 513,9 \text{ кН};$$

де π - число Пі = 3,14;

E - модуль Юнга $2 \times 10^5 \text{ МПа}$;

I_x - осьовий момент інерції;

$l_{пр}$ - приведена довжина колони.

$$\sigma_{кр2} = \frac{P_{кр2}}{A} = \frac{513931,65}{0,005} \approx 102,8 \text{ МПа}.$$

Висновок: за результатами розрухунків встановлено, що найбільш придатна до навантаження стала колона довжиною $2,5 \text{ м}$, отже $P_{кр1} = 1057 \text{ кН}$ порівняно із конструкцією довжиною 4 м і $P_{кр2} = 513,9 \text{ кН}$, відповідно анологічна ситуація з дією напруження у перерізі під навантаженням $\sigma_{кр1} = 211,39 \text{ МПа}$, $\sigma_{кр2} = 102,8 \text{ МПа}$.

РОЗДІЛ 5. З'ЄДНАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Посилання, що наведені у цьому Розділі, стосуються ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 та його Національних додатків, якщо не вказано іншого.

Розрахунок вузлів та з'єднань викладений у ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

Вузол - область перетину двох або більше конструктивних елементів. При розрахунку вузлом є група всіх основних компонентів, необхідних для опису роботи вузла при передачі діючих внутрішніх сил та моментів між з'єднаними елементами. Наприклад, вузол з'єднання балки із колоною складається з ділянки стінки колони та одного (при односторонній конфігурації вузла) або двох (при двосторонній конфігурації вузла) з'єднань.

З'єднання – місце, де у конструкції з'єднуються дві або більше деталей. При розрахунку, з'єднанням називається група основних елементів, що потрібні для визначення процесу перетворення та передачі внутрішніх сил і моментів.

5.1. ОСНОВНІ ВИМОГИ ДО РОЗРАХУНКУ З'ЄДНАНЬ

5.1.1. Загальні положення

Усі з'єднання повинні забезпечувати таку несучу здатність, щоб конструкція задовольняла усім основним вимогам Розділу 1.1. Часткові коефіцієнти надійності (γ_{Mi}) для розрахунку вузлів наведені у Таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Часткові коефіцієнти надійності (γ_{Mi})

Граничні стани елементів вузлів	$\gamma_{M0} = 1.0$ $\gamma_{M1} = 1.0$ $\gamma_{M2} = 1.25$ за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
Болтів	$\gamma_{M2} = 1.25$
Зварних швів	
Пластин на зминання	
Фрикційних з'єднань:	
за несучою здатністю (Категорія C)	$\gamma_{M3} = 1.25$

за експлуатаційною придатністю (Категорія В)	$\gamma_{M3, SER} = 1.1$
вузлів ферм із замкнутих профілів	$\gamma_{M5} = 1.0$
високоміцних болтів із попереднім натягом	$\gamma_{M7} = 1.1$

5.1.2. Зусилля, що діють у вузлах

Зусилля та моменти, які прикладаються до вузлів при розрахунку граничних станів за несучою здатністю, повинні визначатися відповідно до положень Розділів 1,3 та 4.

5.1.3. Несуча здатність вузлів

Несучу здатність вузла слід визначати, виходячи із несучої здатності окремих його елементів.

Якщо у з'єднаннях, які працюють на зсув, використовуються з'єднувальні елементи із різними показниками жорсткості, то розрахункове зусилля має сприймати найбільш жорсткий елемент.

5.1.4. Розрахункові припущення

Вузли повинні розраховуватися на підставі реалістичних припущень, щодо розподілу внутрішніх зусиль та моментів. Для цього застосовуються наступні основні припущення:

- a) Внутрішні зусилля, що враховуються в розрахунку, повинні бути зрівноважені із зусиллями, прикладеними до вузлів.
- b) Кожен елемент вузла повинен мати достатню несучу здатність для передачі внутрішніх зусиль у вузлі.
- c) Деформації, які викликані зусиллями, не повинні перевищувати граничних деформацій сполучних елементів, зварних швів та з'єднаних деталей.
- d) Прийнятий розподіл внутрішніх зусиль має бути реальним щодо відношення до жорсткостей у межах вузла.
- e) Деформації, які допускає будь-яка розрахункова схема у пружно-пластичній стадії, мають ґрунтуватися на фізично можливих переміщеннях твердих тіл.
- f) Будь-яка модель повинна задовільно відповідати результатам випробувань.

5.1.5. Вузли, що схильні до ударів, вібрацій та/або зміні навантаження

Якщо у з'єднанні можливе виникнення додакових динамічних навантажень, які можуть призвести до послаблення кріплення болтів, зазвичай застосовується зварювання або болти із попереднім натягом, разом із заходами проти розгвинчування. Мінливість вітрових навантажень та корисних навантажень на перекриття не є підставою для застосування таких заходів.

5.2. РОЗРАХУНОК, КЛАСИФІКАЦІЯ

Слід враховувати вплив характеру роботи вузлів на розподіл внутрішніх зусиль, моментів та деформацій в конструкції. Впливом характеру роботи вузлів на розподіл внутрішніх зусиль допускається нехтувати, якщо він незначний.

Щоб встановити, чи потрібно враховувати вплив роботи вузла на виконання статичного розрахунку, розрізняють три типи спрощених моделей вузлів:

- шарнірний, у якому можна допустити, що вузол не передає згинальний момент;
- жорсткий, який повністю передає згинальний момент але допускається, що характер роботи вузла не впливає на розрахунок;
- піддатливий, який частково передає згинальний момент і в розрахунку необхідно враховувати характер роботи вузла.

Відповідна модель вузла приймається згідно Таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Розрахункові моделі вузлів.

<i>Метод розрахунку</i>	<i>Класифікація вузла</i>	<i>Тип моделі вузла</i>
Пружний	Номінально шарнірний	Шарнірний
	Жорсткий	Жорсткий
	Піддатливий	Піддатливий

Наведена таблиця є тільки частиною Таблиці 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Вона обмежена класифікаціями для розрахунку у пружній стадії, який є стандартним для найпоширеніших типів каркасів. Статичний розрахунок з урахуванням пластичних деформацій ми не розглядаємо.

5.3. БОЛТОВІ З'ЄДНАННЯ

5.3.1. Загальні положення

Усі болти, гайки та шайби повинні відповідати стандартам за списком Розділу 3.2.1.

Границі текучості f_{yb} та тимчасові опори f_{ub} для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 та 10.9 наведено у пункті 3.2.1. Ці значення у розрахунках слід приймати як характеристичні.

5.3.2. Болти з попереднім натягом

Як попередньо напружені болти можуть використовуватися тільки болти класів міцності 8.8 та 10.9, що відповідають вимогам стандартів, вказаних у Розділі 3.2.1, та з контролем натягу згідно з ДСТУ Б EN 1090-2.

5.3.3. Категорії болтових з'єднань

Болтові з'єднання, що працюють на зріз, слід за розрахунком відносити до однієї з наступних категорій:

- Категорія А: з'єднання, що працюють на зминання;
- Категорія В: фрикційні з'єднання, що розраховуються за експлуатаційною придатністю.

З'єднання Категорії В не розглядаються у національних нормативних документах. Вони можуть застосовуватися там, де при перевищенні навантаженнями експлуатаційних значень допускається зсувне переміщення у з'єднанні. За умов нормальної експлуатації таке з'єднання працює як фрикційне, а для граничного стану за несучою здатністю воно розраховується як таке, що працює на зминання (Категорія А) без урахування фрикційної складової.

Описані з'єднання можуть застосовуватися, наприклад, у монтажних стиках без згинальних моментів, де невеликий зсув не сприятиме значному збільшенню внутрішніх зусиль. Це може робитися з метою зменшення кількості болтів у фрикційному з'єднанні.

- Категорія С: фрикційні з'єднання, які розраховуються за несучою здатністю.

Крім того, при з'єднанні розтягнутих елементів слід перевіряти розрахункову несучу здатність поперечного перерізу нетто у пластичній стадії у місці розташування болтових отворів.

Перевірки цих з'єднань зведено у Таблиці 5.3.

Болтові з'єднання, які працюють на розтяг, слід відносити до однієї з таких категорій:

- Категорія D: без попереднього натягу болтів;
- Категорія E: з попереднім натягом болтів.

Перевірки цих з'єднань зведено у Таблиці 5.3.

Таблиця 5.3 – Категорії болтових з'єднань.

<i>Категорія</i>	<i>Критерії</i>	<i>Примітки</i>
З'єднання, що працюють на зсув		
«А» Ті, що працюють на зминання	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Попередній натяг болтів не вимагається. Класи болтів 4.6 – 10.9
«В» Фрикційні, які розраховуються за експлуатаційною придатністю	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{v,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Слід використовувати попередньо напружені болти класів 8.8 або 10.9.
«С» Фрикційні, які розраховуються за несучою здатністю	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Слід використовувати попередньо напружені болти класів 8.8 або 10.9.
З'єднання, що працюють на розтяг		
«D» Без попереднього натягу болтів	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Не вимагається попередній натяг болтів Класи болтів - 4.6-10.9.
«E» З попереднім натягом болтів	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Слід використовувати попередньо напружені болти класів 8.8 або 10.9.

Для в'язей можуть використовуватися болтові з'єднання Категорії «А».

Болтові з'єднання Категорії D допускається використовувати у вузлах, які сприймають звичайні вітрові дії, але не рекомендується використовувати при значних знакозмінних навантаженнях.

ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ

Приклад проведення розрахунку, щодо визначення мінімальної кількості болтів для з'єднання двох металевих листів.

Три металеві листа необхідно надійно з'єднати між собою за допомогою болтів. Необхідно визначити мінімальну кількість болтів за перевіркою умови міцності при виникненні нормальних напружень зім'ятті $\sigma_{зм}$ та дотичних напружень при зрізі $\tau_{зр}$ за умови діючих сил розтягу в протилежні боки $F = 100$

кН (рис. 1) Допустимі напруженні при зім'ятті болта $[\sigma_{зМ}] = 200 \text{ МПа}$, при зрізанні $[\tau_{зр}] = 150 \text{ МПа}$.

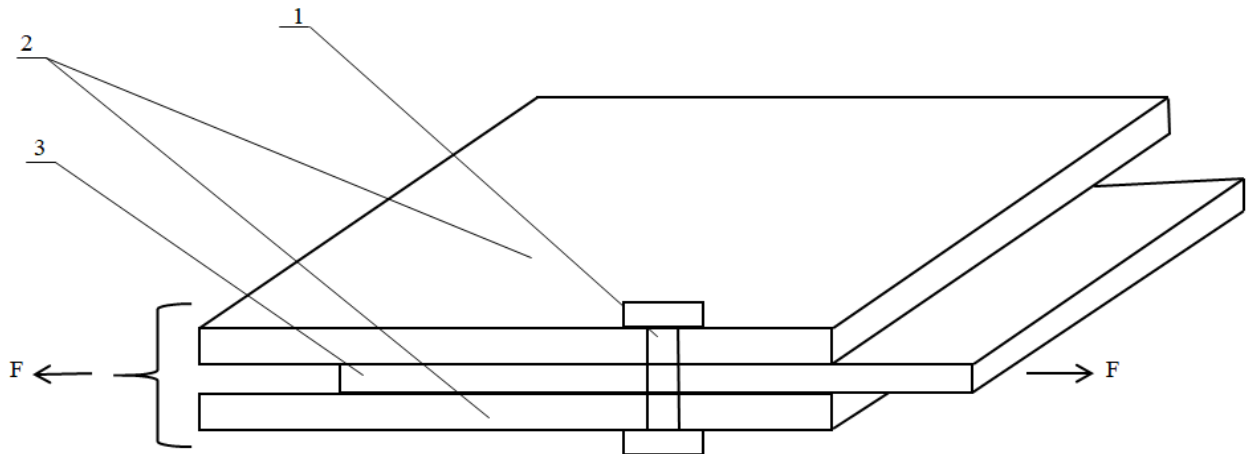


Рис. 5.1. Схема болтового з'єднання 3-ох металевих листів. 1 – З'єднувальний болт $\varnothing 10 \text{ мм}$, 2 – металеві листи (верхній та нижній) товщиною $t_1 = 10 \text{ мм}$, 3 – металевий лист товщиною $t_2 = 7 \text{ мм}$).

1. Визначаємо необхідну кількість болтів для сприйняття деформації зім'яття. Спочатку визначаємо площу зім'яття одного болту.

$$A_{зМ1} = 2 \times t_1 \times d = 2 \times 1 \times 1 = 2 \text{ см}^2$$

де: $A_{зМ1}$ – площа зім'яття болту, що утворюється в результаті дії сили F_1 ;

2 – кількість поверхонь болту, що сприймає деформацію зім'яття;

t_1 – товщина верхнього та нижнього металевих листів;

d – діаметр болту 1 см.

$$A_{зМ2} = t_2 \times d = 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ см}^2$$

де: $A_{зМ2}$ – площа зім'яття болту, що утворюється в результаті дії сили F_2 ;

t_2 – товщина середнього металевого листа;

d – діаметр болту 1 см.

2. Складаємо рівняння умови виконання міцності при зім'ятті, що виникає на площі у другому випадку, для отримання найбільшої надійності болтового з'єднання.

$$\sigma_{зМ2} = \frac{F}{n \times A_{зМ2}} \leq [\sigma_{зМ}], \text{ де } n - \text{кількість болтів}$$

$$\frac{100 \text{ кН}}{n \times 0,7} \leq [200 \text{ МПа}] \Rightarrow n = \frac{F_2}{[\sigma_{зМ}] \times 0,7} = \frac{100 \times 10^3}{200 \times 10^6 \times 0,7 \times 10^{-4}} \approx 7,14 \text{ шт.}$$

Таким чином мінімальна кількість болтів для виконання болтового з'єднання металевих листів за умовою для сприйняття деформації зім'яття складає 8 шт.

3. Визначаємо необхідну кількість болтів для сприйняття деформації зрізу (зсуву). Спочатку визначаємо площу зрізу одного болту.

$$A_{зр} = 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 2 \times \frac{3,14 \times 1^2}{4} = 1,57 \text{ см}^2,$$

де: $A_{зр}$ – площа зрізу болту, що утворюється в результаті дії сили F ;
 2 – кількість поверхонь болту, що сприймає деформацію зрізу;
 d – діаметр болту 1 см.

4. Складаємо рівняння умови виконання міцності при зрізі.

$$\tau_{зр} = \frac{F}{n \times A_{зр}} \leq [\tau_{зр}], \text{ де } n - \text{кількість болтів}$$

$$\frac{100 \text{ кН}}{n \times A_{зр}} \leq [150 \text{ МПа}] \Rightarrow n = \frac{F}{[\tau_{зр}] \times A_{зр}} = \frac{100 \times 10^3}{150 \times 10^6 \times 1,57 \times 10^{-4}} \approx 4,25 \text{ шт.}$$

Таким чином мінімальна кількість болтів для виконання болтового з'єднання металевих листів за умовою для сприйняття деформації зрізу складає 5 шт.

Висновок: За результатами розрахунків встановлено, що мінімальна необхідна кількість болтів для забезпечення надійного з'єднання трьох металевих листів складає 8 шт.

5.4. ЗВАРНІ З'ЄДНАННЯ

5.4.1. Загальні положення

Положення цього розділу стосуються зварюваних конструкційних сталей, які відповідають вимогам стандартів з Розділу 3.1 та матеріалів товщиною 4 мм та більше.

Вони також поширюються тільки на з'єднання, у яких механічні властивості металу зварного шва сумісні з властивостями зварюваного металу. Вказівки для зварних з'єднань меншої товщини – див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Вказівки для швів, які працюють на втомні напруження, див. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9.

5.4.2. Геометричні параметри та розміри зварних швів

Тип зварювання

У даному посібнику розглядається розрахунок кутових та стикових зварних швів.

Кутові зварні шви

Кутові зварні шви можуть використовуватися для з'єднання деталей, зварювані поверхні котрих розташовані під кутом від 60° до 120° .

Кути менше 60° також допускаються, однак у таких випадках зварні шви повинні розглядатися як стикові із неповним проваром.

Для кутів більше 120° несуча здатність зварних швів повинна визначатися випробуваннями відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1990, Додаток D: «Розрахунок на підставі випробувань».

Кутові зварні шви, розташовані на кінцях з'єднувальних елементів по торцю або збоку, слід заводити за кут безперервно та зі збереженням його розмірів на відстань, яка дорівнює принаймні двом катетам шва, якщо доступність та конфігурація вузла дозволяють це виконати.

У разі переривчастих зварних швів це правило стосується тільки останніх ділянок швів на кутах.

Розташування швів на кінцях елементів слід відображати на кресленнях.

Інформацію щодо односторонніх зварних швів із ексцентриситетом прикладання навантаження – див. Розділ 5.4.8 даної публікації.

Преривчасті зварні шви

У Розділі 4.3.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 наведено положення стосовно переривчастих кутових швів, включно з вимогами та рекомендаціями щодо підварення кінців елементів. Такі з'єднання не повинні використовуватися у агресивному середовищі та не розглядаються даною публікацією.

Стикові шви

Стиковим швом вважається зварне з'єднання з повним проваром, якщо по всій товщині з'єднання забезпечено глибину провару та сплавлення металу шва із основним металом.

Стиковим швом із частковим проваром вважається зварне з'єднання, у якому проплавлення металу менше за повну товщину з'єднувальних елементів.

Застосування переривчастих стикових швів не допускається.

За наявності ексцентриситетів у односторонніх стикових швах із частковим проваром – див. Розділ 5.4.8.

5.4.3. Розрахункова несуча здатність кутових зварних швів

5.4.3.1 Довжина зварного шва

Розрахункову довжину кутового зварного шва L слід приймати такою, що дорівнює загальній довжині шва із проектними розмірами. Це значення може прийматися таким, що дорівнює загальній довжині зварного шва за вирахуванням подвоєної розрахункової висоти шва. Це враховує ділянки із неповною висотою на початку та у кінці шва. Зменшення розрахункової довжини шва не вимагається за умови, що повна висота шва забезпечується по всій його довжині, наприклад, шляхом виведення на планки.

Зварний шов із розрахунковою довжиною менше 30 мм або 6-ти висот шва (враховується більше із цих значень) не може вважатися несучим.

5.4.3.2. Розрахункова висота зварного шва

Розрахункову висоту a кутового зварного шва слід приймати такою, що дорівнює висоті найбільшого трикутника (рівностороннього або різностороннього), який можна вписати у переріз, який обмежений зварюваними поверхнями та поверхнею шва, що вимірюється перпендикулярно зовнішній стороні цього трикутника – див. Рис. 5.1.



Рисунок 5.1. До визначення висоти кутового зварного шва

Ефективна (розрахункова) висота зварного шва має бути не менше за 3 мм.

При визначенні розрахункової несучої здатності кутового зварного шва із повним проваром може бути враховане збільшення висоти шва (див. Рис. 5.2) за умови, що забезпечується повний провар по всій довжині з'єднання.

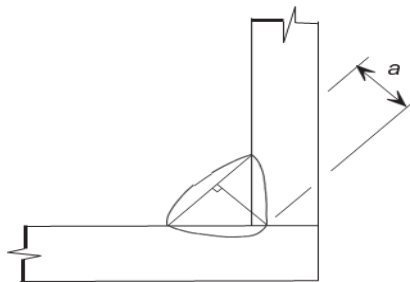


Рисунок 5.2. Висота кутового зварного шва із повним проваром

5.4.3.3. Визначення розрахункової несучої здатності кутових зварних швів

На відміну від національної нормативної бази, Єврокоди не розділяють перевірки міцності шва за його металом та межі сплавлення. Виконується тільки перевірка за металом шва. Рівноміцність межі сплавлення має бути гарантована якістю зварювальних матеріалів та технологією виконання робіт.

Розрахункову несучу здатність кутових швів слід визначати з використанням спрощеного методу згідно з 5.4.3.3 (2) або за методом прямого розрахунку, який наводиться у Розділі 4.5.3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 або у п. 5.4.3.3.

Розрахункова несуча здатність кутового шва може вважатися достатньою, якщо у кожній точці по його довжині рівнодійна всіх сил на одиницю довжини шва задовольняє умові:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (5.1)$$

де:

$F_{w,Ed}$ – розрахункове значення внутрішніх зусиль у зварному з'єднанні на одиницю довжини;

$F_{w,Rd}$ – розрахункова несуча здатність одиниці довжини зварного шва.

Незалежно від положення площини перерізу зварного шва відносно напрямку прикладання навантажень, розрахункова несуча здатність зварного шва одиничної довжини $F_{w,Rd}$ визначається за формулою:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (5.2)$$

де: $f_{vw,d}$ – розрахунковий опір зварного шва зсуву.

Розрахунковий опір зварного шва зсуву $f_{vw,d}$ слід визначати за формулою:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M_2}} \quad (5.3)$$

де: f_u – номінальна межа міцності на розтяг матеріалу менш міцної зі з'єднувальних деталей;

β_w – поправочний коефіцієнт, який визначається за Таблицею 5.4.

Таблиця 5.4. Поправочний коефіцієнт β_w для кутових зварних швів.

Стандарт та клас сталі			Поправочний коефіцієнт β_w
ДСТУ EN 10025	ДСТУ EN 10210	ДСТУ EN 10219	

S235 S235 W	S235 H	S235 H	0,8
S275 S275 N/NL S275 M/ML	S275H S275 NH/NLH	S275H S275 NH/NLH S275 MH/MLH	0,85
S355 S355 N/NL S355 M/ML S355 W	S355H S355 NH/NLH	S355H S355 NH/NLH S355 MH/MLH	0,9
S420N/NL S420M/ML		S420 MH/MLH	1,0
S460 N/NL S460 M/ML S460Q/QL/QL1	S460 NH/NLH	S460 NH/NLH S460 MH/MLH	1,0

Спрощений метод розрахунку згідно ДСТУ – Н Б EN 1993-1-8 використовує рівнодійну поздовжніх та поперечних зусиль ($F_{w,Rd} = \sqrt{P_T^2 + P_L^2}$, де P_L – це розрахункове поздовжнє навантаження, P_T – поперечне навантаження під кутом θ до висоти шва, див. Рис. 5.3) Довідкова література вказує на те, що прямий метод розрахунку у вигляді:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_p^2)]^{0,5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}, \text{ та } \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2} \quad (5.4)$$

відповідно до Розділу 4.3.5.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 може бути виражений у зручнішій формі, схожій на спрощений метод, але при цьому точніший.

За відсутності поперечного навантаження вираз (5.4) приходить до вигляду спрощеного методу, наведеного у нормах. Вказану форму прямого методу наведено нижче.

Як альтернатива спрощеному методу розрахункова несуча здатність кутового зварного шва може вважатися достатньою, якщо виконується умова:

$$\left(\frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right) \leq a f_{vw,d} \quad (5.5)$$

$$P_T \sin \theta \leq \frac{a f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.6)$$

де: P_T – розрахункові значення поперечних зусиль під кутом θ до висоти шва;

P_L - розрахункові значення поздовжніх зусиль;

$$K = \sqrt{\frac{3}{1+2\cos^2\theta}}$$



Рисунок 5.3. Позначення до розрахунку зварних швів

5.4.4. Визначення розрахункової несучої здатності стикових зварних швів

Стикові зварні шви із повним проваром

Розрахункову несучу здатність стикових зварних швів із повним проваром слід приймати такою, що дорівнює розрахунковій несучій здатності найслабшої зі з'єднувальних деталей. При цьому повинна виконуватися умова рівномірності. Це означає, що зварювання виконане із застосуванням відповідних зварювальних матеріалів, що дозволяють отримувати зразки зварних швів із границею текучості металу шва та тимчасовим опором, який дорівнює або вищий за відповідні значення для основного металу.

Стикові зварні шви із частковим проваром

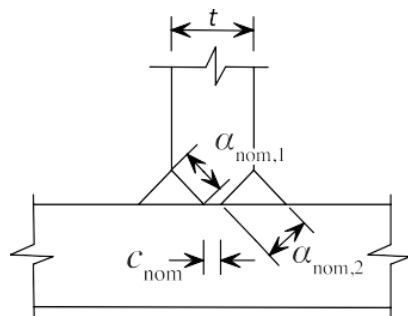
Розрахункову несучу здатність стикових зварних швів із частковим проваром слід визначати методом, наведеним для кутових зварних швів із повним проваром та відповідною висотою шва відповідно до Розділу 5.4.3.

Стикові зварні шви у таврових з'єднаннях

Розрахункову несучу здатність двосторонніх стикових швів у таврових з'єднаннях із накладенням підсилюючих кутових швів допускається розраховувати як стикове зварне з'єднання із повним проваром (див. 5.4.4.), якщо загальна номінальна висота зварних швів, крім не завареної ділянки, становить не менше товщини t елемента з'єднання, який приєднується, а сама незаварена ділянка має розміри не більше меншого з двох: $(t/5)$ та 3 мм – див. Рис. 5.4.

Розрахункову несучу здатність стикових швів у таврових з'єднаннях, які не відповідають вимогам 5.4.4, слід визначати як для звичайних кутових швів або кутових швів із повним проваром відповідно до Розділу 5.4.3 залежно від

глибини провару. Висоту зварного шва слід визначати відповідно до вимог для кутових швів (див. 5.4.3) або стикових швів із неповним проваром.



$$\alpha_{\text{ном},1} + \alpha_{\text{ном},2} \geq t$$

$c_{\text{ном}}$ повинно бути менше $t/5$ та 3 мм

Рисунок 5.4. Ефективний стиковий шов у тавровому з'єднанні з повним проваром, двосторонньою обробкою крайок та підсиленням шляхом накладення поверх кутових зварних швів

5.4.5. Розподіл зусиль

Розподіл зусиль у зварному з'єднанні може бути прийнятий у припущенні пружної або пластичної роботи матеріалу.

При розрахунку зварних з'єднань рекомендується використовувати розподіл зусиль, заснований на пружній роботі матеріалу.

Допускається приймати спрощений розподіл зусиль у зварних швах. При перевірці несучої здатності зварного шва допускається не враховувати залишкові та не пов'язані із передачею зусиль напруження. Це особливо стосується нормальних напружень, які діють вздовж вісі зварного шва.

5.4.6. Кріплення до полиць, не підкріплених елементами жорсткості

З'єднання із не підкріпленими полицями описується у Розділі 4.10 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. У таких випадках розрахунком повинна визначатися ефективна ширина та виконуватися перевірка стінки опорного елемента.

5.4.7. Довгі з'єднання

Для довгих зварних з'єднань внапусток розрахункову несучу здатність кутових зварних швів слід множити на понижуючий коефіцієнт β_{Lw} , який враховує нерівномірний розподіл напружень по довжині шва, та дорівнює:

$\beta_{Lw1} = 1,2 - 0,2L_j/150a$, але $\beta_{Lw1} \leq 1,0$ – для з'єднань внапусток зі швом довжиною більше $150a$,

$\beta_{Lw2} = 1,1 - L_w/17$, але $\beta_{Lw2} \leq 1,0$ та $\beta_{Lw2} \geq 0,6$ – для швів довжиною більше 1,7 м. при кріпленні ребер жорсткості у елементах суцільного перерізу,

де:

L_j – загальна довжина напуску у напрямку передачі зусилля;

L_w – довжина зварного шва.

У разі рівномірного розподілу напружень по довжині зварного шва, наприклад, у разі їх передачі через поясні шви двотавру, умови (1) виконувати не слід.

5.4.8. Позацентрово-навантажені кутові шви та односторонні стикові шви із частковим проваром

За можливості необхідно уникати локального ексцентриситету прикладання навантаження.

Локальний ексцентриситет відносно лінії дії осьової сили слід враховувати, коли:

- на з'єднання передається згинальний момент відносно поздовжньої вісі зварного шва, що викликає розтяг кореня шва (див. Рис. 5.5);
- на з'єднання передається зусилля розтягу, перпендикулярне поздовжній вісі шва, яке створює згинальний момент, який призводить до додаткового розтягу кореня шва (див. Рис. 5.6).

Чотири ілюстрації на Рис. 5.5 та 5.6 показують випадки, коли виникає розтяг кореня шва, що небажано.

У таких випадках Розділ 4.12 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 дає вказівки враховувати локальний ексцентриситет. Однак для звичайних будівельних конструкцій, на практиці, вказані перевірки не виконують. В ідеальному варіанті проект повинен виключати такі ефекти.

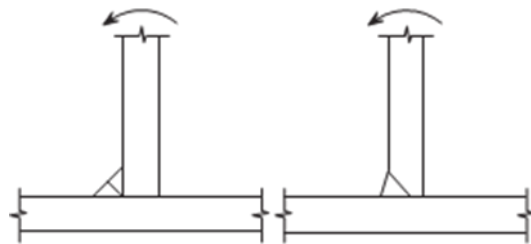


Рисунок 5.5. Ексцентриситет при дії згинального моменту

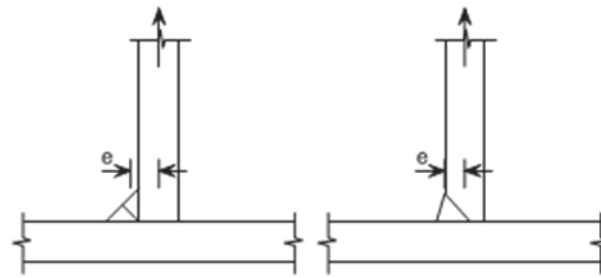


Рисунок 5.6. Ексцентриситет при дії зусилля розтягу

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 також містить правила конструювання та розрахунку окремих типів вузлів.

**РОЗДІЛ 6. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ.
(ВИЗНАЧЕННЯ ТА ПЕРЕВІРКА ЗА 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))**

6.1. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ

У цьому розділі узагальнено та зведено інформацію з різних частин Єврокодів, а також надано основні довідкові матеріали для проведення розрахунків з перевірки класу вогнестійкості металевої конструкції та надання рекомендацій, щодо отримання необхідного класу вогнестійкості шляхом застосування вогнезахисного покриття. Надані приклади розрахунків.

Методи розрахунку, які докладно розглядаються, припускають:

- розташування конструкцій всередині будівлі;
- рівномірний розподіл температури сталі по перерізу та по довжині;
- використання стандартної температуро-часової залежності;
- використання сталі S235-S460 за ДСТУ EN 10025 та всіх марок згідно з ДСТУ EN 10210-1 та ДСТУ EN 10219-1.

Проте, прикладені та вимушені видовження та деформації конструкцій, що спричинені змінами температур внаслідок пожежі, викликають навантажувальні ефекти, окрім випадків, коли:

- впливи незначні або їх ефект є сприятливим;
- впливи враховані традиційно вибраними умовами спирання та граничними умовами і/або беззастережно враховані традиційно визначеними протипожежними вимогами.

Оцінка непрямих впливів повинна враховувати:

- вимушене теплове розширення конструкцій (наприклад, колон у багатоповерхових каркасних будинках з діафрагмами жорсткості);
- різне теплове розширення статично невизначених конструкцій (наприклад, нерозрізних плит перекриття);
- температурні градієнти у поперечних перерізах, що спричиняють внутрішні напруження;
- теплове розширення прилеглих конструкцій (наприклад, зміщення верхньої частини колони через розширенням плити перекриття або видовження підвісних тросів);

- теплове розширення конструкцій, що впливає на конструкції за межами протипожежного відсіку.

Розрахункові значення непрямих впливів пожежі слід визначати на основі відповідних сценаріїв пожежі та розрахункових значень теплофізичних та термомеханічних характеристик матеріалу. Непрямі впливи від прилеглих конструкцій не розглядаються, якщо вимоги пожежної безпеки стосуються конструкцій, що розглядаються за стандартним температурним режимом пожежі.

Для конструкцій, до яких не можна застосувати вказані припущення, слід керуватися відповідними частинами Єврокодів.

Відомості щодо використання параметрів, що дозволено визначати на національному рівні (ПВНР), наводяться відповідно до обов'язкового Додатку НБ. «Національний додаток до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010» Зміни №1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010.

6.2. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

6.2.1. Основні принципи розрахунку конструкцій на вогнестійкість

У разі пожежі повинен бути забезпечений достатній запас несучої здатності протягом необхідного періоду часу.

Аналіз несучої конструкції з точки зору протипожежного захисту слід проводити із застосуванням встановлених для заданих розрахункових ситуацій моделей термічних та механічних впливів, а також параметрів несучої конструкції при підвищених температурах.

У випадках, коли потрібне забезпечення механічної міцності в умовах пожежі, сталеві конструкції повинні бути запроектовані та змонтовані таким чином, щоб вони могли виконувати свою несучу функцію протягом відповідного часу дії пожежі.

Вогнестійкість підтверджується виконанням наступних умов:

- у часових параметрах

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (6.1)$$

- у міцнісних параметрах

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (6.2)$$

- у температурних параметрах

$$\Theta_d < \Theta_{cr,d} \quad (6.3)$$

де: $t_{fi,d}$ – розрахунковий клас вогнестійкості;

$t_{fi,requ}$ – нормативний клас вогнестійкості;

$R_{fi,d,t}$ – розрахункова несуча здатність елемента при пожежі у момент часу t ;

$E_{fi,d,t}$ – розрахунковий результат впливу при пожежі у момент часу t ;

Θ_d – розрахункова температура матеріалу;

$\Theta_{cr,d}$ – розрахункова критична температура матеріалу.

Порівняння за часовими параметрами, як правило, застосовується тільки у випадку використання уточнених методів розрахунку вогнестійкості конструкцій. У спрощених методах розрахунку це використовується для визначення необхідності вогнезахисту елемента.

При розрахунку за параметрами міцності визначається зменшена несуча здатність елемента через необхідний проміжок часу. На цьому критерії ґрунтується спрощений метод розрахунку для сталевих елементів, схильних до втрати стійкості. Він використовується у комбінації з порівнянням за температурними та часовими параметрами.

Порівняння за температурними параметрами є найбільш поширеним методом згідно Єврокоду 3, коли визначається критична температура сталевій конструкції для встановленого рівня навантаження.

Всі вищезазначені умови взаємопов'язані та одночасно враховуються розрахунком.

Розрахунок вогнестійкості конструкції включає наступні етапи:

- вибір можливих проектних сценаріїв пожежі;
- визначення відповідних температурних режимів;
- розрахунок підвищення температури в конструкціях (теплотехнічний розрахунок);
- розрахунок механічних характеристик конструктивної системи в умовах пожежі (статичний розрахунок).

Прийнята при аналізі модель конструктивної системи має відображати очікувану поведінку конструкції в умовах пожежі.

Впливи на конструкції в умовах пожежі класифікуються як надзвичайні згідно з 6.4.3.3(4) ДСТУ-Н Б EN 1990.

Поведінку елементів конструкції при підвищених температурах потрібно приймати нелінійною.

6.2.2. Температурні режими пожеж

Як було зазначено вище, одним із основних критеріїв для розрахунку вогнестійкості будь-якої будівельної конструкції є визначення

температуро-часової залежності розвитку пожежі, яка повинна відноситись тільки до одного протипожежного відсіку будівлі, якщо у проектному сценарії розвитку пожежі не вказано інше. **Розрізняють номінальні та параметричні температурні режими.**

Для проектування сталевих конструкцій у національних нормах проектування використовують номінальні температурні режими. Методи моделювання реальної пожежі можуть бути застосовані під час розробки заходів із протипожежного захисту будівель та споруд.

6.2.2.1. Номінальні температуро-часові залежності

Номінальні температурні режими - це загальноприйняті режими розвитку пожежі, які приймаються для класифікації та підтвердження вогнестійкості різних будівельних матеріалів, виробів та конструкцій.

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 Єврокод 1 встановлює наступні **номінальні температурні режими**:

- стандартний температурний режим;
- температурний режим зовнішньої пожежі;
- вуглеводневий температурний режим (НС).

До загальноприйнятих номінальних режимів розвитку пожежі також відносяться: температурний режим пожежі, що розвивається повільно (Додаток В до ДСТУ Б В.1.1-4), модифікована температуро-часова залежність розвитку вуглеводневої пожежі (НСМ), режими розвитку пожежі у тунелях (криві залежності RWS, RABT ZTV та інші). Криві залежності деяких номінальних режимів розвитку пожежі наведено на Рисунок 6.1.

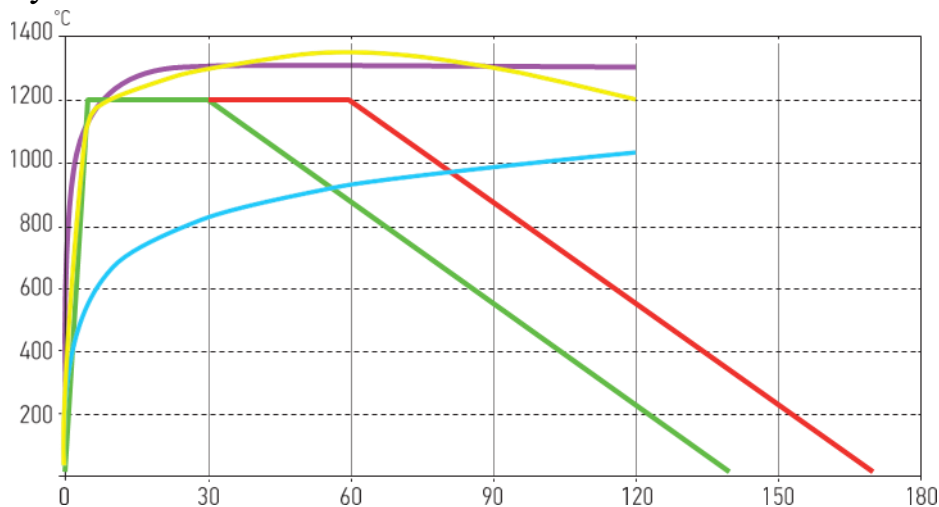


Рисунок 6.1. Номінальні температурно-часові залежності розвитку пожежі.

- крива стандартного температурного режиму пожежі
- крива RABT ZTV (для автомобільних тунелів)
- крива RABT ZTV (для залізничних тунелів)
- крива вуглеводневого температурного режиму пожежі (НС)
- крива модифікованого температурного режиму пожежі (НСМ)
- крива RWS (імітує горіння 50 м³ бензовозу у тунелях)

Стандартний температурний режим

Стандартний температурний режим пожежі – температурно-часова залежність, визначена в ISO 834, для представлення сценарію пожежі, що повністю розвивається в протипожежному відсіку.

Стандартний температурний режим визначається за формулою:

$$\Theta_g = 20 + 345 \lg(8t + 1) \quad (6.4)$$

де: Θ_g – температура газового середовища у протипожежному відсіку, °С;
 t – час розвитку пожежі, хв.

Температурний режим зовнішньої пожежі

Температурний режим зовнішньої пожежі створює умови менш жорсткі, ніж при випробуваннях у стандартному температурному режимі. Дану температурно-часову залежність використовують при визначенні межі вогнестійкості зовнішніх стін будівель.

Температурний режим зовнішньої пожежі визначається за формулою:

$$\Theta_g = 660 (1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (6.5)$$

де: Θ_g – температура газового середовища у протипожежному відсіку, °С;
 t – час розвитку пожежі, хв.

Вуглеводневий температурний режим пожежі

Вуглеводневий температурний режим відноситься до більш жорстких режимів, ніж режим стандартної пожежі. Даний режим необхідно використовувати при визначенні класу вогнестійкості будівельних конструкцій, що застосовуються на об'єктах нафтової промисловості, температура горіння яких зростає значно швидше та має більші значення, ніж при горінні будь-яких інших будівельних та облицювальних матеріалів.

Температурний режим вуглеводневої пожежі визначається за формулою:

$$\Theta_g = 1080 (1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (6.6)$$

де: Θ_g – температура газового середовища у протипожежному відсіку, °С;
 t – час розвитку пожежі, хв.

6.2.2.2. Параметричні температуро-часові залежності

Параметричні температурні режими пожежі - це температуро-часові залежності, які встановлені на базі моделей пожежі та спеціальних фізичних параметрів, що визначають стан газового середовища у приміщенні при пожежі.

Розрізняють об'ємні пожежі (пожежі у протипожежному відсіку) та локалізовані пожежі. Для об'ємних пожеж розподіл температури залежно від часу приймається рівномірним, а для локалізованих – нерівномірним.

Розрахунок температури газового середовища для пожеж у протипожежному відсіку має враховувати фізичні параметри приміщення, питома пожежна навантаження, умови вентиляції, проємність, конструктивні особливості, тощо.

Розрахунок температури (теплових впливів) газового середовища локальної пожежі має бути наведений за умови неможливості, або малої ймовірності появи об'ємного займання.

6.2.2.2.1. Параметричні температуро-часові режими пожеж у протипожежних відсіках

Параметричні температуро-часові режими можуть бути застосовані для пожежних відсіків площею до 500 м², заввишки до 4 метрів та без прорізів у покритті. За основу розрахунку приймається повне вигорання пожежного навантаження у відсіку, що розглядається.

Параметричний температуро-часовий режим охоплює дві основні фази: фазу нагрівання і фазу охолодження.

Температурний режим на стадії нагрівання визначається за формулою:

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (6.7)$$

де: Θ_g – температура навколишнього газового середовища у протипожежному відсіку, °С;
 $t^* = t \cdot \Gamma$, год.

де: t – час розвитку пожежі, год;

Γ – коефіцієнт, що включає у собі параметри протипожежного відсіку – теплопоглинальну здатність, питому теплоємність, теплопровідність, густину огорожувальних конструкцій, їх площу та площу вертикальних прорізів, висоту вікон, а також розрахункове питоме пожежне навантаження.

Температурний режим на стадії охолодження визначається за формулами:

$$\Theta_g = \Theta_{\max} - 625 \cdot (t^* - t^*_{\max} x), \text{ если } t^*_{\max} < 0,5 \quad (6.8a)$$

$$\Theta_g = \Theta_{\max} - 250 \cdot (3 - t^*_{\max}) (t^* - t^*_{\max} x), \text{ если } 0,5 < t^*_{\max} < 2; \quad (6.8b)$$

$$\Theta_g = \Theta_{\max} - 250 \cdot (t^* - t^*_{\max} x), \text{ если } t^*_{\max} > 2, \quad (6.8c)$$

де: Θ_g – температура навколишнього газового середовища в протипожежному відсіку, °С;

Θ_{\max} – максимальна температура, °С;

$t^* = t \cdot \Gamma$, год;

t – час розвитку пожежі, год;

Γ – коефіцієнт, розрахований згідно з п. 6.2.3.1;

$t^*_{\max} = (0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O) \cdot \Gamma$, °С;

$q_{t,d}$ – розрахункове пожежне навантаження, віднесене до площі поверхні (МДж/м²);

$x = 1,0$, якщо $t_{\max} > t_{\lim}$, або $x = t_{\lim} \cdot \Gamma / t^*_{\max}$, если $t_{\max} = t_{\lim}$;

t_{\lim} – час досягнення максимальної температури параметричної пожежі, що визначається пожежним навантаженням, (год).

Час досягнення максимальної температури пожежі t_{\lim} , який регулюється пожежним навантаженням, також залежить від функціонального призначення приміщень та приймається:

- 15 хвилин для швидкого розвитку пожежі (торгові центри, бібліотеки, кінотеатри);
- 20 хвилин для середнього розвитку пожежі (житлові та офісні приміщення, лікарні, школи, готелі);
- 25 хвилин для повільного розвитку пожежі (вокзали).

6.2.2.2.2. Розрахункові режими локалізованих пожеж

Оцінювання вогневих впливів локалізованих пожеж не має широкого застосування на практиці, однак, за необхідності дозволяється проведення розрахунків різних сценаріїв локалізованих пожеж згідно з Додатком С до

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2. При цих розрахунках враховується два основних параметри: довжині полум'я та висота приміщення.

При виконанні розрахунків розглядаються два основні сценарії локалізованих пожеж: коли довжина полум'я (L_f) менше висоти приміщення (H), та коли довжина полум'я більше висоти приміщення (Рисунок 6.2).

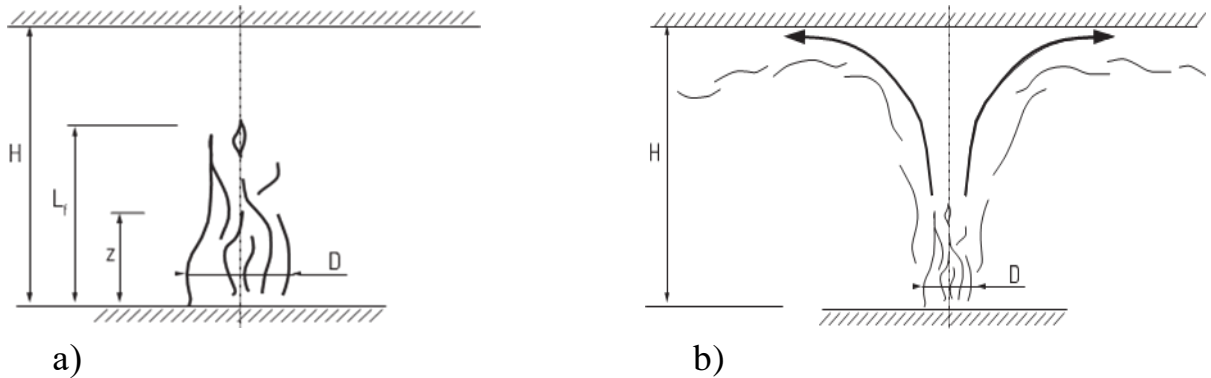


Рисунок 6.2. Розвиток локалізованої пожежі: а) $H > L_f$, б) $H \leq L_f$.

Наведені моделі локалізованих пожеж найчастіше використовуються для розрахунку теплових впливів (в умовах теплового потоку в результаті дії радіаційної складової потоку та його конвекційної складової) на горизонтальні елементи сталевих конструкцій.

Підходи до розрахункових режимів локалізованої пожежі обмежені випадками, коли діаметр пожежі D складає менше 10 м, а швидкість теплового потоку Q менше 50 МВт.

Приклади деяких варіантів параметричних режимів розвитку пожежі представлені на Рисунку 6.3.

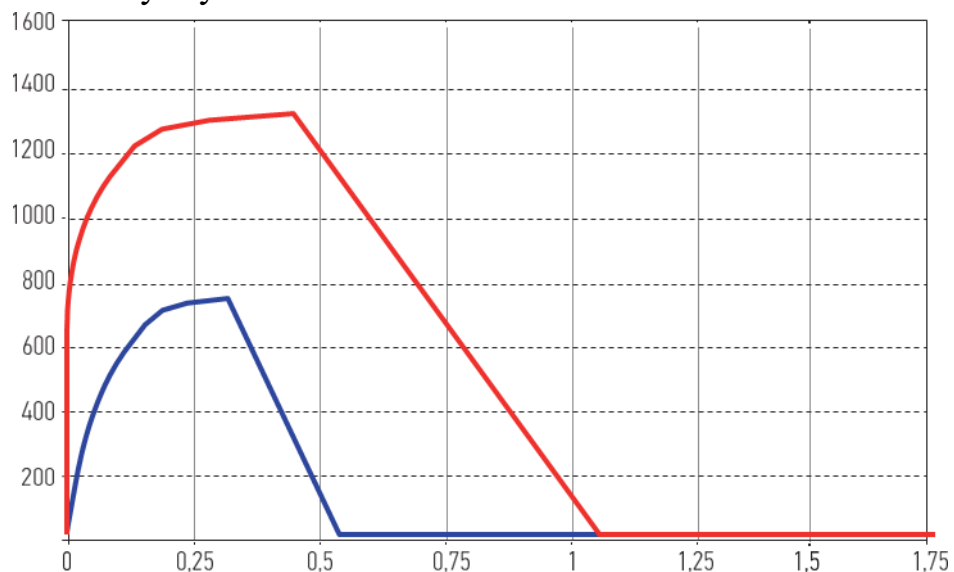


Рисунок 6.3. Приклади параметричних температурних режимів розвитку пожежі:

- у протипожежному відсіку площею 100 м^2 , з площею вертикальних прорізів 30 м^2 , огорожувальні конструкції виконані з бетону густиною 2300 кг/м^3 , при середньому значенні густини теплового потоку у бібліотеці 1500 МДж/м^2 та високій швидкості розвитку пожежі;
- у протипожежному відсіку площею 60 м^2 , з площею вертикальних прорізів 20 м^2 , огорожувальні конструкції виконані з цегли густиною 2000 кг/м^3 , при середньому значенні густини теплового потоку в офісному приміщенні 420 МДж/м^2 та середній швидкості розвитку пожежі.

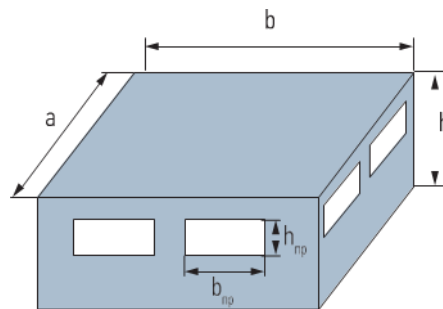
ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ

Задача 1

Приклад розрахунку параметричної температуро-часової залежності в офісній будівлі

Вихідні дані:

- Протипожежний відсік розміром $12 \times 15 \text{ м}$
- Висота приміщення - $3,6 \text{ м}$
- Середня висота вікон на всіх стінах, $h_{eq} = 1,6 \text{ м}$
- Загальна площа вертикальних прорізів - $25,2 \text{ м}^2$
- Матеріал огорожувальних конструкцій - бетон
- При проектуванні та будівництві передбачені всі протипожежні заходи



1. Визначення геометричних параметрів приміщення:

- площа приміщення A_f :

$$A_f = a \times b = 12 \times 15 = 180 \text{ м}^2;$$

- площа вертикальних прорізів A_v

$$A_v = n \times h_{пр} \times b_{пр} = 12 \times 1,5 \times 1,4 = 25,2 \text{ м}^2$$

(n - кількість прорізів);

- загальна площа огорожувальних конструкцій A_t

$$A_t = 2ab + 2ah + 2bh = 2 \times 12 \times 15 + 2 \times 12 \times 3,6 + 2 \times 15 \times 3,6 = 554,4 \text{ м}^2;$$

- коефіцієнт врахування прорізів O

$$O = A_v \times (h_{eq})^{0,5} / A_t = 25,2 \times 1,6^{0,5} / 554,4 = 0,0575 \text{ м}^{0,5}.$$

2. Характеристики огорожувальних конструкцій приміщення:

- густина матеріалу огорожувальних конструкцій (бетон):

$$\rho = 2300 \text{ кг/м}^3;$$

- питома теплоємність поверхні огорожувальних конструкцій:

$$c = 1000 \text{ Дж/кгК};$$

- коефіцієнт теплопровідності огорожувальних конструкцій:

$$\lambda = 1,6 \text{ Вт/мК};$$

3. Розрахунок пожежного навантаження:

- розрахункове питома пожежне навантаження, приведене до сумарної площі поверхні огорожувальних конструкцій A_t , визначається за формулою:

$$q_{t,d} = q_{f,d} \times A_f / A_t,$$

де:

$q_{f,d}$ – розрахункове питома пожежне навантаження, приведене до сумарної площі підлоги A_f (МДж/м²);

- розрахункове питома пожежне навантаження визначається за формулою:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \times m \times \delta_{q1} \times \delta_{q2} \times \delta_{qn},$$

де:

m - коефіцієнт повноти згоряння. Для більшості целюлозних матеріалів коефіцієнт приймається 0,8;

δ_{q1} - коефіцієнт урахування ризику виникнення пожежі, що залежить від розмірів протипожежного відсіку;

δ_{q2} - коефіцієнт урахування ризику виникнення пожежі залежно від призначення приміщення;

δ_{qn} - коефіцієнт, що враховує наявність спеціальних заходів (протипожежних заходів) для гасіння пожежі.

Для звичайних рішень протипожежних заходів коефіцієнт приймається 1,0. Якщо протипожежні заходи не передбачені, коефіцієнт приймається 1,5;

$q_{f,k}$ - нормативне пожежне навантаження, приведене до площі поверху, (МДж/м²). Середнє значення для офісних приміщень 420 МДж/м².

Таким чином:

$$q_{f,d} = 420 \times 0,8 \times 1,5 \times 1 \times 1 = 504 \text{ МДж/м}^2;$$

$$q_{t,d} = 504 \times 180/554,4 = 163,6 \text{ МДж/м}^2.$$

4. Температурний режим параметричної пожежі у фазі нагрівання визначається за формулою:

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*})$$

де:

$$t^* = t \times \Gamma;$$

$$\Gamma = (O/b)^2 / (0,04/1160)^2;$$

$$b = (\rho c \lambda)^{0,5};$$

t – час (годин).

Таким чином:

$$b = (2300 \times 1000 \times 1,6)^{0,5} = 1918,333 \text{ Дж/м}^2\text{с}^{0,5}\text{К};$$

$$\Gamma = (0,0575/1918,333)^2 / (0,04/1160)^2 = 0,7558;$$

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-0,1512t} - 0,204e^{-1,2849t} - 0,472e^{-14,36t}).$$

5. Розрахунок максимальної температури пожежі Θ_{max} :

➤ максимальна температура у фазі нагріву настає при $t_{max} = t^*_{max}$,

$$\Theta_{max} = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-0,2t^*_{max}} - 0,204e^{-1,7t^*_{max}} - 0,472e^{-19t^*_{max}})$$

$$t^*_{max} = t_{max} \times \Gamma$$

$$t_{max} = 0,0002 \times q_{t,d} / O \text{ або } t_{max} = t_{lim}.$$

Величина t_{max} приймається більшою з двох значень: або те, що визначено за формулою, або значення, що відповідає t_{lim} .

➤ час досягнення максимальної температури пожежі t_{lim} для середнього розвитку пожежі приймається 20 хвилин (0,333 години).

$$t_{lim} = 0,333 \text{ год}$$

$$t_{max} = 0,0002 \times 163,6 / 0,0575 = 0,569 \text{ год.}$$

Таким чином, у якості t_{max} приймається значення, рівне 0,569 год.

$$t^*_{max} = 0,569 \times 0,7558 = 0,43 \text{ год}$$

$$\Theta_{max} = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-0,2 \times 0,43} - 0,204e^{-1,7 \times 0,43} - 0,472e^{-19 \times 0,43}) = 820,8^\circ\text{C}.$$

6. Температурний режим параметричної пожежі у фазі охолодження (для $t^*_{max} \leq 0,5$) визначається за формулою:

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 625(t^* - t^*_{max} \times X)$$

де:

$$t^* = t \times \Gamma;$$

$$t^*_{max} = t_{max} \times \Gamma$$

$X=1$ при $t_{max} > t_{lim}$.

Таким чином, температурний режим в стадії охолодження:

$$\Theta_g = 820,8 - 625(t^* - 0,43 \times 1)$$

$$\Theta_g = 820,8 - 625(0,7558 \times t - 0,43) = 1089,55 - 472,38t$$

7. Висновок

Температурний режим (таблиця 6.1, рисунок 6.4) параметричної пожежі відповідно щодо умов задачі буде визначатися залежностями температури у протипожежному відсіку Θ_g (°C) у момент часу t (годин):

➤ у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 34 хвилини, при цьому температура досягне 820°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-0,1512t} - 0,204e^{-1,2849t} - 0,472e^{-14,36t})$$

➤ у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 35-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 1089,55 - 472,38t.$$

Таблиця 6.1 – Залежність температури у протипожежному відсіку Θ_g у момент часу t при заданих вихідних даних

$t, \text{хв}$	$\Theta_g, \text{°C}$	$t, \text{хв}$	$\Theta_g, \text{°C}$	$t, \text{хв}$	$\Theta_g, \text{°C}$
0	20,0	45	735,3	105	262,9
15	718,3	60	617,2	120	144,8
30	804,3	75	499,1	135	26,7
34	820,8	90	381,0	150	20,0

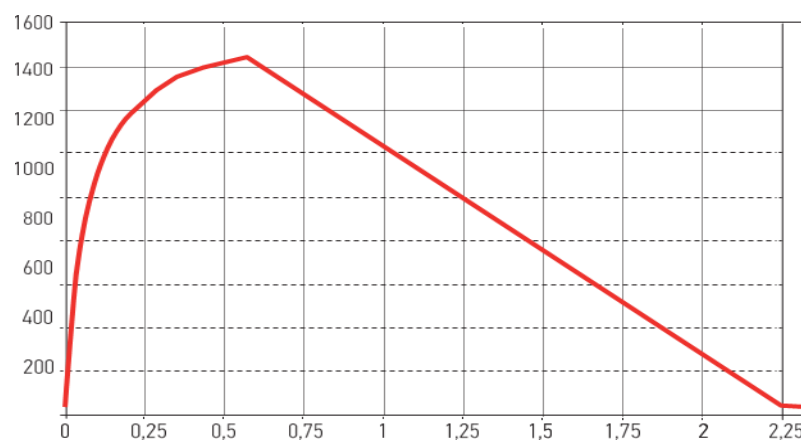


Рисунок 6.4. Параметрична температуро-часова залежність розвитку пожежі в офісному приміщенні при заданих параметрах

6.2.3. Методи розрахунку вогнестійкості конструкцій

Варіанти методів розрахунку вогнестійкості схематично наведені на Рисунок 6.5.

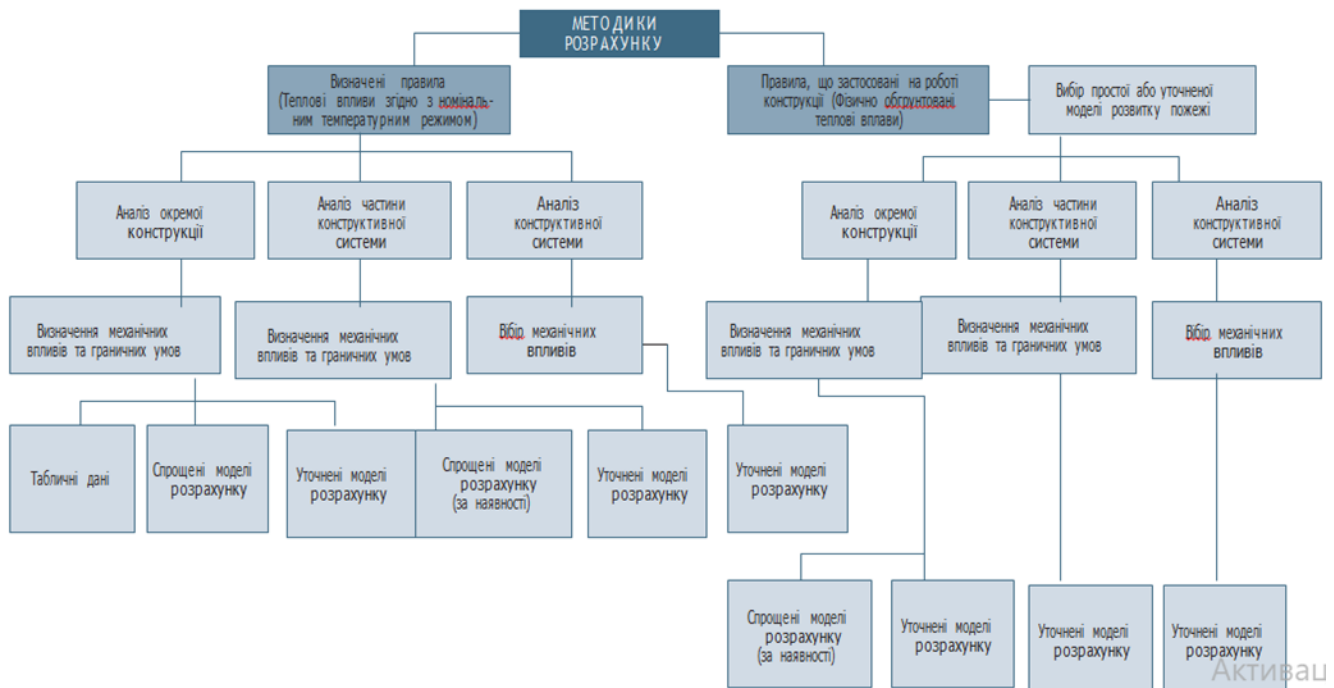


Рисунок 6.5. Варіанти методів розрахунку.

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 та ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 розрізняють наступні підходи для розрахунку:

1. За обраними температурними режимами, які поділяються на:
(а) **номінальні** - загальноприйняті залежності відповідно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, до яких відносяться:

- стандартний температурний режим;
- температурний режим зовнішньої пожежі;
- температурний режим пожежі вуглеводнів;

(б) **параметричні** - залежності, визначені на базі моделей пожежі та спеціальних фізичних параметрів, що визначають стан середовища у приміщенні при пожежі.

Більш докладно про температурні режими - див. Розділ 6.2.2 цього Посібника.

2. Залежно від прийнятої розрахункової моделі:

- (а) аналіз окремої конструкції;
- (б) аналіз частини конструктивної системи;
- (в) аналіз всієї конструктивної системи.

3. Залежно від цього можуть застосовуватися:

- (а) розрахунок вогнестійкості за табличними даними;
- (б) спрощені методи розрахунку;
- (в) уточнені методи розрахунку;
- (г) випробування.

Якщо для конструкцій національні норми встановлюють вимоги щодо вогнестійкості, за розрахункову приймається стандартний температурний режим пожежі, якщо не встановлено інше.

Для перевірки відповідності нормованим вимогам, щодо вогнестійкості, достатньо проведення аналізу окремої конструкції.

Для аналізу окремих елементів конструкції більш раціонально застосовувати спрощені розрахункові моделі та метод табличних даних.

6.2.3.1. Розрахункові методи за рівнями поділу конструктивної системи

Відповідність характеристикам, які вимагаються від конструкції, що зазнає впливи від дії пожежі, повинна здійснюватися на підставі аналізу всієї конструктивної системи, підсистем конструктивної системи - її частин або окремих елементів конструкції, а також за табличними чи дослідними даними. Умовний розподіл конструктивної системи наведено на Рисунку 6.6.

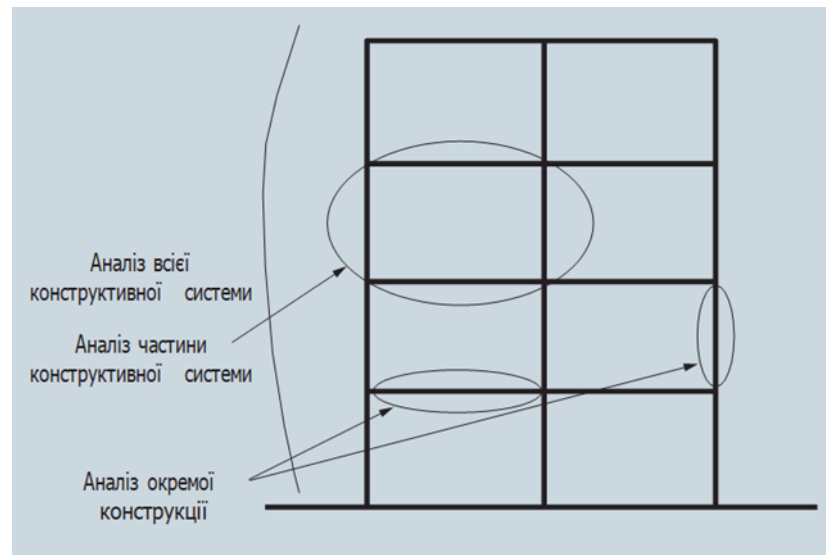


Рисунок 6.6. Умовний розподіл конструктивної системи.

6.2.3.1.1. Розрахунок окремої конструкції

При такому методі розрахунку кожна конструкція розглядається окремо, враховуючи відповідні впливи та граничні умови на опорах.

Граничні умови на опорах та краях конструкції можуть бути прийняті незмінними протягом всього часу впливу пожежі.

Цього методу достатньо для більшості випадків.

6.2.3.1.2. Розрахунок частини конструктивної системи

Поділ конструктивної системи на підсистеми проводиться на підставі аналізу можливих температурних розширень та деформацій таким чином, щоб їх взаємодію можна було оцінити за допомогою незалежних від часу граничних умов та схеми спірання протягом усієї тривалості пожежі.

При розрахунку частини конструктивної системи повинні прийматися до уваги прийнята схема руйнування при впливі пожежі, характеристики матеріалів в залежності від температури їх нагріву, жорсткість конструкцій, результати впливу температурних розширень та деформацій (непрямі дії пожежі).

Граничні умови на опорах та зусилля, що діють на межах частини конструктивної системи можуть бути прийняті як незмінні протягом всього часу впливу пожежі.

6.2.3.1.3. Розрахунок усієї конструктивної системи

Аналіз усієї конструктивної системи в умовах пожежі має включати обґрунтування прийнятої схеми руйнування, характеристики матеріалів залежно від температури їх нагрівання, жорсткості конструкцій, результатів температурних розширень та деформацій (непрямі впливи пожежі).

Розрахунок частини конструктивної системи та всієї конструкції використовується в уточнених моделях визначення вогнестійкості, які виконуються із застосуванням відповідних програмних продуктів, заснованих на Методі Скінченних Елементів (МСЕ) та Методі Кінцевих Різниць (МКР). Уточнені моделі використовуються також при розрахунку окремих конструкцій.

6.2.3.2. Моделі розрахунку вогнестійкості конструкцій

6.2.3.2.1. Спрощені розрахункові моделі

Розрахунковий метод, що описаний у ДСТУ-Н Б EN 1993-2, заснований на спрощеній розрахунковій моделі, яка аналізує окремі елементи конструкції, що працюють на розтяг, стиск, згин, тощо (Розділ

3.1). Також, у цьому стандарті наведено спрощений розрахунок критичної температури (Розділ 3.2)

6.2.3.2.2. Уточнені розрахункові моделі

Уточнені методи розрахунку мають забезпечувати реалістичний аналіз конструктивної системи, що піддається впливу пожежі. Вони повинні ґрунтуватися на основній фізичній поведінці таким чином, щоб забезпечувати прийнятний рівень наближення до очікуваної поведінки відповідного конструктивного елемента в умовах пожежі.

Уточнені методи розрахунку мають включати окремі розрахункові моделі для визначення:

- збільшення та розподілу температури всередині конструктивних елементів (теплотехнічний розрахунок);
- механічної поведінки конструктивної системи або будь-якої її частини (статичний розрахунок).

Модель теплотехнічного розрахунку має розглядати:

- відповідний тепловий вплив, наведений у ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2;
- зміну теплотехнічних властивостей матеріалу залежно від температури (посібник, Розділ 6.2.4).

Модель статичного розрахунку має враховувати:

- загальний вплив механічних ефектів, геометричних відхилень та теплових впливів;
- температурну залежність механічних властивостей матеріалу (посібник, Розділ 6.2.4);
- вплив геометричної нелінійності;
- вплив неоднорідності характеристик матеріалу, включаючи несприятливі ефекти внаслідок навантаження та розвантаження несучої конструкції.

Як зазначалося вище, уточнені розрахункові моделі створюються за допомогою спеціального програмного забезпечення.

6.2.3.2.3. Визначення вогнестійкості за допомогою табличних даних

Такий метод в якості альтернативи може застосовуватися для сталезалізобетонних конструкцій. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 також містить спрощені методи розрахунку, але додатково дає табличні дані, які визначають необхідні геометричні параметри конструкцій, для яких допускається приймати стандартні межі вогнестійкості.

6.2.3.2.4. Визначення вогнестійкості на підставі випробувань

Як альтернативний варіант проектування розрахунковим методом, протипожежні рішення можуть бути обґрунтовані експериментально за результатами вогневих випробувань або поєднанням розрахункового та експериментального методів.

6.2.4. Властивості матеріалів

За умов підвищеної температури всі матеріали змінюють свої характеристики, тому для встановлення залежності несучої здатності елемента конструкції від температури, необхідні дані щодо характеру зміни міцності матеріалу. Крім того, наскільки для визначення швидкості нагрівання елемента до температури, при якій він вже не здатний витримувати навантаження, що діють на нього в умовах пожежі, необхідно провести теплотехнічний розрахунок виходячи з відповідних властивостей матеріалу. Тому для заданого матеріалу необхідно мати дані для діапазону температур, що досягаються при розрахунковій пожежі.

6.2.4.1. Механічні властивості вуглецевих сталей

Розрахункові значення механічних характеристик (міцності і деформативності) матеріалу $X_{d,fi}$ визначаються за формулою:

$$X_{d,fi} = \frac{k_{\theta} X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (6.9)$$

де: X_k - характеристичне значення характеристик міцності або деформативності, (зазвичай f_k або E_k) за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 за умов нормальної температури;

k_{θ} – коефіцієнт зниження характеристик міцності або деформативності ($X_{k,\theta}/X_k$), залежний від температури матеріалу;

$\gamma_{M,fi}=1,0$ - коефіцієнт надійності для відповідної характеристики матеріалу в умовах пожежі.

6.2.4.1.1. Міцність та деформація

У Таблиці 6.2 наведені значення коефіцієнтів зниження для діаграми деформування сталі при підвищених температурах, зображеної на Рисунку 6.7. Понижуючі коефіцієнти визначаються наступним чином:

- відношення розрахункової границі текучості до границі текучості при 20°C:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y \quad (6.10)$$

- відношення межі пружності до границі текучості при 20°C:

$$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y \quad (6.11)$$

- відношення кута нахилу лінійної ділянки області пружних деформацій до кута нахилу кривої при 20°C:

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a \quad (6.12)$$

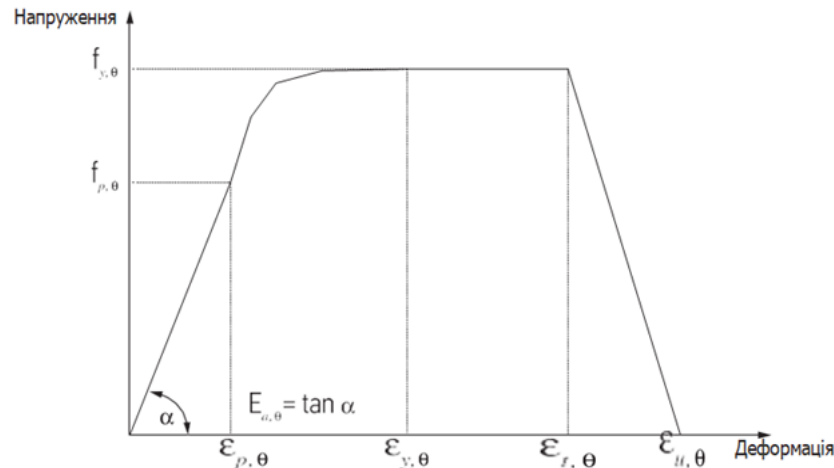


Рисунок 6.7. Діаграма «напруження-деформації» для вуглецевих сталей за підвищеної температури

Таблиця 6.2 – Коефіцієнти зниження для діаграми деформування вуглецевих сталей

Температура сталі θ_a , °C	Коефіцієнти зниження при температурі сталі θ_a відносно значень f_y и E_a при 20°C		
	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) розрахункової границі текучості $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) межі пружності $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно E_a) для похилої лінійної ділянки області пружних деформацій $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20	1.000	1.000	1.000
100	1.000	1.000	1.000
200	1.000	0.807	0.900
300	1.000	0.613	0.800
400	1.000	0.420	0.700
500	0.780	0.360	0.600

600	0.470	0.180	0.310
700	0.230	0.075	0.130
800	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.0375	0.0675
1000	0.040	0.0250	0.0450
1100	0.020	0.0125	0.0225
1200	0.000	0.0000	0.0000
<i>Примітка.</i> Значення коефіцієнтів для проміжних температур визначається лінійною інтерполяцією			

6.2.4.1.2. Густина

Густина сталі ρ_a може прийматися не залежною від її температури. При розрахунках допускається використання наступного значення $\rho_a = 7850$ кг/м³.

6.2.4.2. Теплотехнічні властивості вуглецевих сталей

Розрахункові значення теплотехнічних характеристик матеріалу $X_{d,fi}$ визначаються наступним чином:

- якщо збільшення характеристики сприятливо для забезпечення безпеки:

$$X_{d,fi} = \frac{X_{k,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \quad (6.13)$$

- якщо збільшення характеристики несприятливо для забезпечення безпеки:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta} \quad (6.14)$$

де: $X_{k,\theta}$ – значення характеристики матеріалу при розрахунковій пожежі, як правило, залежить від температури матеріалу, див. нижче;
 $\gamma_{M,fi} = 1.0$ – коефіцієнт надійності для відповідної характеристики матеріалу в умовах пожежі.

6.2.4.2.1. Температурне видовження

Відносне видовження сталі від дії температури $\Delta l/l$ визначається наступним чином:

- для $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}$

$$\Delta l/l = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad (6.15a)$$

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C} \\ &\Delta l/l = 1,1 \cdot 10^{-2} \end{aligned} \quad (6.15b)$$

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \\ &\Delta l/l = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \end{aligned} \quad (6.15c)$$

де: l – довжина при 20°C ;

Δl – приріст довжини, викликаний зростанням температури;

θ_a – температура сталі, $^{\circ}\text{C}$.

6.2.4.2.2. Питома теплоємність

Питома теплоємність матеріалу — це об'єм теплової енергії, що необхідна для збільшення температури одиниці маси на 1 К (одиниця виміру — Дж/кг · К).

Питома теплоємність сталі c_a визначається:

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C} \\ &c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 \end{aligned} \quad (6.16a)$$

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C} \\ &c_a = 666 + \frac{13002}{798 - \theta_a} \end{aligned} \quad (6.16b)$$

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C} \\ &c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 791} \end{aligned} \quad (6.16c)$$

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \\ &c_a = 650 \end{aligned} \quad (6.16d)$$

де: θ_a – температура сталі, $^{\circ}\text{C}$.

6.2.4.2.3. Теплопровідність

Теплопровідність матеріалу — це об'єм теплової енергії, який проходить за секунду через одиницю площі поперечного перерізу матеріалу для одиниці температурного градієнта (одиниця виміру — Вт/м · К).

Теплопровідність сталі визначається наступним чином:

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C} \\ &\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a \end{aligned} \quad (6.17a)$$

$$\begin{aligned} &\text{➤ для } 800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C} \\ &\lambda_a = 27,3 \end{aligned} \quad (6.17b)$$

де: θ_a – температура сталі, °С.

6.3. СПРОЩЕНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

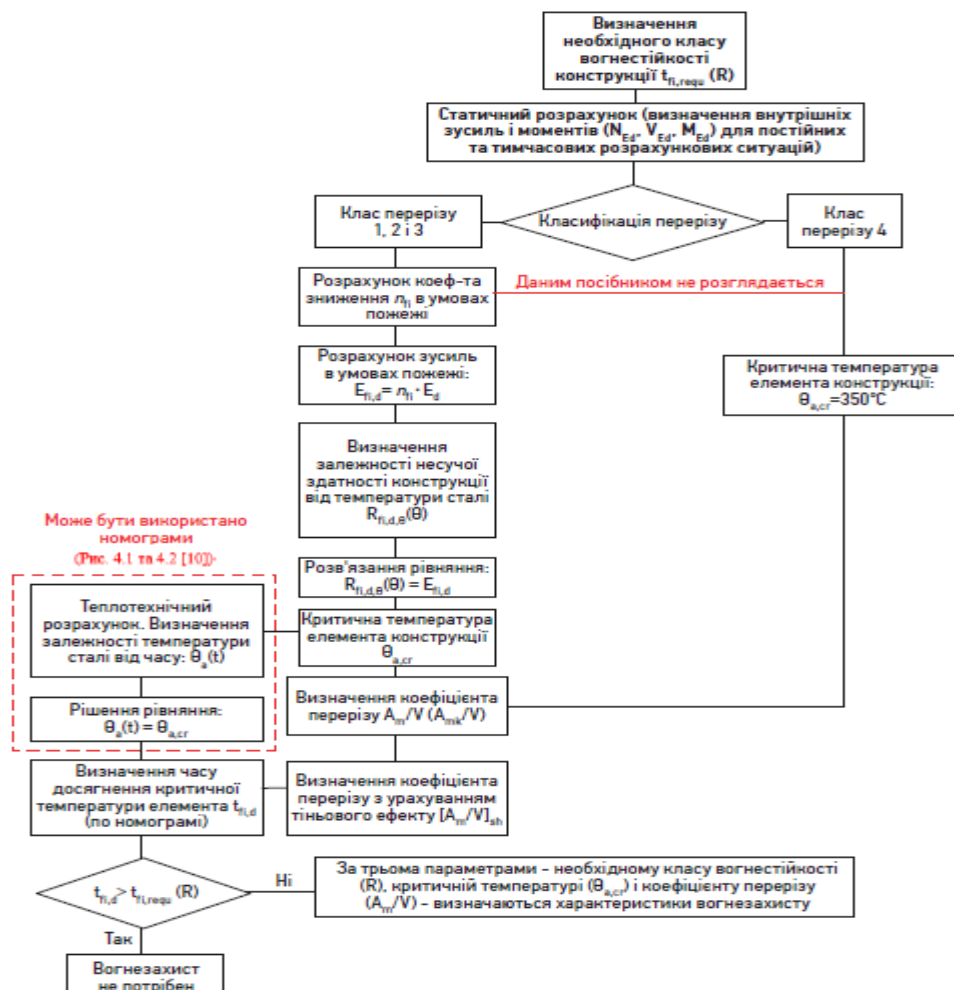
6.3.1. Метод розрахунку за параметрами міцності при підвищеній температурі

6.3.1.1. Сфера застосування

Даний метод слід застосовувати за можливості втрати стійкості елемента. Для випадків, коли не враховується критерій деформацій та виключається втрата стійкості, може використовуватись більш простий метод розрахунку критичної температури, описаний у Розділі 6.3.2.

Для перерізів Класу 4 алгоритм значно спрощується, оскільки допускається без розрахунку приймати $\theta_{a,cr} = 350^\circ\text{C}$.

6.3.1.2. Алгоритм (блок-схема) розрахунку вогнестійкості сталевих конструкцій та визначення необхідності їх вогнезахисту за параметрами міцності при підвищеній температурі



6.3.1.3. Статичний розрахунок

6.3.1.3.1. Основні положення

У основу статичних розрахунків повинні бути закладені відповідні моделі несучих конструкцій із визначеними величинами.

Моделі несучих конструкцій повинні із достатньою точністю враховувати розглянуті граничні стани.

Статичні моделі повинні відповідати сталій інженерній теорії та практиці. За необхідності вони можуть підтверджуватися випробуваннями.

6.3.1.3.2. Механічні дії

Поєднання механічних дій для отримання розрахункового значення результату впливу в умовах пожежі $E_{f_i,d,t}$ проводиться згідно з ДСТУ-Н Б EN 1990 для аварійної розрахункової ситуації.

Комбінації навантажень для аварійних розрахункових ситуацій можуть бути виражені у вигляді (6.18):

$$\sum_{j \geq l} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ або } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq l} \Psi_{2,1} Q_{k,i}$$

де: A_d - розрахункове значення надзвичайного впливу;

$\psi_{1,1}$ - коефіцієнт ψ_1 для частого значення змінного навантаження $Q_{k,i}$;

$\psi_{2,i}$ - коефіцієнт ψ_2 для квазіпостійного значення змінного навантаження Q_k .

Розрахункове значення домінуючого змінного впливу Q_1 враховується як часте $\psi_{2,1} Q_1$ або, в якості альтернативи, як майже постійне $\psi_{1,1} Q_1$.

Примітка. Національним додатком рекомендується використовувати поєднання $\psi_{2,1} Q_1$.

Впливи враховуються як для розрахунку за нормальної температури, за умови ймовірності їх дії в умовах пожежі.

Прикладені та вимушені видовження та деформації, що спричинені змінами температур внаслідок пожежі, викликають навантажувальні ефекти, окрім випадків, коли:

- впливи незначні або їх ефект є сприятливим;

➤ впливи враховані традиційно обраними умовами спирання та граничними умовами, і/або враховані традиційно визначеними протипожежними вимогами.

Оцінка непрямих впливів має враховувати:

- вимушене теплове розширення конструкцій (наприклад, колон у багатоповерхових каркасних будинках з діафрагмами жорсткості);
- різне теплове розширення статично невизначених конструкцій (наприклад, нерозрізних плит перекриття);
- температурні градієнти у поперечних перерізах, що спричиняють внутрішні напруження;
- теплове розширення прилеглих конструкцій (наприклад, зміщення верхньої частини колони через розширення плити перекриття або видовження підвісних тросів);
- теплове розширення конструкцій, що впливає на конструкції за межами протипожежного відсіку.

Розрахункові значення непрямих впливів пожежі слід визначати на основі відповідних сценаріїв пожежі та розрахункових значень теплофізичних та термомеханічних характеристик матеріалу.

Непрямі впливи (від температурного розширення, тощо) від прилеглих конструкцій не враховуються, якщо протипожежні вимоги до конструкції встановлені для стандартного температурного режиму.

Одночасність виникнення разом з іншими незалежними випадковими впливами не враховується.

В якості спрощення, результати впливів в умовах пожежі $E_{fi,d}$ допускається визначати з використанням результатів, що отримані при нормальних температурах:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d, \quad (6.19)$$

де: E_d – розрахункове значення відповідної сили або моменту при нормальній температурі, для основних сполучень впливів згідно з ДСТУ-Н Б EN 1990;

η_{fi} – коефіцієнт зниження для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі.

6.3.1.4. Класифікація поперечних перерізів

(Див. п.4.2 даного посібника)

6.3.1.5. Визначення коефіцієнта зниження η_{fi} для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі

Коефіцієнт зниження η_{fi} для поєднання навантажень згідно з формулою (6.10) ДСТУ-Н Б EN 1990 визначається за формулою:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,i}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,l} Q_{k,i}} \quad (6.20)$$

або для поєднання впливів за формулами (6.10)а и (6.10)б ДСТУ-Н Б EN1990 – як найменше значення із:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,i}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,l} \Psi_{0,l} Q_{k,i}} \quad (6.21)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,i}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,l} Q_{k,i}} \quad (6.22)$$

де: $Q_{k,l}$ – характеристичне значення переважаючого або головного (першого) змінного впливу;

G_k – характеристичне значення постійного впливу;

γ_G – коефіцієнт надійності для постійних впливів;

$\gamma_{Q,l}$ – коефіцієнт надійності для першого змінного впливу;

Ψ_{fi} – коефіцієнт поєднання впливів, приймається рівним $\Psi_{2,l}$ (див. Таблицю 3.2. [10]);

ξ – коефіцієнт зниження для урахування несприятливих постійних впливів.

У загальному випадку для спрощених випадків Єврокод дозволяє приймати коефіцієнт $\eta_{fi} = 0,7$.

6.3.1.6. Визначення розрахункових сполучень зусиль $E_{fi,d}$ в умовах пожежі

Розрахункові поєднання зусиль визначаються відповідно до п. 6.3.1.3.2 даного посібника.

6.3.1.7. Визначення залежності несучої здатності від температури сталі

Розрахунковий опір $R_{fi,d,t}$ ($M_{fi,t,Rd}$, $N_{fi,t,Rd}$, $V_{fi,t,Rd}$) у момент часу t зазвичай визначається у припущенні рівномірного розподілу температури по площі поперечного перерізу, шляхом корегування розрахункового опору при нормальній температурі за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, із урахуванням зміни механічних властивостей сталі при підвищених температурах (див. Розділ 6.2.4).

Визначення несучої здатності елементів за нормальної температури M_{Rd} , N_{Rd} , V_{Rd} розглянуто раніше, у п. 4.3.2 даного посібника згідно методики що надані у публікації УЦСБ-005-14 «Розрахунок сталевих конструкцій будівель відповідно до Єврокоду 3 та національних додатків України».

6.3.1.7.1. Конструкції при дії зусиль розтягу

Розрахунковий опір $N_{fi,\theta,Rd}$ конструкції на розтяг при рівномірно розподіленій температурі θ_a визначається за формулою:

$$N_{b,fi,t,Rd} = k_{y,\theta} N_{Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (6.23)$$

де: $k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження границі текучості при досягненні сталлю температури θ_a в момент часу t , див. п. 6.2.4.1.1;

N_{Rd} – розрахунковий опір поперечного перерізу $N_{pl,Rd}$ при проектуванні для умов експлуатації при нормальній температурі, відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 (див. Розділ 6.2.4) даного посібника.

Для розтягнутих елементів може бути застосований більш простий метод розрахунку критичної температури, наведений у Розділі 6.3.2, де:

$$N_{fi,d,0} = N_{fi,20,Rd} = N_{Rd}. \quad (6.24)$$

6.3.1.7.2. Конструкції при дії зусиль стиску з поперечними перерізами Класу 1, 2 або 3

Розрахункова несуча здатність за втратою стійкості у вигляді $N_{b,fi,t,Rd}$ для стиснутої конструкції з поперечними перерізами Класу 1, 2 або 3 при рівномірному розподілі температури θ_a в момент часу t визначається за формулою:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (6.25)$$

де: χ_{fi} – понижуючий коефіцієнт для відповідної кривої втрати стійкості в умовах пожежі;

$k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження границі текучості при досягненні сталю температурі θ_a в момент часу t , див. Розділ 6.2.4.1.1.

Значення χ_{fi} приймається меншим зі значень $\chi_{y,fi}$ та $\chi_{z,fi}$, визначених за формулою:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (6.26)$$

де:

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \lambda_{\theta}^2] \quad (6.27)$$

$$\alpha_{\theta} = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.28)$$

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$ при досягненні сталю температурі θ_a приймається рівною:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0.5} \quad (6.29)$$

Для поздовжнього згину $\bar{\lambda}$ визначається з виразу:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (6.30)$$

для поперечних перерізів Класів 1, 2 та 3,

де: L_{cr} - розрахункова довжина елемента відносно вісі, що розглядається;

i - радіус інерції, який визначається для перерізу бруто відносно вісі, що розглядається

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (6.31)$$

З урахуванням того, що $\gamma_{M,fi} = 1,0$, $N_{b,fi,Rd}$ для Класів перерізів 1, 2 та 3 за умови рівномірного розподілу температури θ_a можна визначити наступним чином:

$$N_{b,fi,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y = f_{y,\theta,\bar{\lambda}} \cdot A \quad (6.32)$$

де: A – площа поперечного перерізу;

$f_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ – граничне напруження стиснення для заданої температури θ_a та умовної гнучкості $\bar{\lambda}$

$$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}} = \chi_{fi} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y \quad (6.33)$$

Згідно формул, що надані вище, для найбільш поширених Класів сталі були розраховані Таблиці 6.3, 6.4, 6.5 залежності граничного напруження від умовної гнучкості, за умов нормальної температури та від температури сталі. За цими таблицями, за відомим розрахунковим напруженням, що діє у перерізі, можна визначити критичну температуру.

Таблиця 6.3 – Граничне напруження стиску $f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ для сталі S235

$\bar{\lambda}$ (20°C)	Температура сталі θ_a					
	400°C	500°C	600°C	700°C	800°C	900°C
	$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ (МПа)					
0.0	235	183	110	54	26	14
0.1	218	171	102	50	24	13
0.2	202	159	94	46	22	13
0.3	187	147	87	42	21	12
0.4	171	136	80	38	19	11
0.5	156	124	72	34	18	10
0.6	140	113	65	30	16	10
0.7	126	102	58	26	15	9
0.8	112	91	51	23	13	8
0.9	99	81	45	20	12	7
1.0	88	73	40	18	11	7
1.1	78	65	35	16	9	6
1.2	70	58	31	14	8	6
1.3	62	52	28	12	8	5
1.4	56	47	25	11	7	5
1.5	50	42	22	10	6	4
1.6	45	38	20	9	6	4
1.7	41	35	18	8	5	4
1.8	37	31	17	7	5	3
1.9	34	29	15	7	4	3
2.0	31	26	14	6	4	3

Таблиця 6.4 – Граничне напруження стиску $f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ для сталі S355

$\bar{\lambda}$ (20°C)	Температура сталі θ_a					
	400°C	500°C	600°C	700°C	800°C	900°C
	$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ (МПа)					
0.0	355	277	167	82	39	21
0.1	334	261	157	76	37	20
0.2	313	246	147	71	35	19
0.3	293	231	137	66	33	18

0.4	272	215	126	60	31	17
0.5	250	199	116	54	28	16
0.6	227	182	105	49	26	15
0.7	204	165	94	43	24	14
0.8	182	148	83	38	21	13
0.9	161	132	73	33	19	12
1.0	143	118	65	29	17	11
1.1	126	105	57	25	15	10
1.2	112	93	51	22	14	9
1.3	100	83	45	19	12	8
1.4	89	75	40	17	11	8
1.5	80	67	36	15	10	7
1.6	72	61	32	14	9	6
1.7	65	55	29	13	8	6
1.8	59	50	26	11	7	5
1.9	54	46	24	10	7	5
2.0	49	42	22	9	6	4

Таблиця 6.5 – Граничне напруження стиску $f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ для сталі S460

$\bar{\lambda}$ (20°C)	Температура сталі θ_a					
	400°C	500°C	600°C	700°C	800°C	900°C
	$f'_{y,\theta,\bar{\lambda}}$ (МПа)					
0.0	460	359	216	106	51	28
0.1	435	341	204	100	48	26
0.2	412	323	193	93	46	25
0.3	388	305	181	87	43	24
0.4	362	286	169	80	41	23
0.5	335	266	155	73	38	22
0.6	305	245	141	66	35	21
0.7	276	222	127	58	32	19
0.8	246	200	112	51	29	18
0.9	218	179	99	44	26	16
1.0	193	159	87	39	23	15
1.1	170	142	77	34	21	14
1.2	151	126	68	30	19	12
1.3	134	112	60	26	17	11
1.4	119	100	54	23	15	10
1.5	107	90	48	21	13	9
1.6	96	81	43	18	12	8
1.7	87	73	39	17	11	8
1.8	79	67	35	15	10	7
1.9	72	61	32	14	9	6
2.0	66	56	29	12	8	6

6.3.1.7.3. Елементи при дії зусиль згину із поперечними перерізами Класів 1, 2 або 3

Розрахункова несуча здатність $M_{fi,\theta,Rd}$ поперечних перерізів Класів 1, 2 та 3 щодо згинального моменту за умови рівномірно розподіленої температури θ_a визначається за формулою:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} M_{Rd} \quad (6.34)$$

де: M_{Rd} – відповідна несуча здатність перерізу бруто за міцністю за умов нормальної температури, що визначається наступним чином:

- для перерізів Класів 1 та 2 у пластичній стадії відповідно без урахування та з урахуванням дії поперечної сили (при $V_{Ed} \geq 0,5V_{Rd}$):

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} \text{ або } M_{pl,V,Rd}$$

- для перерізів Класу 3 в пружній стадії відповідно без урахування та з урахуванням дії поперечної сили (при $V_{Ed} \geq 0,5V_{Rd}$):

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} \text{ або } M_{el,V,Rd}$$

$k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження границі текучості за умови досягнення сталі температури θ_a у момент часу t , див. п. 6.2.4.1.1.

Розрахункова несуча здатність $M_{b,fi,t,Rd}$ за втратою стійкості плоскої форми згину не розкріпленої конструкції із поперечним перерізом Класів 1, 2 та 3 у момент часу t визначається за формулою:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{L,T,fi} W_y k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (6.35)$$

де: W_y – відповідний момент опору перерізу, що визначається наступним чином:

$W_y = W_{pl,y}$ – для поперечних перерізів Класів 1 та 2;

$W_y = W_{el,y}$ – для поперечних перерізів Класу 3;

$\chi_{L,T,fi}$ – понижуючий коефіцієнт для втрати стійкості плоскої форми згину в умовах пожежі.

Значення $\chi_{L,T,fi}$ визначається відповідно наступної залежності:

$$\chi_{L,T,\theta} = \frac{1}{\phi_{L,T,\theta} + \sqrt{(\phi_{L,T,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{L,T,\theta})^2}}$$

де:

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta})^2 \right]$$

$$\alpha_{\theta} = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0.5}$$

Умовна гнучкість залежить від критичного моменту M втрати стійкості плоскої форми згину в пружній стадії. Методика його визначення для різних типів балок наведена у публікації УЦСБ-005-14 «Розрахунок сталевих конструкцій будівель відповідно до Єврокоду 3 та національних додатків України».

Якщо поперечне зусилля перевищує 50% відповідної несучої здатності на зріз, це необхідно враховувати шляхом зниження границі текучості.

Коли втрата стійкості балки виключена, раціонально використовувати метод визначення критичної температури, викладений у Розділі 6.3.2 даного посібника.

6.3.1.7.4. Елементи з Класами перерізів 1, 2 або 3, що працюють на зріз.

Розрахунковий опір на зріз $V_{fi,t,Rd}$ поперечних перерізів Класів 1, 2 та 3 у момент часу t визначається за формулою:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} V_{Rd} \quad (6.36)$$

де: V_{Rd} – несуча здатність на зріз поперечного перерізу бруто згідно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 за умов нормальної температури;

$k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження границі текучості при досягненні сталлю температури θ_a в момент часу t , див. у Розділі 6.2.4.1.1.

6.3.1.7.5. Стиснуто-зігнуті та позацентрово-стиснуті елементи з Класами перерізів 1, 2 або 3

Розрахункова несуча здатність за міцністю та стійкістю стиснуто-зігнутих та позацентрово-стиснутих елементів Класів перерізів 1, 2 або 3 в момент часу t визначається за формулами:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{y,fi,Ed}}{W_z k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1,0 \quad (6.37)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT} W_y k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{y,fi,Ed}}{W_z k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1,0 \quad (6.38)$$

де: W_y та W_z – відповідний момент опору перерізу, що визначається наступним чином:

$W_{pl,y}$ та $W_{pl,z}$ для поперечних перерізів Класів 1 та 2;

$W_{el,y}$ та $W_{el,z}$ для поперечних перерізів Класу 3;

$k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження границі текучості при досягненні сталю температурі θ у момент часу t , див. п. 6.2.4.1.1;

$\chi_{min,fi}$ – див. п. 6.3.1.7.2;

$\chi_{z,fi}$ – див. п. 6.3.1.7.2;

$\chi_{LT,fi}$ – див. п. 6.3.1.7.3.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

при

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_{z,\theta}$$



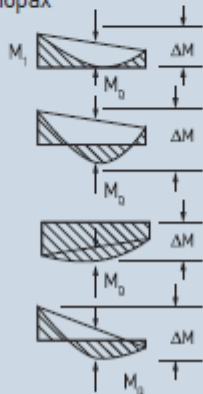
$$\beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,9;$$

$$\mu_y = (1,2\beta_{M,y} - 3) \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44\beta_{M,y} - 0,29 \leq 0,8$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3,$$

$$\text{при } \mu_z = (2\beta_{M,z} - 5) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,44\beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8 \text{ та } \bar{\lambda}_{z,\theta} \leq 1,1.$$

Таблиця 6.6 – Коефіцієнт еквівалентного рівномірно розподіленого моменту β_M

Епюра моментів	Коефіцієнт еквівалентного рівномірно розподіленого моменту β_M
<p>Опорні згинальні моменти</p> 	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Згинальні моменти в результаті дії поперечного навантаження, прикладеного в одній площині</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Згинальні моменти від спільної дії навантажень в площині та на опорах</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p> $M_Q = \max M$ тільки від поперечного навантаження в площині для епюри моментів без знакозмінності $\Delta M \begin{cases} \max M & \text{для епюри моментів без знакозмінності} \\ \max M + \min M & \text{для епюри моментів зі знакозмінністю} \end{cases}$ </p>

6.3.2. Розрахунок критичної температури

6.3.2.1. Сфера використання

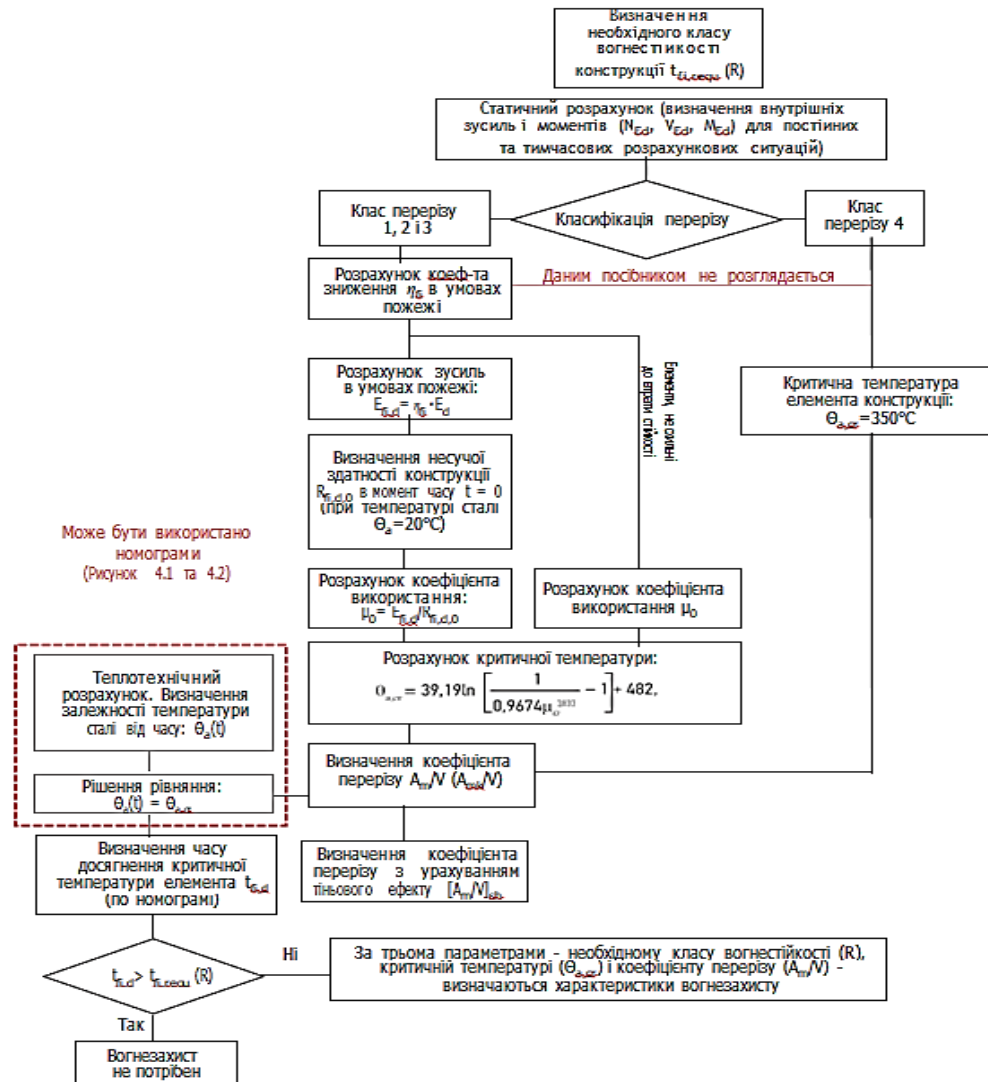
Додатково для використання цього методу потрібне виконання наступних умов та припущень:

1. Не враховується критерій деформацій;
2. В конструкції повністю виключена втрата стійкості.

Ці правила обмежують використання розглянутого методу для конструкцій, несуча здатність яких визначається тільки критерієм міцності. Прикладами таких конструкцій можуть бути: всі розтягнуті елементи, балки з постійним розкріпленням по довжині, тощо.

Для перерізів Класу 4 алгоритм також значно спрощується, оскільки допускається без розрахунку приймати $\Theta_{a,cr} = 350 \text{ }^\circ\text{C}$.

6.3.2.2. Алгоритм (блок-схема) розрахунку критичної температури сталевих конструкцій та визначення необхідності їх вогнезахисту



Статичний розрахунок - див. Розділ 6.3.1.3.

Визначення коефіцієнта зниження для розрахунку рівня навантаження в умовах пожежі $\eta_{fi,t}$ приймаємо 0,7. Визначення розрахункових сполучень зусиль в умовах пожежі $E_{fi,d}$ – див. Розділ 6.3.1.6. Визначення несучої здатності елемента $R_{fi,d,0}$ при пожежі в момент часу $t=0$ с - див. Розділ 6.3.1.7. $R_{fi,d,0}$ визначається при умовах $t=0$ с и $\theta_a=20^\circ\text{C}$, якщо не вказано інше.

6.3.2.2.1. Визначення ступеня використання μ_0

Для конструкцій із поперечними перерізами 1, 2 або 3 Класу та для всіх розтягнутих конструкцій, у яких не настає втрата стійкості, ступень використання несучої здатності μ_0 може бути визначений за формулою:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}, \quad (6.39)$$

де: $R_{fi,d,0}$ – значення $R_{fi,d,t}$ в момент часу $t = 0$, відповідно до Розділу 6.3.1.7;

$E_{fi,d}$ і $R_{fi,d,t}$ приймаються відповідно до Розділів 6.3.1.6 та 6.3.1.7.

Як альтернативний варіант, для розтягнутих конструкцій та для балок, у яких не настає втрата стійкості плоскої форми згину, μ_0 може бути визначений за формулою:

$$\mu_0 = \eta_{fi} \left[\frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_{M,0}} \right] \quad (6.40)$$

де: $\eta_{f,i}$ – коефіцієнт, приймаємо 0,7

За аналогією з методом, зазначеним в Розділі 6.3.1, для балок з композитною (сталобетонною) або бетонною плитою на одній із сторін слід враховувати нерівномірний розподіл температури введенням коефіцієнтів k_1 та k_2 . Тоді ступень використання несучої здатності розраховують як:

$$\mu_0 = k_1 k_2 \frac{M_{fi,d}}{M_{fi,0,Rd}} \quad (6.41)$$

де коефіцієнти k_1 і k_2 приймають значення:

- для незахищеної балки, що піддається дії вогню з трьох сторін та сталобетонною або бетонною плитою, $k_1 = 0.7$;
- для захищеної балки, що піддається дії вогню з трьох сторін з сталобетонною або бетонною плитою - $k_1 = 0.85$;

Для нерівномірного температурного розподілу вздовж балки коефіцієнт k_2 приймають:

- для статично невизначеної балки $k_2 = 0,85$
- для інших випадків $k_2 = 1$.

6.3.2.2.2. Розрахунок критичної температури

За винятком випадків, коли потрібно враховувати критерій деформації або втрату стійкості, критична температура сталі $\theta_{a,cr}$ при

рівномірному розподілу температури по конструкції, що виконана із вуглецевих сталей марок S235-S460 за ДСТУ EN 10025 та всіх марок за ДСТУ EN 10210 та ДСТУ EN 10219, у момент часу t може бути визначена на підставі ступеня використання несучої здатності μ_0 у момент часу $t = 0$ із використанням наступної формули:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (6.42)$$

Значення $\theta_{a,cr}$ для заданих значень μ_0 в інтервалі від 0,16 до 1,00 наведено у Таблиці 6.7.

Таблиця 6.7 – Значення критичної температури сталі $\theta_{a,cr}$ залежно від ступеня використання несучої здатності μ_0 .

μ_0	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	μ_0	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	μ_0	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	μ_0	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$	μ_0	$\theta_{a,cr}, ^\circ\text{C}$
0,16	758,5	0,33	649,3	0,50	584,7	0,67	534,3	0,84	482,6
0,17	749,4	0,34	644,7	0,51	581,5	0,68	531,5	0,85	479,0
0,18	740,8	0,35	640,3	0,52	578,3	0,69	528,6	0,86	475,3
0,19	732,7	0,36	636,0	0,53	575,2	0,70	525,8	0,87	471,4
0,20	725,0	0,37	631,8	0,54	572,1	0,71	522,9	0,88	467,3
0,21	717,6	0,38	627,7	0,55	569,1	0,72	520,1	0,89	463,0
0,22	710,6	0,39	623,7	0,56	566,1	0,73	517,2	0,90	458,4
0,23	703,9	0,40	619,8	0,57	563,1	0,74	514,3	0,91	453,5
0,24	697,5	0,41	616,0	0,58	560,1	0,75	511,3	0,92	448,3
0,25	691,4	0,42	612,2	0,59	557,2	0,76	508,4	0,93	442,5
0,26	685,4	0,43	608,6	0,60	554,3	0,77	505,4	0,94	436,1
0,27	679,7	0,44	605,0	0,61	551,4	0,78	502,3	0,95	428,9
0,28	674,2	0,45	601,4	0,62	548,5	0,79	499,2	0,96	420,6
0,29	668,9	0,46	598,0	0,63	545,7	0,80	496,1	0,97	410,6
0,30	663,8	0,47	594,6	0,64	542,8	0,81	492,8	0,98	397,9
0,31	658,8	0,48	591,2	0,65	540,0	0,82	489,5	0,99	380,1
0,32	654,0	0,49	587,9	0,66	537,1	0,83	486,1	1,00	349,1

6.4. СПРОЩЕНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ. ПРОЕКТУВАННЯ ВОГНЕЗАХИСТУ.

6.4.1. Визначення необхідної вогнестійкості конструкції

6.4.1.1. Загальні поняття

Основною метою захисту від пожежі є обмеження ризику для людей, матеріальних цінностей, навколишнього середовища тощо, що безпосередньо зазнає впливу вогню у разі пожежі.

Регламент ЄС 305/2011 Європейського Парламенту та Ради встановлює основні вимоги для обмеження пожежних ризиків:

«Будівлі та споруди проектують та зводять так, щоб у разі виникнення пожежі:

- забезпечувалась несуча здатність конструктивної системи протягом певного проміжку часу;
- обмежувалося виникнення та поширення вогню і диму в будівлях;
- обмежувалося поширення вогню на сусідні будівлі;
- мешканці могли самостійно залишити будівлі або врятуватися іншими способами;
- враховувалась безпека пожежно-рятувальних підрозділів.»

Забезпечити несучу здатність конструктивної системи (частини конструктивної системи або окремої конструкції) протягом певного проміжку часу з визначеним рівнем навантаження у разі виникнення пожежі, це забезпечення її вогнестійкості.

Клас вогнестійкості конструкції є одним з характеристикних показників поведінки будівельних конструкцій в умовах пожежі.

Згідно ДСТУ Б В.1.1-4, клас вогнестійкості конструкції - це показник вогнестійкості конструкції, що визначається часом від початку вогневого випробування при стандартному температурному режимі до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів за вогнестійкістю.

Згідно ДБН В.1.1-7:2016, розрізняють наступні основні види граничних станів будівельних конструкцій:

- за ознакою втрати несучої здатності (умовне літерне позначення R);
- за ознакою втрати цілісності (умовне літерне позначення E);
- за ознакою втрати теплоізолювальної здатності (умовне літерне позначення I);
- за ознакою втрати теплоізолювальної здатності за величиною щільності теплового випромінювання (умовне літерне позначення W);
- за ознакою втрати димогазонепроникності (умовне літерне позначення S).

Будівельні конструкції залежно від нормованих граничних станів за вогнестійкістю та меж вогнестійкості поділяються на класи вогнестійкості. Позначення класів вогнестійкості будівельних конструкцій складається з умовних літерних позначень граничних станів та числа, що відповідає

нормованій межі вогнестійкості (у хвиликах), і обирається з ряду: 15; 30; 45; 60; 90; 120; 150; 180; 240; 360.

Наприклад:

Клас вогнестійкості R 120 означає, що за ознакою втрати несучої здатності конструкції значення межі вогнестійкості має бути не меншим за 120 хвилин та не перевищувати 150 хвилин.

Клас вогнестійкості REI 150 означає, що за ознаками втрати несучої здатності, втрати цілісності та теплоізолюючої здатності значення межі вогнестійкості має бути не меншим за 150 хвилин та не перевищувати 180 хвилин незалежно від того, яке з цих трьох граничних станів настане раніше.

Основним показником вогнестійкості для нормування класів вогнестійкості несучих сталевих конструкцій – колон, балок, ферм, арок та рам - є показник втрати несучої здатності конструкцій та вузлів R.

Класи вогнестійкості більшості незахищених сталевих конструкцій надзвичайно малі та знаходяться у межах 10÷15 хвилин. Винятком є сталеві конструкції із жаростійких сталей або масивного суцільного перерізу, у яких клас вогнестійкості без систем вогнезахисних покриттів може досягати R30÷R45, але застосування таких конструкцій на практиці вкрай обмежене.

Швидка втрата при пожежі несучої здатності незахищених сталевих конструкцій настає через великі значення коефіцієнта теплопровідності λ_a та малі значення теплоємності при постійному тиску c_p , що спричиняє великі значення температуропровідності сталі χ , яка характеризує швидкість поширення температури всередині сталевій конструкції при певній густині сталі ρ_a .

$$\chi = \frac{\lambda_a}{c_p * \rho_a} \quad (6.43)$$

Висока теплопровідність сталі практично не викликає температурного градієнта всередині конструкції, що призводить до швидкого досягнення критичних температур прогрівання сталевих конструкцій, при яких відбувається зниження характеристик несучої здатності сталевих елементів до величин, при яких конструкція стає нездатною витримувати прикладене до неї зовнішнє навантаження. В результаті цього настає граничний стан сталевій конструкції за ознакою втрати несучої здатності (R).

6.4.1.2. Методи визначення вогнестійкості сталевих конструкцій

Основні методи

Для визначення вогнестійкості сталевих конструкцій при проектуванні (див. Розділ 6.2.3.2) допускається використання наступних методів:

- спрощені розрахункові моделі;
- уточнені розрахункові моделі;
- натурні вогневі випробування.

Спрощені та уточнені розрахункові моделі

Спрощені розрахункові моделі ґрунтуються на традиційних припущеннях та є спрощеними методами розрахунку конструкцій на вогнестійкість (див. п. 6.2.3.2.1).

Уточнені методи розрахунку є способами розрахунку, при яких відповідним чином використовуються інженерні принципи для вирішення специфічних прикладних задач (див. п. 6.2.3.2.2).

Уточнені розрахункові моделі рекомендується використовувати для відтворення цілої конструктивної системи, частини конструктивної системи, або окремої конструкції.

Випробування

Як альтернатива розрахунку конструкції визначення вогнестійкості може базуватись на результатах вогневих випробувань, або на спільних результатах отриманих методом розрахунку та вогневих випробувань.

Вогневі випробування для визначення межі вогнестійкості несучих сталевих конструкцій проводять відповідно до національних стандартів ДСТУ Б В.1.1-4, ДСТУ Б В.1.1-13, ДСТУ Б В.1.1-14 та ДСТУ Б В.1.1-17. В них детально викладені вимоги щодо методів випробувань конструкцій в умовах номінальних режимів розвитку пожежі (див. Розділ 6.2.2.1).

Суть методів проведення випробувань сталевих конструкцій полягає у визначенні часу від початку теплового впливу за номінальним температурним режимом, до настання одного з граничних станів за вогнестійкістю. При проведенні вогневих випробувань зразків сталевих конструкцій за граничними станами, ознакою втрати несучої здатності (R) є обвалення зразка або виникнення граничних деформацій, що виникають під дією нормативного навантаження – граничне значення прогинів

(поздовжніх зміщень) або граничне значення швидкості наростання деформацій.

Проведення випробувань із визначення меж вогнестійкості сталевих конструкцій із системами вогнезахисних покриттів згідно ДСТУ Б В.1.1-13, ДСТУ Б В.1.1-14 не дають можливості мінімізувати витрати із підбору оптимальних товщин вогнезахисних покриттів для тієї або іншої конструкції, так як припускають приймати граничний стан за ознакою несучої здатності, як перевищення температури сталеві конструкції над її початковою температурою на 480°C (у загальному випадку це час досягнення температури 500°C).

Іншими словами, результатом випробувань, проведених згідно вимог вищевказаних стандартів, є інформація, що деяка конструкція, що розглядається (з параметрами випробуваного зразка) має клас вогнестійкості (R, хв) при товщині покриття (d, мм). Застосована при цьому вогнезахисна система може бути використана тільки для захисту сталевих конструкцій, які мають коефіцієнти перерізу, що дорівнюють, або більші за коефіцієнти тієї конструкції, яка піддавалася вогневим випробуванням.

При проведенні випробувань засобів вогнезахисту відповідно ДСТУ Б В.1.1-17, залежність межі вогнестійкості сталеві конструкції від товщини використовуваної системи вогнезахисту визначається шляхом прогрівання зразків у вогневій печі при номінальному температурному режимі з подальшим оцінюванням отриманих даних методами математичного аналізу. Оцінка здатності систем вогнезахисних покриттів зберігати несучу здатність сталевих конструкцій полягає в отриманні математичної залежності між мінімальною товщиною вогнезахисного покриття, коефіцієнтом перерізу конструкцій та нормованою межею вогнестійкості при різних критичних температурах сталевих елементів – 350, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700 та 750°C.

6.4.1.3. Нормування класів вогнестійкості сталевих будівельних конструкцій

Основні цілі нормування класів вогнестійкості будівельних конструкцій наступні:

- встановити вимоги щодо вогнестійкості протягом заданого, але обмеженого проміжку часу, коли можуть бути здійснені необхідні евакуаційні та пожежно-рятувальні заходи;
- встановити вимоги до вогнестійкості основної конструкції, при якій вона не втратить свої основні функціональні характеристики у

випадку повного вигорання всіх горючих матеріалів, без здійснення заходів із гасіння пожежі.

Необхідні мінімальні значення меж вогнестійкості будівельних конструкцій (зокрема у випадку сталевих конструкцій) для різних ступенів вогнестійкості будівель наведені у ДБН В.1.1-7 та інших національних нормах на проектування будівель різного функціонального призначення та поверховості, наприклад, ДБН В.2.2-24, ДБН В.2.2-15 та інших.

6.4.2. Розрахунок коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій

6.4.2.1. Коефіцієнт перерізу незахищеної сталеві конструкції A_m/V , або профільний коефіцієнт перерізу

Коефіцієнт перерізу незахищеної сталеві конструкції A_m/V є характеристичною величиною її перерізу, рівною відношенню площі A_m поверхні у одиницях довжини конструкції, до її об'єму V в тій же одиниці довжини.

У загальному випадку, коли площа перерізу сталеві конструкції не змінюється по всій довжині елемента, коефіцієнт перерізу визначається як відношення периметра сталеві конструкції до її площі перерізу.

Приклади розрахунків деяких коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій A_m/V наведені у додатку 9.

Сталеві конструкції з високим коефіцієнтом A_m/V швидше реагують на теплові та вогневі навантаження та мають нижчу межу вогнестійкості.

Сталеві конструкції з низьким коефіцієнтом перерізу A_m/V є більш масивними та мають більшу інерцію до прогріву всього об'єму конструкції, внаслідок чого мають більш високу межу вогнестійкості.

Поняття «профільний коефіцієнт перерізу» є ідентичним поняттю «коефіцієнт перерізу незахищеної сталеві конструкції» та найчастіше використовується при випробуваннях або проектуванні засобів вогнезахисту для сталевих конструкцій.

При проведенні розрахунків із визначення коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій та визначення їх межі вогнестійкості необхідно враховувати тільки площу (або периметр) поверхні сталеві конструкції, яка піддається дії вогню.

Приклади розрахунків різних коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій із вогнезахисними матеріалами (забарвленням, облицюванням) наведені у додатку 10.

По суті, профільний коефіцієнт перерізу сталеві конструкції A_m/V є величиною, зворотною загальноприйнятому показнику перерізу конструкцій – зведеної товщині металу $\delta_{пр}$ (мм), яка визначається як відношення площі перерізу конструкції до її периметру, який піддається дії вогню.

$$A_m/V = (1/\delta_{пр}) \times 1000 = P/S \times 1000 \quad (6.44)$$

6.4.2.2. Коробчастий коефіцієнт перерізу сталеві конструкції A_{mk}/V

При проектуванні вогнезахисних матеріалів, що представляють собою конструкційні матеріали (плити, мати, тощо..), призначені для облицювання сталевих будівельних конструкцій, використовується поняття «коробчастий коефіцієнт перерізу».

Коробчастий коефіцієнт перерізу – це відношення площі найменшого прямокутника або квадрата, які можуть бути описані навколо сталеві профілю, до його об'єму.

Так само, як і при розрахунку профільного коефіцієнта перерізу у загальних випадках, коли площа перерізу сталеві конструкції не змінюється по всій довжині елемента, коробчастий коефіцієнт перерізу визначається як відношення периметра найменшого прямокутника або квадрата, які можуть бути описані навколо сталеві профілю, до загальної площі перерізу конструкції. При розрахунках необхідно враховувати тільки площу (або периметр) поверхні сталеві конструкції, яка піддається дії вогню.

Приклади розрахунків коробчастих коефіцієнтів перерізу сталеві конструкцій із вогнезахисними матеріалами (забарвленням, облицюванням) наведені у додатку 10.

6.4.2.3. Прямокутний коефіцієнт перерізу сталеві конструкції $[A_m/V]_b$

При розрахунках вогнестійкості незахищених сталеві конструкцій, зокрема при розрахунку поправочного коефіцієнта урахування впливу тіньового ефекту k_{sh} , використовується поняття, аналогічне коробчастому коефіцієнту перерізу – коефіцієнт прямокутного поперечного перерізу $[A_m/V]_b$.

Розрахунок коефіцієнта прямокутного поперечного перерізу проводиться по аналогії з розрахунком коробчастого коефіцієнту перерізу сталеві конструкцій п. 6.4.2.2.

6.4.2.4. Коефіцієнт перерізу сталевій конструкції, що вкрита вогнезахисним матеріалом A_p/V

Для проведення розрахунків із визначення вогнестійкості сталевих конструкцій, вкритих вогнезахисними матеріалами, використовується коефіцієнт перерізу A_p/V , що дорівнює відношенню площі A_p вогнезахисного матеріалу у одиницях довжини конструкції до її об'єму V у тих же одиницях довжини.

У якості площі вогнезахисного матеріалу A_p , як правило, приймається площа його внутрішньої поверхні. Однак, при облицюванні навколо сталевій конструкції із зазорами, може бути використано значення площі для порожнистих облицювань без зазорів (Додаток 10).

Коефіцієнт перерізу сталевих конструкцій, вкритих вогнезахисним матеріалом A_p/V , є аналогом профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій.

Деякі розрахункові значення коефіцієнтів A_p/V наведені у Додатку 10.

6.4.2.5. Робочі приклади

У даному розділі будуть розглянуті приклади розрахунків коефіцієнтів перерізу сталевих конструкцій для подальшого проектування різних систем вогнезахисту: фарбування, штукатурення або облицювання.

Профільний коефіцієнт перерізу сталевій конструкції A_m/V , що дорівнює відношенню площі A_m поверхні у одиницях довжини конструкції до об'єму V конструкції у тих же одиницях довжини конструкції.

Оскільки площі перерізу розглянутих елементів не змінюються по всій довжині, то коефіцієнт перерізу A_m/V (m^{-1}) визначається як відношення периметра, який піддається дії вогню, до площі перерізу конструкції.

Поняття «коефіцієнт прямокутного поперечного перерізу» $[A_m/V]_b$ часто використовується у розрахунках вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій. Даний коефіцієнт є аналогом коробчастого коефіцієнта перерізу, який використовується при проектуванні вогнезахисних матеріалів, що являють собою конструкційні матеріали (плити, мати), призначені для облицювання сталевих будівельних конструкцій. В сертифікатах відповідності на конструкційні вогнезахисні матеріали даний коефіцієнт може бути позначений як A_{mk}/V .

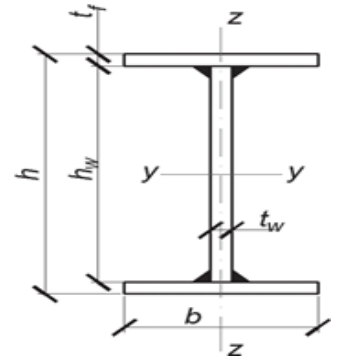
Коробчастий коефіцієнт перерізу сталевій конструкції A_{mk}/V рівний відношенню площі A_{mk} найменшого прямокутника або квадрата, які можуть бути описані навколо сталевого профілю, до його об'єму V .

Оскільки площі перерізу розглянутих елементів не змінюються по всій довжині, то коефіцієнт перерізу A_{mk}/V (m^{-1}) визначається як відношення периметра найменшого прямокутника або квадрата, які можуть бути описані навколо сталевого профілю, до його площі перерізу.

Розрахунок профільного та коробчастого коефіцієнтів перерізів колони

Колона промислової будівлі має наступні геометричні характеристики:

- висота поперечного перерізу $h = 304$ мм
- ширина поперечного перерізу $b = 200$ мм
- висота стінки $h_w = 280$ мм
- товщина стінки $t_w = 10$ мм
- товщина полиці $t_f = 12$ мм



Розрахунок профільного перерізу:

При дії вогню колона буде зазнавати вогневого впливу з усіх сторін, відповідно периметр її перерізу, який піддається дії вогню, дорівнює:

$$P = 2b + 2(b - t_w) + 4t_f + 2h_w = 400 + 380 + 48 + 560 = 1388 \text{ (мм)} = 1,388 \text{ (м)}.$$

Площа поперечного перерізу колони:

$$S = 2 \cdot t_f \cdot b + t_w \cdot h_w = 4800 + 2800 = 7600 \text{ (мм}^2\text{)} = 0,0076 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Таким чином, профільний коефіцієнт перерізу A_m/V колони:

$$A_m/V = 1,388/0,0076 = 183 \text{ (м}^{-1}\text{)}.$$

Розрахунок коробчастого коефіцієнта перерізу

При дії вогню колона буде зазнавати вогневого впливу із усіх сторін, відповідно периметр прямокутника, який піддається дії вогню, і може бути описаний навколо розглянутого сталевого профілю, дорівнює:

$$P_k = 2h + 2b = 608 + 400 = 1008 \text{ (мм)} = 1,008 \text{ (м)}.$$

Площа поперечного перерізу колони:

$$S = 2 \cdot t_f \cdot b + t_w \cdot h_w = 4800 + 2800 = 7600 \text{ (мм}^2\text{)} = 0,0076 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Таким чином, профільний коефіцієнт перерізу A_m/V колони:

$$A_{mk}/V = 1,008/0,0076 = 133 \text{ (м}^{-1}\text{)}.$$

6.4.3. Визначення часу t_{cr} , необхідного для досягнення критичної температури сталевих елементів $\theta_{a,cr}$

6.4.3.1. Розрахунок вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій

Згідно блок-схеми розрахунку критичної температури сталевих елементів (див. п.6.3.2.2) та подальшого прийняття рішення щодо необхідності проведення вогнезахисних робіт, у деяких випадках доцільно проводити розрахунок вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій (тобто без вогнезахисного покриття).

Розрахунок вогнестійкості сталевих елементів зводиться до визначення приросту температури сталевих конструкцій з часом за умови номінального температурного режиму та подальшого порівняння отриманих результатів із значенням критичної температури сталі $\theta_{a,cr}$ (п. 6.3.2.2.2).

Приріст температури $\Delta\theta_{\alpha,t}$ при рівномірному розподілі еквівалентної температури у поперечному перерізі незахищеної сталевих конструкцій за проміжок часу Δt визначають за формулою:

$$\Delta\theta_{\alpha,t} = k_{sh} * \frac{A_m}{V \rho_a} * h_{net} \Delta t \quad (6.45)$$

- де:
- k_{sh} – поправочний коефіцієнт, що враховує вплив тінювого ефекту;
 - A_m/V – коефіцієнт перерізу незахищених сталевих конструкцій, який дорівнює не менше за 10 м^{-1} ;
 - A_m – площа поверхні конструкцій на одиницю довжини;
 - V – об'єм конструкцій на одиницю довжини;
 - ρ_a – питома теплоємність сталі;
 - h_{net} – розрахункове значення поглиненого питомого теплового потоку на одиницю площі;
 - ρ_a – густина сталі, рівна 7850 кг/м^3 ;
 - Δt – проміжок часу, при цьому $\Delta t \leq 5 \text{ сек.}$

При проведенні розрахунків приросту температури сталевих конструкцій із двотавровим перерізом формула набуває вигляду:

$$\Delta\Theta_{a,t} = 0,9 \left[\frac{A}{V} \right]_b \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \dot{h}_{net} \Delta t \quad (6.46)$$

Для решти типів перерізів формула має вигляд:

$$\Delta\Theta_{a,t} = \left[\frac{A}{V} \right]_b \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \dot{h}_{net} \Delta t \quad (6.47)$$

При використанні коефіцієнта перерізу сталеві конструкції з урахуванням тінювого ефекту $[A_m/V]_{sh}$ формула розрахунку приросту температури сталевих конструкцій різних перерізів набуває вигляду:

$$\Delta\Theta_{a,t} = \left[\frac{A}{V} \right]_{sh} \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \dot{h}_{net} \Delta t \quad (6.48)$$

де: $[A_m/V]_{sh} = k_{sh} \times A_m/V$;

$$k_{sh} = \begin{cases} \frac{0,9 \cdot [A_m/V]_b}{[A_m/V]} \\ \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]} \end{cases}$$

Як зазначалося вище, для поперечних перерізів замкнутого профілю (наприклад, прямокутного або трубчастого перерізу) поправочний коефіцієнт $k_{sh}=1$.

Поглинутий тепловий потік h_{net} на поверхнях, що нагріваються, повинен бути визначений з урахуванням конвекційного та променевого теплообміну:

$$\circ h_{net} = \circ h_{net,c} + \circ h_{net,r},$$

де: $h_{net,c}$ – питомий тепловий потік, що визначається конвекцією;

$h_{net,r}$ – питомий тепловий потік, що визначається випромінюванням.

Конвекційна складова поглиненого теплового потоку $h_{net,c}$ визначається за формулою:

$$h_{net,c} = a_c \cdot (\theta_g - \theta_m)$$

де: θ_g – температура поблизу сталевій конструкції (температура одного з номінальних режимів пожежі), °С;

θ_m – температура поверхні сталевій конструкції, °С;

a_c – коефіцієнт конвекційного теплообміну, рівний:

– для стандартного температурного режиму та режиму зовнішньої пожежі – 25 Вт/м²К;

– для вуглеводневого температурного режиму – 50 Вт/м²К.

Тепловий потік випромінювання на одиницю площі поверхні конструкції $h_{net,r}$ визначається за формулою:

$$h_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4) \quad (6.49)$$

де: Φ – кутовий коефіцієнт, який в більшості випадків дорівнює 1;

ε_f – випромінююча здатність полум'я, що приймається 1;

σ – постійна Больцмана, яка дорівнює $5,67 \cdot 10^{-8}$ Вт/м²К⁴;

θ_m – температура поверхні сталевій конструкції, °С;

ε_m – ступінь поглинання поверхнею сталевій конструкції теплового випромінювання (для вуглецевої сталі 0,7);

θ_r – ефективна температура випромінювання пожежі (у випадку, коли конструкція нагрівається з усіх сторін ($\theta_r = \theta_g$), °С.

Теплоємність сталі c_a (Дж/кгК) у момент часу t залежно від температури сталі θ_a визначають у п.6.2.4.2.2.

Після підстановки всіх вищенаведених значень у вираз із визначення приросту температури $\Delta\theta_{a,t}$ незахищеної сталевій конструкції за проміжок часу $\Delta t = 5$ сек були отримані залежності між коефіцієнтом перерізу та температурою сталевій конструкції у різний період часу (Таблиця 6.8, Рисунок 6.8).

Таблиця 6.8 – Температура незахищених сталевих елементів при впливі стандартного температурного режиму протягом 15÷60 хвилин.

Коефіцієнт перерізу [A_m/V] _{sh}	Температура сталевих елементів, °С				Коефіцієнт перерізу [A_m/V] _{sh}	Температура сталевих елементів, °С			
	15 хвилин	30 хвилин	45 хвилин	60 хвилин		15 хвилин	30 хвилин	45 хвилин	60 хвилин
10	113	255	406	545	130	620	801	894	940

20	193	428	625	735	140	634	809	895	940
30	264	551	727	831	150	645	814	895	941
40	327	634	759	899	160	655	819	896	941
50	382	689	813	922	170	664	822	896	941
60	430	720	850	931	180	671	825	897	942
70	472	734	870	934	190	677	827	897	942
80	508	741	881	936	200	682	828	897	942
90	538	752	886	937	250	700	833	898	943
100	564	766	890	938	300	708	835	899	943
110	586	780	891	939	350	714	836	900	944
120	604	792	893	939	400	717	837	900	944

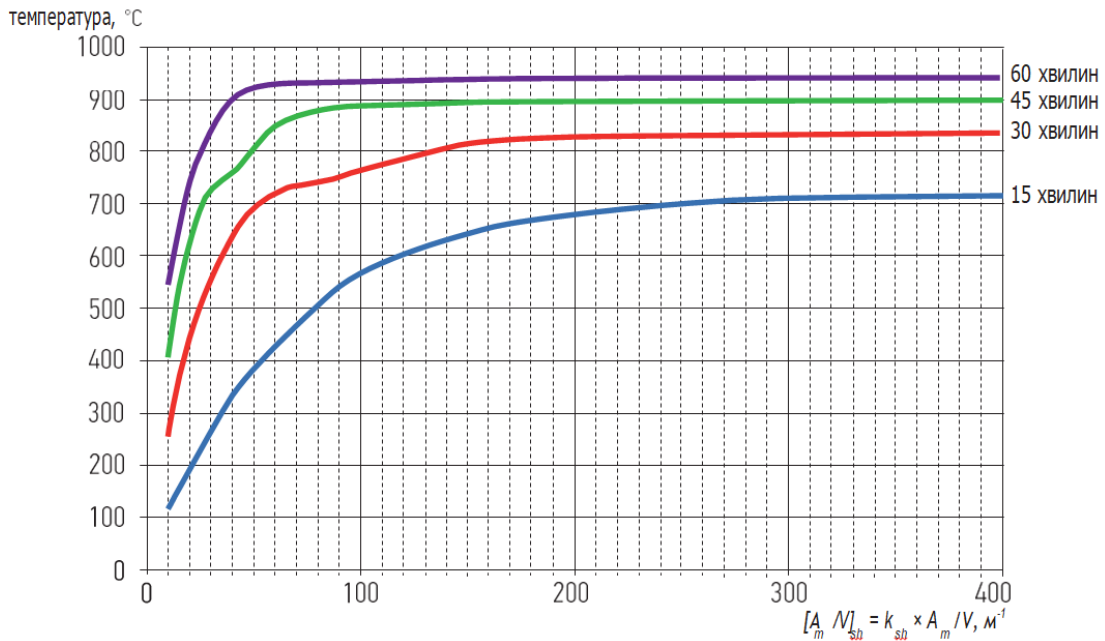


Рисунок 6.8. Номограма залежності температури незахищених сталевих конструкцій від коефіцієнта перерізу $[A_m/V]_{sh}$ при впливі стандартного температурного режиму.

6.4.4. Визначення характеристик вогнезахисного покриття за критерієм критичної температури

Якісне проведення вогнезахисту сталевих конструкцій залежить від двох основних складових: правильності обраних технічних рішень при складанні проекту проведення вогнезахисних робіт та правильного вибору вогнезахисного матеріалу.

Способи та засоби вогнезахисту сталевих конструкцій визначаються при складанні проекту проведення вогнезахисних робіт на конкретний об'єкт будівництва з урахуванням вимог:

- класу вогнестійкості конструкцій, який визначається відповідно ступеня вогнестійкості будівлі, і до якого потрібно довести будівельну конструкцію;
- розрахованим коефіцієнтам конструкцій (профільного або коробчастого перерізу);

- розрахованим критичним температурам сталевих елементів.

При складанні проекту проведення вогнезахисних робіт важливу роль відіграють і супутні фактори – естетичні, економічні, експлуатаційні та інші, які також впливають на вибір способів та засобів вогнезахисту.

Найбільш застосовувані засоби вогнезахисту можна розділити на наступні типи:

Реактивний спосіб – полягає у використанні тонкошарових покриттів, які при дії вогню утворюють щільний теплоізоляційний шар та оберігають конструкцію від дії температури. Ці засоби вогнезахисту називають тонкошаровими інтумесцентними (від англ. intumescent - спучення, розширення внаслідок теплової дії) сумішами. Тонкошарові покриття впевнено забезпечують клас вогнестійкості R60 для приведеної товщини металу $\delta_{пр} \geq 4$ мм, та R 90 для $\delta_{пр} \geq 12$ мм.

Вогнезахисні сухі будівельні суміші (штукатурки) являють собою, як правило, цементно (гіпсо) - вермікулітову (перлітову) суміш із комплексом спеціальних добавок, яка утворює покриття з високою адгезійною здатністю до сталевих поверхонь та відносно низькою густиною (400-600 кг/м³). Покриття поставляється у вигляді сухих будівельних сумішей, які після приготування наносяться на поверхню металоконструкцій товщиною 10-50 мм залежно від потрібного класу вогнестійкості, який може досягати R 240.

Вогнезахисні плити та листові волокнисті матеріали являють собою конструктивні методи вогнезахисту, дія яких полягає у використанні теплофізичних властивостей захисних матеріалів. Клас вогнестійкості сталевих конструкцій, що досягається при застосуванні вогнезахисних плит, може становити до R 300.

У Таблиці 6.9 наведені порівняльні характеристики найбільш поширених засобів пасивного вогнезахисту, які можуть служити орієнтиром під час вибору вогнезахисного матеріалу для забезпечення необхідних класів вогнестійкості з урахуванням конфігурації сталевих конструкцій, що захищаються, екологічних та естетичних вимог, а також умов експлуатації.

Таблиця 6.9 – Галузь застосування вогнезахисних матеріалів із урахуванням їх особливостей.

Вогнезахисний матеріал	Переваги	Недоліки	Клас вогнестійкості та галузь застосування
Суміші інтумесцентного типу	Мінімальна товщина та вагове навантаження на конструкцію, технологічність робіт із вогнезахисту, ремонтпридатність, вібростійкість, добрі декоративні властивості	Обмежені умови експлуатації та вогнезахисна ефективність, висока токсичність продуктів горіння	до R 90 Для сталевих конструкцій будь-якої конфігурації (колони, балки, косоури, ригелі, ферми, в'язі)
Вогнезахисні цементно-вермікулітові штукатурки	Висока межа вогнестійкості, низька вартість матеріалу, екологічність при експлуатації та відсутність токсичних продуктів горіння, можливість застосування на відкритому повітрі	Трудомісткість робіт із нанесення, складність відновлення та ремонту, низькі декоративні якості, слабка адгезія до поверхні, знижена вібростійкість	до R 240 Для сталевих конструкцій нескладної конфігурації (колони, балки)
Вогнезахисні плити та листові волокнисті матеріали	Висока межа вогнестійкості та термін експлуатації, підвищена вібростійкість за рахунок механічних кріплень до конструкцій, висока ремонтпридатність, відсутність корозійного впливу на метал, гарні декоративні властивості, екологічність при експлуатації та відсутність токсичних продуктів горіння, точний контроль товщини вогнезахисного шару, сухий спосіб монтажу	Необхідність улаштування спеціальних систем кріплення та елементів, обмежене застосування для вогнезахисту конструкцій складної конфігурації	до R 300 Для сталевих конструкцій нескладної конфігурації (колони, балки)

ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ

Задача 1

Підбір вогнезахисного матеріалу та способу вогнезахисту для сталеві колони з метою підвищення класу вогнестійкості до R 60

Наведений нижче приклад не є типовим та оптимальним вогнезахисними рішеннями, а підібраний із навчальною метою, таким чином, щоб максимально продемонструвати можливі способи та засоби вогнезахисту сталевих конструкцій.

Згідно з п.3.4.3. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 властивості та поведінка вогнезахисних матеріалів, що використовуються для проектування, мають

бути оцінені з використанням методик випробувань, що наведені у ENV 13381-1, ENV 13381-2 або ENV 13381-4 відповідно.

На даний час в Україні відсутні вогнезахисні матеріали, які були б випробувані згідно з вищенаведеними європейськими стандартами. У зв'язку з чим, для демонстрації можливостей проектування сталевих конструкцій із системами вогнезахисту згідно Єврокодів, підбір вогнезахисту має бути здійснений із ряду матеріалів, сертифікованих в Україні та таких, що пройшли випробування відповідно до ДСТУ Б В.1.1-17 «Захист від пожежі. Вогнезахисні покриття для будівельних несучих металевих конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності (ENV 13381-4:2002, NEQ)». Дані, отримані при випробуваннях, являють собою ряди залежностей товщини вогнезахисного покриття від різних коефіцієнтів перерізу та критичних температур втрати несучої здатності металоконструкцій при різних класах вогнестійкості.

Критична температура колони в умовах пожежі при заданому навантаженні становить:

$$\theta_{cr} = 670^{\circ}\text{C},$$

при профільному коефіцієнті перерізу, що дорівнює

$$A_m/V = 183 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

і коробчастому коефіцієнті перерізу

$$A_{mk}/V = 132 \text{ (м}^{-1}\text{)}.$$

Таблиця 6.10 – Мінімальні значення товщини вогнезахисного покриття «POLYLACK A», при яких температура нижче проектної для R 60.

Проектна температура, °C		400	450	500	550	600	650
Зведена товщина $\delta_{пр}$, мм	Коефіцієнт перерізу, A_m/V , (м ⁻¹)	Клас вогнестійкості R 60					
		Мінімальна товщина покриття, при якій температура нижче проектної, мм					
14,49	69	0,86	0,73	0,60	0,48	0,35	0,26
14,29	70	0,87	0,74	0,61	0,49	0,36	0,26
12,50	80	0,99	0,86	0,72	0,59	0,46	0,34
11,11	90	1,11	0,97	0,83	0,69	0,56	0,43
10,00	100	1,22	1,07	0,93	0,79	0,65	0,52
9,09	110	1,32	1,18	1,03	0,89	0,74	0,60
8,33	120	1,43	1,27	1,12	0,98	0,83	0,69
7,69	130	-	1,37	1,21	1,05	0,91	0,77
7,14	140	-	1,46	1,30	1,15	0,99	0,84
6,67	150	-	-	1,39	1,23	1,07	0,91
6,25	160	-	-	1,47	1,30	1,14	0,98

5,88	170	-	-	-	1,38	1,21	1,05
5,56	180	-	-	-	1,45	1,28	1,12
5,26	190	-	-	-	-	1,35	1,18
5,00	200	-	-	-	-	1,41	1,24
4,76	210	-	-	-	-	-	1,30
4,55	220	-	-	-	-	-	1,36
4,35	230	-	-	-	-	-	1,41
4,17	240	-	-	-	-	-	1,46

Із таблиці можна побачити, що для розглянутого прикладу найближчим значенням профільного коефіцієнту перерізу є 190м^{-1} (оскільки обране значення коефіцієнта перерізу сталевій конструкції повинно бути не менше розрахункового), а значенням критичної температури - 650°C (оскільки обране значення критичної температури повинно бути не більше розрахункового).

Таким чином, для заданих параметрів металоконструкції мінімальна товщина вогнезахисного покриття «POLYLACK A» складає:

$$d_p = 1,18 \text{ мм.}$$

Задача 2.

Підбір матеріалу та способу вогнезахисту для сталевій балки з метою підвищення класу вогнестійкості до R 45

Критична температура балки в умовах пожежі при заданому навантаженні складає:

$$\theta_{cr} = 487^{\circ}\text{C},$$

при профільному коефіцієнті перерізу, що дорівнює

$$A_m/V = 150 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

і коробчастому коефіцієнті перерізу

$$A_{mk}/V = 106 \text{ (м}^{-1}\text{)}.$$

1. З метою підвищення межі вогнестійкості балки до 45 хвилин застосовуються інтумесцентні вогнезахисні покриття. Як приклад, вогнезахисна фарба «AMOTHERM STEEL WB» випробувана відповідно до ДСТУ Б В.1.1-17 та для класу вогнестійкості R 45 має наступні значення товщини (Таблиця 6.11):

Таблиця 6.11 – Мінімальні значення товщини вогнезахисного покриття «Ендотерм 400202», при яких температура нижче проектної для R 60.

Проектна температура, °С		400	450	500	550	600	650
Зведена товщина δ пр, мм	Коефіцієнт перерізу, $A_m/V, (m^{-1})$	Клас вогнестійкості R 60					
		Мінімальна товщина покриття, при якій температура нижче проектної, мм					
14,3	70	1,42	1,09	0,85	0,67	0,53	0,42
12,5	80	1,59	1,23	0,98	0,78	0,63	0,51
11,1	90	1,73	1,36	1,09	0,89	0,72	0,59
10,0	100	1,86	1,48	1,19	0,98	0,80	0,66
9,1	110	1,97	1,58	1,29	1,06	0,88	0,73
8,3	120	2,07	1,67	1,37	1,13	0,94	0,79
7,7	130	-	1,75	1,44	1,20	1,01	0,85
7,1	140	-	1,82	1,51	1,26	1,06	0,90
6,7	150	-	1,89	1,57	1,32	1,11	0,94
6,3	160	-	1,95	1,63	1,37	1,16	0,99
5,9	170	-	2,01	1,68	1,42	1,21	1,03
5,6	180	-	2,06	1,73	1,46	1,25	1,07
5,3	190	-	-	1,77	1,51	1,29	1,10
5,0	200	-	-	1,82	1,55	1,32	1,13
4,8	210	-	-	1,85	1,58	1,36	1,17
4,5	220	-	-	1,89	1,62	1,39	1,20
4,3	230	-	-	1,92	1,65	1,42	1,22
4,2	240	-	-	1,96	1,68	1,45	1,25
4,0	250	-	-	1,99	1,71	1,47	1,27
3,8	260	-	-	2,01	1,73	1,50	1,30
3,7	270	-	-	2,04	1,76	1,52	1,32
3,6	280	-	-	2,07	1,78	1,54	1,34
3,4	290	-	-	2,09	1,80	1,56	1,36
3,3	300	-	-	-	1,83	1,58	1,38
3,2	310	-	-	-	1,85	1,60	1,40
3,1	320	-	-	-	1,87	1,62	1,41
3,0	330	-	-	-	1,88	1,64	1,43
2,9	340	-	-	-	1,90	1,66	1,45

2. Із таблиці бачимо, що для прикладу, що розглядається, найближчим значенням профільного коефіцієнта перерізу є $310m^{-1}$ (оскільки обране значення коефіцієнту перерізу сталевій конструкції має бути не менше за розрахункове), а значенням критичної температури - $550^{\circ}C$ (оскільки обране значення критичної температури має бути не більше за розрахункове).

Таким чином, для заданих параметрів металоконструкції мінімальна товщина вогнезахисного покриття «Ендотерм 400202» складає:

$$d_p = 1,85 \text{ мм.}$$

Задача 3

Зразок проведення розрахунку, щодо визначення можливості доведення до необхідного класу вогнестійкості колони

Перевірити сталеву колону на відповідність класу вогнестійкості R15 без вогнезахисту. Визначити можливість доведення конструкції до класу вогнестійкості R120 за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ».

Вихідні дані:

Конструкція виготовлена зі сталі С520, довжиною $l=3\text{м}$, з двотаврового профілю №30. Постійне навантаження колони $G_k=600\text{кН}$, змінне навантаження $Q_k=200\text{кН}$. Висота перерізу $h=300\text{мм}$, ширина перерізу $b=135\text{мм}$, товщина стінки $t_w=6,5\text{мм}$, товщина полиці $t_f=10,2\text{мм}$, площа перерізу $A=46,5\text{см}^2$. Умови обогріву з чотирьох сторін. Шарнірне закріплення з двох боків.

Розв'язання

1. Визначаємо розрахункову довжину колони при пожежі $l_{fi}=1 \cdot \mu = 3 \cdot 1=3\text{м}$, де μ – умови закріплення колони з двох боків.

2. Визначаємо гнучкість колони $\lambda = \frac{l_{fi}}{i} = \frac{300\text{см}}{12,3\text{см}} = 24,39 \approx 25$, де i – радіус інерції перерізу профілю.

3. Визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину центрально-стиснутих сталевих елементів $\varphi=0,916$ за допомогою таблиці у додатку 4.

4. Визначаємо коефіцієнт перерізу A_m/V :

$$A_m/V = \frac{2b + 2(b - t_w) + 4 \times t_f + 2(h - 2 \times t_f)}{A} =$$

$$= \frac{0,27 + 2(0,135 - 0,0065) + 4 \times 0,0102 + 2(0,3 - 2 \times 0,0102)}{46,5 \times 10^{-4}} \approx 247,7\text{м}^{-1}$$

5. Використовуючи додаток 7, враховуючи коефіцієнт перерізу A_m/V визначаємо температуру у перерізі сталевій конструкції на 15 хв. дії теплового впливу від пожежі - 700^0С .

6. Визначаємо несучу здатність колони при нормальних умовах N_{Rd} та при пожежі $N_{Rd,fi}$:

$$N_{Rd} = \varphi \times 0,87 \times f_y \times A_s = 0,916 \times 0,87 \times 520 \times 4650 = 1926,4\text{кН},$$

де: f_y – межа текучості сталі;

A_s – площа перерізу конструкції (приймаємо за сортаментом);

0,87 – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$N_{Rd,fi} = N_{Rd} \times k_{y,\theta} = 1926,4 \times 0,230 \approx 443,06 \text{ кН}$$

де: $k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження межі текучості при впливі високих температур від пожежі, визначається за допомогою таблиці коефіцієнтів зниження вуглецевої сталі за підвищеної температури (додаток б).

7. Визначаємо навантаження конструкції при нормальних умовах N_{Ed} та при пожежі $N_{Ed,fi}$:

$$N_{Ed} = \gamma_n (G_k + 0,8 \times Q_k) = 0,975 \cdot (600 + 0,8 \times 200) = 741 \text{ кН},$$

де: γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю конструкції (встановили за таблицею 5 ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» – 0,975);

0,8 – коефіцієнт зниження змінного навантаження при пожежі;

$$N_{Ed,fi} = N_{Ed} \times \eta = 741 \times 0,7 = 518,7 \text{ кН},$$

де: η – коефіцієнт зниження розрахункового навантаження при пожежі – 0,7

За умовою міцності в умовах впливу пожежі протягом 15хв. конструкція перевірку не пройшла оскільки:

$$N_{Rd,fi} < N_{Ed,fi}$$

$$443,06 \text{ кН} < 518,7 \text{ кН}$$

Отже, переходимо до другої частини завдання, стосовно визначення можливості доведення конструкції до класу вогнестійкості R120 за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ».

Визначаємо коефіцієнт використання конструкції μ_0 для визначення критичної температури $\Theta_{a,cr}$ відповідно додатку 5.

$$\mu_0 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{741 \text{ кН}}{1926,4 \text{ кН}} \approx 0,38$$

де: N_{Ed} – діюче поздовжнє навантаження при нормальних умовах;

N_{Rd} – несуча здатність колони при нормальних умовах.

$\Theta_{a,cr} = 628^\circ\text{C}$, що дозволяє довести колону до необхідного класу вогнестійкості R120 за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ» шаром, завтовшки 4 мм.

Висновок: перевірку на відповідність класу вогнестійкості R15 конструкція без вогнезахисту не пройшла, оскільки $N_{Rd,fi} < N_{Ed,fi}$. При цьому за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ» передбачається можливим підвищити клас вогнестійкості колони до R120 у разі оброблення її шаром у 4 мм.

Задача 4

Зразок проведення розрахунку, щодо визначення можливості доведення до необхідного класу вогнестійкості балки

Перевірити на відповідність класу вогнестійкості R30 сталевій балки з подальшою можливістю доведення до класу вогнестійкості R60, за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ».

Вихідні дані

Конструкція виготовлена зі сталі С500, довжина прольоту $l = 6\text{ м}$ з рівномірно розподіленим навантаженням $F_d = 10\text{ кН/м}$, з двотаврового профілю №20. Висота перерізу $h = 200\text{ мм}$, ширина перерізу $b = 100\text{ мм}$, товщина стінки $t_w = 5,2\text{ мм}$, товщина полиці $t_f = 8,4\text{ мм}$, площа перерізу $A = 26,8\text{ см}^2$. Умови обогріву з трьох боків. Шарнірне закріплення з двох боків.

Розв'язання

1. Визначаємо коефіцієнт перерізу A_m/V :

$$A_m/V = \frac{b + 2(b - t_w) + 4 \times t_f + 2(h - 2 \times t_f)}{A} =$$

$$= \frac{0,1 + 2(0,1 - 0,0052) + 4 \times 0,0084 + 2(0,2 - 2 \times 0,0084)}{26,8 \times 10^{-4}} \approx 257,3\text{ м}^{-1}.$$

Визначаємо діюче навантаження згинального моменту (M_{Ed}) на конструкцію при нормальних умовах та при пожежі ($M_{Ed,fi}$):

$$M_{Ed} = \frac{F_d l^2}{8} = \frac{10 \times 6^2}{8} = 45\text{ кНм};$$

$$M_{Ed,fi} = M_{Ed} \times \eta = 45 \times 0,7 = 31,5\text{ кНм},$$

де: η коефіцієнт зниження розрахункового навантаження при пожежі – 0,7

2. За додатком 7 визначаємо температуру у перерізі сталевій балки через 30 хвилин від початку пожежі, застосовуючи метод інтерполяції.:

$$250\text{ м}^{-1} - 833^{\circ}\text{C}$$

$$300\text{ м}^{-1} - 835^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{835 - 833}{300 - 250} \times (257 - 250) = 0,28$$

$$0,28 + 833 = 833,28^{\circ}\text{C}$$

3. За додатком 6 визначаємо коефіцієнт зниження для f_y за температури $833,28^\circ\text{C}$. Використовуючи метод інтерполяції, отримуємо коефіцієнт зниження $k_{y,\theta} = 0,093$.

$$800^\circ\text{C} - 0,110$$

$$900^\circ\text{C} - 0,060$$

$$k_{y,\theta} = \frac{0,110 - 0,060}{900 - 800} \times (900 - 833,28) + 0,06 = 0,093$$

4. Визначаємо несучу здатність конструкції при нормальних умовах M_{Rd} та при пожежі $M_{Rd,fi}$:

$$M_{Rd} = f_y \times W_x \times 0,87 = 500 \times 10^6 \times 184 \times 10^{-6} \times 0,87 = 80,04 \text{кНм},$$

де: f_y – межа текучості сталі;

W_x – момент опору конструкції (приймаємо із сортаменту).

$$M_{Rd,fi} = M_{Rd} \times k_{y,\theta} = 80,04 \times 0,093 \approx 7,44 \text{кНм},$$

де: $k_{y,\theta}$ – коефіцієнт зниження розрахункової межі текучості, визначається за допомогою таблиці коефіцієнтів зниження вуглецевої сталі за підвищеної температури (додаток 6).

5. Перевіряємо конструкцію за умовою міцності при пожежі. Перевірку конструкція не пройшла.

$$M_{Rd,fi} < M_{Ed,fi}$$

$$7,44 \text{кНм} < 31,5 \text{кНм}$$

6. Визначаємо коефіцієнт використання конструкції μ_0 для визначення критичної температури $\Theta_{a,cr}$ відповідно додатку 5.

$$\mu_0 = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{45}{80,04} \approx 0,56$$

$\Theta_{a,cr} = 566^\circ\text{C}$, що дозволяє довести балку до класу вогнестійкості R60 за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ» з товщиною шару ≈ 2 мм.

Висновок: конструкція не пройшла перевірку на клас вогнестійкості R30, але за допомогою вогнезахисної фарби «PROMAPAINТ» передбачається можливим підвищити клас вогнестійкості балки до R60 із використанням вогнезахисного шару завтовшки ≈ 2 мм.

ДОДАТОК 1 (А)

НАЙЧАСТІШЕ ВИКОРИСТОВУВАНІ ПОЗНАЧЕННЯ

A.1 Розміри

b - ширина поперечного перерізу

h - висота поперечного перерізу

d - товщина плоскої ділянки стінки, номінальний діаметр болта

t_w - товщина стінки

t_f - товщина пояса

t - товщина

d_0 - діаметр отворів під болти

a - розрахункова (ефективна) висота кутового зварного шва

A.2 Властивості матеріалів

f_y - межа текучості

f_u - межа міцності

E - модуль пружності

G - модуль зсуву

ν - коефіцієнт Пуассона у пружній стадії

ε - коефіцієнт, що залежить від f_y

A.3 Геометричні характеристики перерізів

A_{eff} - площа ефективного поперечного перерізу

A_w - площа перерізу стінки

A_f - площа перерізу полицки

I - момент інерції

W_{pl} - момент опору у пластичній стадії

$W_{el,min}$ - мінімальний момент опору у пружній стадії

$W_{eff,min}$ - мінімальний момент опору ефективного перерізу

i - радіус інерції відносно відповідної вісі, визначений для перерізу бруто

A.4 Характеристики елементів

$\bar{\lambda}$ - умовна гнучкість

$\bar{\lambda}_{LT}$ - умовна гнучкість при втраті стійкості плоскої форми згину

χ - коефіцієнт пониження для відповідної кривої втрати стійкості

χ_{LT} - коефіцієнт пониження для втрати стійкості плоскої форми згину

N_{cr} - критичне осьове зусилля в пружній стадії за відповідною формою

втрати стійкості для перерізу брутто

M_{Cr} - критичний згинальний момент у пружній стадії для втрати стійкості плоскої форми згину

A.5 Навантажувальні ефекти

N_{Ed} - розрахункове осьове зусилля

M_{Ed} - розрахунковий згинальний момент

$M_{y,Ed}$ - розрахунковий згинальний момент відносно осі у-у

$M_{z,Ed}$ - розрахунковий згинальний момент відносно осі z-z

V_{Ed} - розрахункове перерізує зусилля

L_c - відстань між розкріпленнями із площини

A.6 Несуча здатність перерізів, елементів та з'єднань

Позначення для загального випадку несучої здатності поперечних перерізів

$N_{t,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на розтяг

$N_{pl,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на осьове зусилля розтягу для перерізу брутто

$N_{u,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на осьове зусилля розтягу для перерізу нетто з отворами

$N_{c,Rd}$ - розрахункова несуча здатність при осьовому стиску

$M_{c,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на згин відносно однієї головної осі перерізу (відповідно $M_{c,y,Rd}$; $M_{c,z,Rd}$)

$V_{c,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на зріз

$V_{pl,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на зріз у пластичній стадії

Позначення для несучої здатності елементів

$M_{b,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на стійкість при згині

Позначення для несучої здатності одноболтових з'єднань

$F_{b,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на зминання основного металу в отворі під болтом

$F_{t,Rd}$ - розрахункова несуча здатність болта на розтяг

$F_{v,Rd}$ - розрахункова несуча здатність болта на зріз

A.7 Коефіцієнти використання

α_{CT} - коефіцієнт запасу надійності за стійкістю, який дорівнює числу, на яке необхідно множити прикладені розрахункові навантаження, щоб досягти загальної втрати стійкості

A.8 Часткові коефіцієнти надійності для несучої здатності

γ_{M0} - частковий коефіцієнт для визначення несучої здатності за міцністю незалежно від класу перерізу

γ_{M1} - частковий коефіцієнт для визначення несучої здатності за стійкістю

γ_{M2} - частковий коефіцієнт для визначення несучої здатності за межею міцності

ДОДАТОК 2 (В)

КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ СПОЛУЧЕНЬ НАВАНТАЖЕНЬ

Таблиця В.1. Частинні коефіцієнти надійності, коефіцієнти сполучення навантажень та коефіцієнти пониження для граничних станів за несучою здатністю (перша група граничних станів) EQU, STR та GEO						
Формула	Несприятливі постійні навантаження		Несприятливі перемінні навантаження			
	Власна вага		Корисні навантаження наперекриття		Вітрові або снігові навантаження	
EQU Формула (1.8)	$\gamma_{G,j.sup}$	= 1.10	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5	$\gamma_{Q,iy}\psi_{0,i}$	= 1.4 × 0.6 = 0.84
	$\gamma_{G,j.sup}$	= 1.10	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= 1.4 × 0.7 = 0.98**	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5
GEO Формула (1.8)	$\gamma_{G,j.sup}$	= 1.00	$\gamma_{Q,1}$	= 1.3	$\gamma_{Q,iy}\psi_{0,i}$	= 1.3 × 0.6 = 0.78
	$\gamma_{G,j.sup}$	= 1.00	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= 1.3 × 0.7 = 0.91**	$\gamma_{Q,1}$	= 1.3
STR/GEO Формула (1.9)*	$\gamma_{G,j.sup}$	= 1.35	$\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}$	= 1.5 × 0.7 = 1.05**	$\gamma_{Q,iy}\psi_{0,i}$	= 1.5 × 0.6 = 0.9
	$\gamma_{G,j.sup}$	= 1.35	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= 1.5 × 0.7 = 1.05**	$\gamma_{Q,1y}\psi_{0,1}$	= 1.5 × 0.6 = 0.9
STR/GEO Формула (1.10b)	$\xi\gamma_{G,j.sup}$	= 0.85 × 1.35 = 1.15	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5	$\gamma_{Q,iy}\psi_{0,i}$	= 1.5 × 0.6 = 0.9
	$\xi\gamma_{G,j.sup}$	= 0.85 × 1.35 = 1.15	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= 1.5 × 0.7 = 1.05**	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5

Примітки:

Усі вказані значення коефіцієнтів взяті із Національного додатку до ДСТУ-Н Б EN 1990.

Темніші клітинки вказують на «переважаюче перемінне навантаження».

Жирним шрифтом виділено «головні супутні перемінні навантаження».

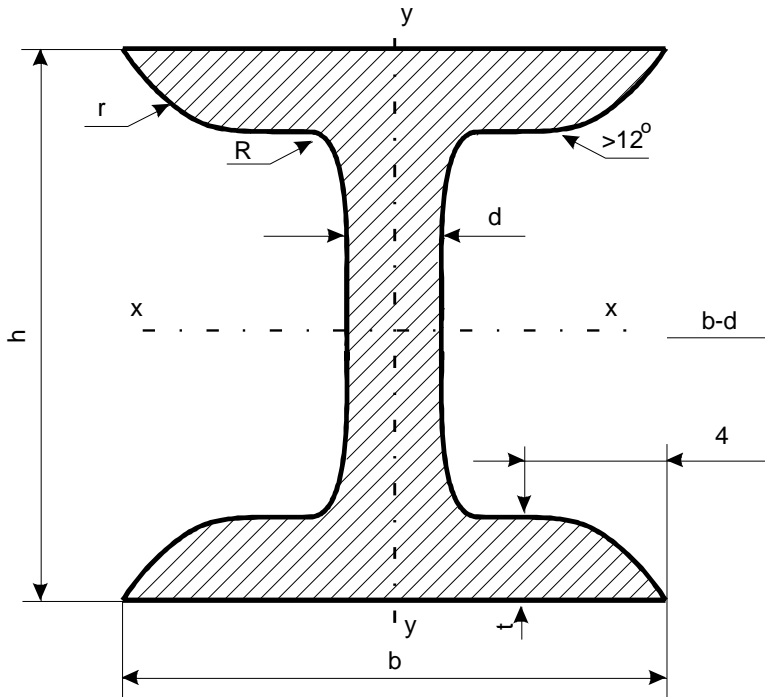
Решта змінних навантажень належить до «інших супутніх змінних навантажень».

* Для виразу 6.10a обидві його варіації мають однакові значення коефіцієнтів (коли кожне змінне навантаження по черзі приймається за головне супутнє), оскільки Національний ДСТУ-Н Б EN 1990 дає однакові значення для $\gamma_{Q,1}$ та $\gamma_{Q,i}$.

** Крім приміщень категорії E (складські площі), для яких $\psi_0=1.00$, відповідно $\gamma_{Q,iy}\psi_{0,i} = 1.5$.

ДОДАТОК 3 (С)

СОРТАМЕНТ ПРОКАТНОЇ СТАЛІ



Балки двотаврові (за ГОСТ 8239-72)

Позначення:

h – висота балки;
 J – момент інерції;
 b – ширина полиці;
 W – момент опору;
 d – товщина стінки;
 i – радіус інерції;
 t – середня товщина полиці;
 S – статичний момент пів перерізу.

Таблиця 1

Номер профілю	Розміри, мм				Площа перерізу, см^2	$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	Маса $l_m, \text{кг}$
	h	b	d	t									
10	100	55	4.5	7.2	12	198	39.7	4.06	23.0	17.9	6.49	1.22	9.46
12	120	64	4.8	7.3	14.7	350	58.4	4.88	33.7	27.9	8.72	1.38	11.5
14	140	73	4.9	7.5	17.4	572	81.7	5.73	46.8	41.9	11.5	1.55	13.7
16	160	81	5	7.8	20.2	873	109	6.57	62.3	58.6	14.5	1.7	15.9
18	180	90	5.1	8.1	23.4	1290	143	7.42	81.4	82.6	18.4	1.88	18.4
18a	180	100	5.1	8.3	25.4	1430	159	7.51	89.8	114	22.8	2.12	19.9
20	200	100	5.2	8.4	26.8	1840	184	8.28	104	115	23.1	2.07	21
20a	200	110	5.2	8.6	28.9	2030	203	8.37	114	155	28.2	2.32	22.7
22	220	110	5.4	8.7	30.6	2550	232	9.13	131	157	28.6	2.27	24
22a	220	120	5.4	8.9	32.8	2790	254	9.22	143	206	34.3	2.5	25.8
24	240	115	5.6	9.5	34.8	3460	289	9.97	163	198	34.5	2.37	27.3
24a	240	125	5.6	9.8	37.5	3800	317	10.1	178	260	41.6	2.63	29.4
27	270	125	6	9.8	40.2	5010	371	11.2	210	260	41.5	2.54	31.5
27a	270	135	6	10.2	43.2	5500	407	11.3	229	337	50	2.80	33.9
30	300	135	6.5	10.2	46.5	7080	472	12.3	268	337	49.9	2.69	36.5
30a	300	145	6.5	10.7	49.9	7780	518	12.5	292	436	60.1	2.95	39.2
33	330	140	7	11.2	53.8	9840	597	13.5	339	419	59.9	2.79	42.2
36	360	145	7.5	12.3	61.9	13380	743	14.7	423	516	71.1	2.89	48.6
40	400	155	8.3	13	72.6	19062	953	16.2	545	667	86.1	3.03	57
45	450	160	9	14.2	84.7	27696	1231	18.1	708	808	101	3.09	66.5
50	500	170	10	15.2	100	39727	1589	19.9	919	1043	123	3.23	78.5
55	550	180	11	16.5	118	55962	2035	21.8	1181	1356	151	3.39	92.6
60	600	190	12	17.8	138	76806	2560	23.6	1491	1725	182	3.54	108

ДОДАТОК 4

Коефіцієнт φ для сталі з межею текучості f_y МПа

λ	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982	0,981	0,980	0,979	0,978	0,977	0,977
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949	0,946	0,943	0,941	0,938	0,936	0,934
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905	0,900	0,895	0,891	0,887	0,883	0,879
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,863	0,854	0,846	0,839	0,832	0,825	0,820	0,814
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796	0,785	0,775	0,764	0,746	0,729	0,712
60	0,827	0,805	0,785	0,766	0,749	0,721	0,696	0,672	0,650	0,628	0,608	0,588
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623	0,595	0,568	0,542	0,518	0,494	0,470
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532	0,501	0,471	0,442	0,414	0,386	0,359
90	0,665	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447	0,413	0,380	0,349	0,326	0,305	0,287
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369	0,335	0,309	0,286	0,267	0,250	0,235
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306	0,280	0,258	0,239	0,223	0,209	0,197
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,260	0,237	0,219	0,203	0,190	0,178	0,167
130	0,425	0,364	0,313	0,276	0,247	0,223	0,204	0,189	0,175	0,163	0,153	0,145
140	0,376	0,315	0,272	0,240	0,215	0,195	0,178	0,164	0,153	0,143	0,134	0,126
150	0,328	0,276	0,239	0,211	0,189	0,171	0,157	0,145	0,134	0,126	0,118	0,111
160	0,290	0,244	0,212	0,187	0,167	0,152	0,139	0,129	0,120	0,112	0,105	0,099
170	0,259	0,218	0,189	0,167	0,150	0,136	0,125	0,115	0,107	0,100	0,094	0,089
180	0,233	0,196	0,170	0,150	0,135	0,123	0,112	0,104	0,097	0,091	0,085	0,081
190	0,210	0,177	0,154	0,136	0,122	0,111	0,102	0,094	0,088	0,082	0,077	0,073
200	0,191	0,161	0,140	0,124	0,111	0,101	0,093	0,086	0,080	0,075	0,071	0,067
210	0,174	0,147	0,128	0,113	0,102	0,093	0,085	0,079	0,074	0,069	0,065	0,062
220	0,160	0,135	0,118	0,104	0,094	0,086	0,077	0,073	0,068	0,064	0,060	0,057

ДОДАТОК 5.

Таблиця критичної температури $\Theta_{a,cr}$ для значень ступеня використання конструкції $-\mu_0$

μ_0	$\Theta_{a,cr}$	μ_0	$\Theta_{a,cr}$	μ_0	$\Theta_{a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

ДОДАТОК 6.

Таблиця коефіцієнтів зниження показників механічних характеристик вуглецевої сталі за підвищеної температури.

Температура сталі Steel Temperature θ_a	Коефіцієнти зниження за температури θ_a відносно значення f_y або E_a для 20 °C Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_a at 20 °C		
	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) для розрахункової границі текучості Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) для границі пропорційності Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно E_a) для нахилу лінійної пружної ділянки Reduction factor (relative to E_a) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

Примітка. Для проміжних значень температури сталі може бути застосована лінійна інтерполяція.
Note: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

ДОДАТОК 7.

Таблиця визначення усередненої температури в перерізі сталевій конструкції від 15 до 60 хв, враховуючи коефіцієнт перерізу A_m/V

Коефіцієнт перерізу $[A_m/V]_{sh}$	Температура сталевих елементів, °С				Коефіцієнт перерізу $[A_m/V]_{sh}$	Температура сталевих елементів, °С			
	15 хвилин	30 хвилин	45 хвилин	60 хвилин		15 хвилин	30 хвилин	45 хвилин	60 хвилин
10	113	255	406	545	130	620	801	894	940
20	193	428	625	735	140	634	809	895	940
30	264	551	727	831	150	645	814	895	941
40	327	634	759	899	160	655	819	896	941
50	382	689	813	922	170	664	822	896	941
60	430	720	850	931	180	671	825	897	942
70	472	734	870	934	190	677	827	897	942
80	508	741	881	936	200	682	828	897	942
90	538	752	886	937	250	700	833	898	943
100	564	766	890	938	300	708	835	899	943
110	586	780	891	939	350	714	836	900	944
120	604	792	893	939	400	717	837	900	944

РЕГЛАМЕНТ РОБІТ З ВОГНЕЗАХИСТУ

Вогнезахисний матеріал (фарба з реактивною властивістю на водній основі)
«PROMAPAINТ SC3» для сталевих будівельних конструкцій

Таблиця 4. Балки. Товщина покриття для класу вогнестійкості R 60

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ , мм	Коефіцієнт перерізу, λ , м ⁻¹	Клас вогнестійкості R 60								
		Мінімальна товщина покриву, за якої температура нижча від проектної, мм								
15,15	66	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
14,29	70	1,902	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
13,33	75	1,975	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
12,50	80	2,044	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
11,76	85	2,111	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
11,11	90	2,174	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
10,53	95	2,235	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
10,00	100	2,293	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
9,52	105	2,349	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
9,09	110	2,402	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
8,70	115	2,454	1,871	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
8,33	120	2,503	1,913	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
8,00	125	2,551	1,953	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
7,69	130	2,597	1,992	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
7,41	135	2,641	2,029	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
7,14	140	2,684	2,066	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
6,90	145	2,725	2,101	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
6,67	150	2,765	2,135	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
6,45	155	2,804	2,168	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
6,25	160	2,841	2,199	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
6,06	165	2,877	2,230	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,88	170	2,911	2,260	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,71	175	2,945	2,289	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,56	180	2,978	2,318	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,41	185	3,009	2,345	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,26	190	3,040	2,372	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,13	195	3,070	2,397	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
5,00	200	3,099	2,423	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,88	205	3,127	2,447	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,76	210	3,154	2,471	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,65	215	3,181	2,494	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,55	220	3,206	2,517	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,44	225	3,231	2,539	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,35	230	3,256	2,560	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,26	235	3,280	2,581	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,17	240	3,303	2,601	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,08	245	3,325	2,621	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
4,00	250	3,347	2,641	1,851	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,92	255	3,369	2,660	1,866	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,85	260	3,389	2,678	1,881	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,77	265	3,410	2,696	1,895	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,70	270	3,430	2,714	1,909	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,64	275	3,449	2,731	1,922	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,57	280	3,468	2,748	1,936	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,51	285	3,486	2,764	1,949	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,45	290	3,504	2,780	1,962	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,39	295	3,522	2,796	1,974	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,33	300	3,539	2,811	1,987	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,28	305	3,556	2,826	1,999	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,23	310	3,573	2,841	2,010	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,17	315	3,589	2,856	2,022	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,13	320	3,604	2,870	2,033	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,08	325	3,620	2,884	2,044	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
3,03	330	3,635	2,897	2,055	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
2,99	335	3,650	2,910	2,066	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
2,94	340	3,664	2,923	2,076	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845
2,92	342	3,669	2,928	2,080	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845	1,845

РЕГЛАМЕНТ РОБІТ З ВОГНЕЗАХИСТУ

Вогнезахисний матеріал (фарба з реактивною властивістю на водній основі)
«PROMAPAINТ SC3» для сталевих будівельних конструкцій

Таблиця 8. Колони. Товщина покриття для класу вогнестійкості R 60

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ , мм	Коефіцієнт перерізу, Am/V , м ⁻¹	Клас вогнестійкості R 60								
		Мінімальна товщина покриву, за якої температура нижча відпроектної, мм								
14,08	71	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
13,33	75	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
12,50	80	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
11,76	85	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
11,11	90	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
10,53	95	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
10,00	100	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
9,52	105	2.005	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
9,09	110	2.103	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
8,70	115	2.195	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
8,33	120	2.281	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
8,00	125	2.363	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
7,69	130	2.440	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
7,41	135	2.513	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
7,14	140	2.582	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,90	145	2.648	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,67	150	2.711	1.979	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,45	155	2.770	2.038	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,25	160	2.827	2.094	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,06	165	2.881	2.147	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,88	170	2.933	2.199	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,71	175	2.982	2.248	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,56	180	3.030	2.295	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,41	185	3.075	2.340	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,26	190	3.119	2.334	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,13	195	3.160	2.426	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
5,00	200	3.200	2.466	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,88	205	3.239	2.505	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,76	210	3.276	2.543	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,65	215	3.312	2.579	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,55	220	3.346	2.614	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,44	225	3.379	2.647	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,35	230	3.411	2.680	1.970	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,26	235	3.442	2.711	2.001	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,17	240	3.472	2.742	2.031	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,08	245	3.501	2.771	2.060	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
4,00	250	3.529	2.800	2.088	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,92	255	3.556	2.828	2.116	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,85	260	3.582	2.854	2.142	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,77	265	3.607	2.880	2.168	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,70	270	3.632	2.906	2.193	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,64	275	3.656	2.930	2.218	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,57	280	3.679	2.954	2.241	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,51	285	3.701	2.977	2.265	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,45	290	3.723	3.000	2.287	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,39	295	3.744	3.022	2.309	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,33	300	3.764	3.043	2.330	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,28	305	3.784	3.063	2.351	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,23	310	3.804	3.034	2.371	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,17	315	3.823	3.103	2.391	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,13	320	3.341	3.122	2.410	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,08	325	3.359	3.141	2.429	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
3,03	330	3.376	3.159	2.447	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
2,99	335	3.393	3.177	2.465	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
2,94	340	3.910	3.194	2.482	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
2,92	345	3.926	3.211	2.499	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
2,89	346	3.930	3.216	2.504	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951

РЕГЛАМЕНТ РОБІТ З ВОГНЕЗАХИСТУ

Вогнезахисний матеріал (фарба з реактивною властивістю на водній основі)
«PROMAPAINТ SC3» для сталевих будівельних конструкцій

Таблиця 9. Колони. Товщина покриття для класу вогнестійкості R 90

Проектна температура, °C		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ , мм	Коефіцієнт перерізу, $\Delta t/V$, м ⁻¹	Клас вогнестійкості R 90								
		Мінімальна товщина покриву, за якої температура нижча відпроектної, мм								
14,08	71	2.773	2.029	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
13,33	75	2.953	2.200	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
12,50	80	3.146	2.383	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
11,76	85	3.324	2.555	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
11,11	90	3.491	2.715	2.027	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
10,53	95	3.646	2.866	2.170	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
10,00	100	3.790	3.008	2.305	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
9,52	105	3.926	3.141	2.433	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
9,09	110	4.054	3.267	2.554	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
8,70	115	4.174	3.336	2.670	2.012	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
8,33	120	4.287	3.499	2.779	2.116	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
8,00	125	4.393	3.605	2.883	2.216	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
7,69	130	4.494	3.707	2.983	2.311	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
7,41	135	4.589	3.803	3.077	2.402	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
7,14	140	4.680	3.895	3.163	2.489	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,90	145	4.766	3.932	3.255	2.573	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
6,67	150	4.848	4.066	3.337	2.653	2.016	1.951	1.951	1.951	1.951
6,45	155	4.926	4.145	3.417	2.730	2.090	1.951	1.951	1.951	1.951
6,25	160	5.000	4.222	3.493	2.805	2.161	1.951	1.951	1.951	1.951
6,06	165	5.071	4.294	3.566	2.876	2.229	1.951	1.951	1.951	1.951
5,88	170	5.138	4.364	3.636	2.945	2.295	1.951	1.951	1.951	1.951
5,71	175	5.203	4.431	3.703	3.011	2.359	1.951	1.951	1.951	1.951
5,56	180	5.265	4.495	3.763	3.075	2.421	1.951	1.951	1.951	1.951
5,41	185	5.324	4.557	3.830	3.137	2.430	1.951	1.951	1.951	1.951
5,26	190	5.331	4.616	3.891	3.196	2.538	1.951	1.951	1.951	1.951
5,13	195	5.435	4.673	3.949	3.254	2.594	1.951	1.951	1.951	1.951
5,00	200	5.488	4.723	4.004	3.309	2.643	2.000	1.951	1.951	1.951
4,88	205	5.538	4.781	4.058	3.363	2.700	2.050	1.951	1.951	1.951
4,76	210	5.587	4.832	4.110	3.415	2.751	2.098	1.951	1.951	1.951
4,65	215	5.633	4.881	4.161	3.465	2.800	2.146	1.951	1.951	1.951
4,55	220	5.678	4.929	4.210	3.514	2.848	2.191	1.951	1.951	1.951
4,44	225	5.722	4.974	4.257	3.561	2.894	2.236	1.951	1.951	1.951
4,35	230	5.763	5.019	4.302	3.607	2.939	2.279	1.951	1.951	1.951
4,26	235	5.804	5.062	4.346	3.651	2.983	2.321	1.951	1.951	1.951
4,17	240	5.843	5.103	4.389	3.695	3.026	2.362	1.951	1.951	1.951
4,08	245	5.881	5.143	4.431	3.737	3.067	2.402	1.951	1.951	1.951
4,00	250	5.917	5.182	4.471	3.777	3.107	2.441	1.951	1.951	1.951
3,92	255	5.952	5.219	4.510	3.817	3.146	2.479	1.951	1.951	1.951
3,85	260	5.986	5.256	4.548	3.855	3.185	2.516	1.951	1.951	1.951
3,77	265	6.019	5.291	4.585	3.893	3.222	2.552	1.951	1.951	1.951
3,70	270	6.051	5.326	4.620	3.929	3.258	2.587	1.951	1.951	1.951
3,64	275	6.083	5.359	4.655	3.964	3.293	2.621	1.951	1.951	1.951
3,57	280	6.113	5.391	4.689	3.999	3.328	2.654	1.951	1.951	1.951
3,51	285	6.142	5.423	4.722	4.032	3.361	2.687	1.968	1.951	1.951
3,45	290	6.170	5.453	4.754	4.065	3.394	2.719	1.998	1.951	1.951
3,39	295	6.198	5.483	4.785	4.097	3.426	2.750	2.028	1.951	1.951
3,33	300	6.225	5.512	4.815	4.123	3.457	2.701	2.057	1.951	1.951
3,28	305	6.251	5.540	4.845	4.153	3.437	2.310	2.035	1.951	1.951
3,23	310	6.276	5.568	4.874	4.133	3.517	2.340	2.112	1.951	1.951
3,17	315	6.301	5.594	4.902	4.217	3.546	2.363	2.139	1.951	1.951
3,13	320	6.325	5.622	4.929	4.245	3.574	2.396	2.166	1.951	1.951
3,08	325	6.348	5.646	4.956	4.272	3.602	2.923	2.191	1.951	1.951
3,03	330	6.371	5.670	4.982	4.299	3.629	2.950	2.217	1.951	1.951
2,99	335	6.393	5.694	5.003	4.325	3.656	2.976	2.241	1.951	1.951
2,94	340	6.415	5.718	5.032	4.351	3.681	3.001	2.266	1.951	1.951
2,92	345	6.436	5.741	5.057	4.376	3.707	3.026	2.290	1.951	1.951
2,89	346	6.441	5.747	5.063	4.383	3.714	3.033	2.296	1.951	1.951

РЕГЛАМЕНТ РОБІТ З ВОГНЕЗАХИСТУ

Вогнезахисний матеріал (фарба з реактивною властивістю на водній основі)
«PROMAPAINТ SC3» для сталевих будівельних конструкцій

Таблиця 10. Колони. Товщина покриття для класу вогнестійкості R 120

Проектна температура, °С		350	400	450	500	550	600	650	700	750
Зведена товщина, δ , мм	Коефіцієнт перерізу, Am/V , м ⁻¹	Клас вогнестійкості R 120								
		Мінімальна товщина покриву, за якої температура нижча відпроектної, мм								
14,08	71	4.423	3.577	2.846	2.207	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
13,33	75	4.646	3.793	3.052	2.399	1.951	1.951	1.951	1.951	1.951
12,50	80	4.884	4.025	3.274	2.609	2.024	1.951	1.951	1.951	1.951
11,76	85	5.104	4.241	3.483	2.807	2.210	1.951	1.951	1.951	1.951
11,11	90	5.309	4.444	3.680	2.995	2.387	1.951	1.951	1.951	1.951
10,53	95	5.501	4.635	3.865	3.173	2.555	1.985	1.951	1.951	1.951
10,00	100	5.680	4.814	4.041	3.342	2.716	2.136	1.951	1.951	1.951
9,52	105	5.847	4.933	4.207	3.503	2.370	2.231	1.951	1.951	1.951
9,09	110	6.005	5.142	4.365	3.656	3.017	2.420	1.951	1.951	1.951
8,70	115	6.153	5.293	4.514	3.302	3.157	2.553	1.951	1.951	1.951
8,33	120	6.292	5.435	4.657	3.942	3.292	2.681	2.063	1.951	1.951
8,00	125	6.424	5.570	4.792	4.075	3.421	2.804	2.133	1.951	1.951
7,69	130	6.548	5.698	4.921	4.202	3.545	2.923	2.294	1.951	1.951
7,41	135	6.666	5.820	5.044	4.324	3.664	3.037	2.402	1.951	1.951
7,14	140	6.778	5.936	5.162	4.441	3.778	3.147	2.505	1.951	1.951
6,90	145	-	6.047	5.274	4.553	3.888	3.254	2.606	1.951	1.951
6,67	150	-	6.152	5.382	4.661	3.994	3.356	2.703	2.020	1.951
6,45	155	-	6.253	5.485	4.764	4.096	3.455	2.797	2.106	1.951
6,25	160	-	6.349	5.583	4.863	4.194	3.551	2.888	2.191	1.951
6,06	165	-	6.442	5.678	4.959	4.289	3.643	2.976	2.272	1.951
5,88	170	-	6.530	5.769	5.051	4.381	3.733	3.062	2.351	1.951
5,71	175	-	6.614	5.357	5.140	4.469	3.320	3.145	2.429	1.951
5,56	180	-	6.696	5.941	5.225	4.555	3.904	3.225	2.504	1.951
5,41	185	-	6.774	6.022	5.305	4.637	3.935	3.303	2.577	1.951
5,26	190	-	6.849	6.100	5.387	4.717	4.064	3.379	2.648	1.975
5,13	195	-	-	6.175	5.464	4.794	4.140	3.453	2.717	2.033
5,00	200	-	-	6.248	5.538	4.869	4.215	3.525	2.784	2.101
4,88	205	-	-	6.318	5.610	4.942	4.287	3.595	2.850	2.162
4,76	210	-	-	6.385	5.680	5.012	4.357	3.663	2.914	2.221
4,65	215	-	-	6.451	5.747	5.081	4.425	3.729	2.976	2.279
4,55	220	-	-	6.514	5.812	5.147	4.491	3.793	3.037	2.336
4,44	225	-	-	6.575	5.876	5.211	4.555	3.856	3.097	2.391
4,35	230	-	-	6.634	5.937	5.274	4.618	3.917	3.155	2.445
4,26	235	-	-	6.692	5.997	5.334	4.679	3.977	3.211	2.498
4,17	240	-	-	6.747	6.054	5.393	4.733	4.035	3.266	2.550
4,08	245	-	-	6.801	6.110	5.451	4.796	4.092	3.320	2.602
4,00	250	-	-	6.853	6.165	5.507	4.352	4.147	3.373	2.650
3,92	255	-	-	-	6.218	5.561	4.907	4.201	3.425	2.693
3,85	260	-	-	-	6.269	5.614	4.960	4.253	3.475	2.746
3,77	265	-	-	-	6.319	5.665	5.012	4.305	3.524	2.792
3,70	270	-	-	-	6.368	5.715	5.063	4.355	3.572	2.838
3,64	275	-	-	-	6.415	5.764	5.113	4.404	3.619	2.882
3,57	280	-	-	-	6.461	5.812	5.161	4.452	3.666	2.926
3,51	285	-	-	-	6.506	5.858	5.208	4.499	3.711	2.969
3,45	290	-	-	-	6.550	5.904	5.254	4.545	3.755	3.011
3,39	295	-	-	-	6.593	5.948	5.299	4.590	3.793	3.052
3,33	300	-	-	-	6.634	5.991	5.343	4.634	3.840	3.092
3,28	305	-	-	-	6.675	6.033	5.337	4.676	3.332	3.131
3,23	310	-	-	-	6.714	6.075	5.429	4.719	3.923	3.170
3,17	315	-	-	-	6.753	6.115	5.470	4.760	3.962	3.203
3,13	320	-	-	-	6.791	6.154	5.510	4.300	4.001	3.246
3,08	325	-	-	-	6.827	6.192	5.549	4.839	4.040	3.282
3,03	330	-	-	-	-	6.230	5.588	4.878	4.077	3.318
2,99	335	-	-	-	-	6.267	5.626	4.916	4.114	3.353
2,94	340	-	-	-	-	6.303	5.663	4.953	4.150	3.388
2,92	345	-	-	-	-	6.338	5.699	4.989	4.186	3.422
2,89	346	-	-	-	-	6.347	5.709	4.999	4.195	3.431

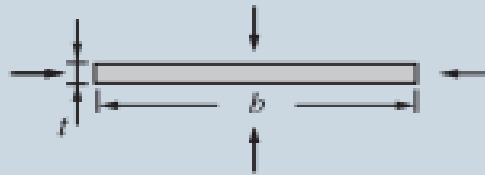
ДОДАТОК 9

Коефіцієнт перерізу незахищеної сталевій конструкції A_m/V (профільний коефіцієнт перерізу)

Плоский переріз, що піддається впливу пожежі з усіх сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{(b+t)}{b \cdot t},$$

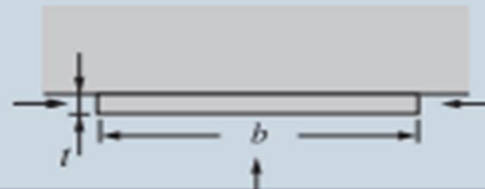
$$\text{при } t \ll b: \frac{A_m}{V} \approx \frac{2}{t}$$



Плоский переріз, що піддається впливу пожежі з трьох сторін:

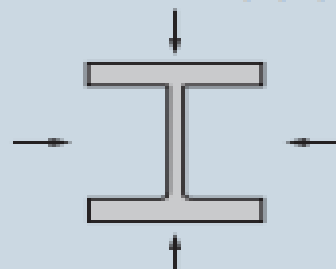
$$\frac{A_m}{V} = \frac{(b+2t)}{b \cdot t},$$

$$\text{при } t \ll b: \frac{A_m}{V} \approx \frac{1}{t}$$



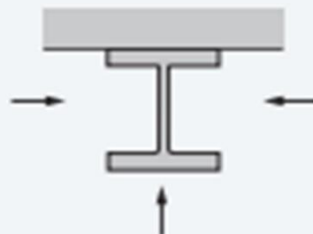
Відкритий переріз, що піддається дії вогню з усіх сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{периметр}}{\text{площа перерізу}}$$



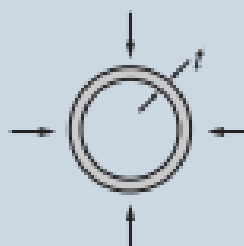
Відкритий переріз, що піддається дії вогню з трьох сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{поверхня, що зазнає вогневого впливу}}{\text{площа перерізу}}$$



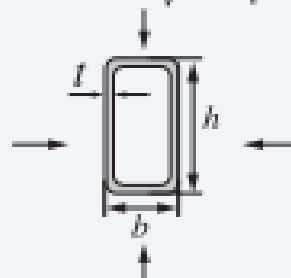
Трубчастий переріз, що піддається дії вогню з усіх сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{l}{t}$$



Замкнений переріз, або зварний коробчастий переріз із однаковою товщиною стінок, що піддається дії вогню з усіх сторін:

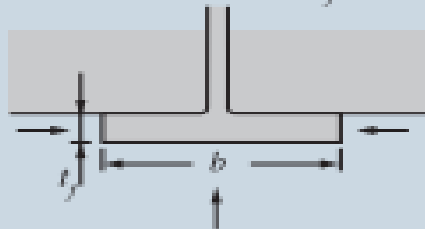
$$\text{при } t \ll b: \frac{A_m}{V} \approx \frac{l}{t}$$



Двотавровий переріз, що піддається дії вогню з трьох сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{(b+2t_f)}{(b \cdot t_f)}$$

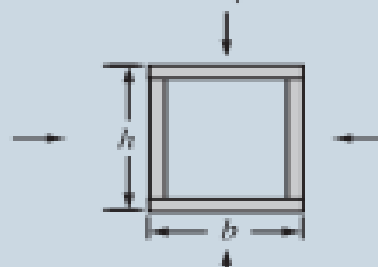
при $t \ll b$: $\frac{A_m}{V} \approx \frac{1}{t_f}$



Зварний коробчастий переріз, що піддається дії вогню з усіх сторін:

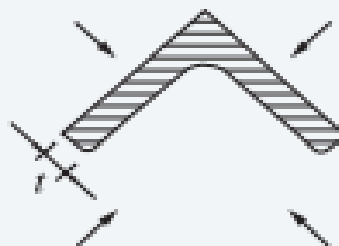
$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{площа перерізу}}$$

при $t \ll b$: $\frac{A_m}{V} \approx \frac{1}{t}$



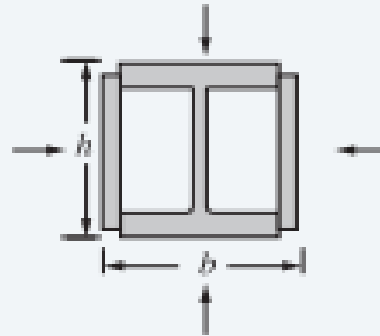
Кутиковий переріз, що піддається дії вогню з усіх сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2}{t}$$




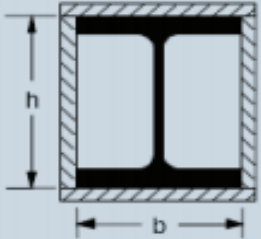
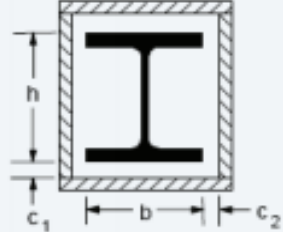
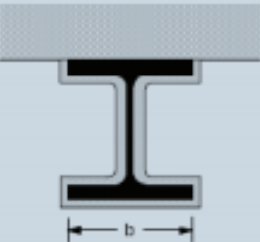
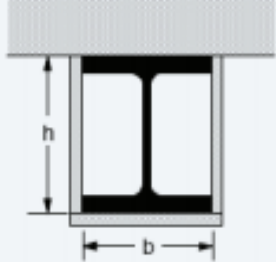
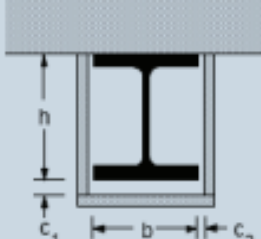
Двотавровий переріз із бічним підсиленням,
що піддається дії вогню з усіх сторін:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{площа перерізу}}$$



ДОДАТОК 10

Коефіцієнт перерізу сталевих конструкцій, вкритих вогнезахисним матеріалом

Схематичне креслення	Опис конструкції	Коефіцієнт перерізу (A_v/V)
	Зовнішнє контурне облицювання однакової товщини	$\frac{\text{периметр сталеві конструкції}}{\text{площа поперечного перерізу сталеві конструкції}}$
	Порожнисте облицювання рівномірної товщини	$\frac{2(b + h)}{\text{площа поперечного перерізу сталеві конструкції}}$
	Порожнисте облицювання однакової товщини	$\frac{2(b + h)}{\text{площа поперечного перерізу сталеві конструкції}}$ $c_1 \text{ и } c_2 < h/4$
	Облицювання однакової товщини по контуру, пожежі дія вогню із трьох сторін периметра сталеві конструкції	$\frac{\text{периметр сталеві конструкції} - b}{\text{площа поперечного перерізу сталеві конструкції}}$
	Порожнисте облицювання однакової товщини, дія вогню із трьох сторін	$\frac{2h + b}{\text{площа поперечного перерізу сталеві конструкції}}$ $c_1 \text{ и } c_2 < h/4$
	Порожнисте облицювання однакової товщини, дія вогню із трьох сторін	$\frac{2h + b}{\text{площа поперечного перерізу сталеві конструкції}}$ $c_1 \text{ и } c_2 < h/4$

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ EN 10025-1:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.1 Технічні умови постачання (EN 10025-1:2004, IDT);
2. ДСТУ EN 10025-2:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.2 Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2004, IDT);
3. ДСТУ EN 10025-3:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.3 Технічні умови постачання зварюваних конструкційних, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT);
4. ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.4 Технічні умови постачання термомеханічнооброблених зварюваних дрібнозернистих сталей (EN 10025-4:2004, IDT);
5. ДСТУ EN 10025-5:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.5 Технічні умови постачання конструкційних сталей з підвищеною тривкістю до атмосферної корозії (із додаванням міді, хрому, нікелю, молібдену), EN 10025-5:2004, IDT);
6. ДСТУ EN 10025-6:2007 Вироби гарячекатані із конструкційної сталі. Ч.6 Технічні умови постачання плоских з конструкційної сталі з високою межею плинності у загартованому та відпущеному стані (EN 10025-6:2004, IDT);
7. ДСТУ EN 10210-1:2009 Профілі порожнисті гарячого оброблення з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Ч.1 Технічні умови постачання (EN 10210-1:2006, IDT);
8. ДСТУ EN 10219-1:2009 Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Ч.1 Технічні умови постачання (EN 10219-1:2006, IDT);
9. А. С. Білик, Е. А. Ковалевська Розрахунок сталевих конструкцій будівель відповідно до Єврокоду 3 та національних додатків України. Посібник до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010, Київ, УЦСБ, 2017, 231с.;
10. К. Ф. Калафат, А. С. Білик, М. А. Біляєв, Е. А. Ковалевська Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3. Практичний посібник до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010, Київ, УЦСБ, 2016, 79с.;
11. 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);
12. 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);
13. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Розрахунок з'єднань (EN 1993-1-8:2005, IDT);

14. EN 1991 Єврокод1: Дії на конструкції. Ч 1-2 Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2: 2010, IDT);
15. ДСТУ Б В.1.1-17 Захист від пожежі. Вогнезахисні покриття для будівельних несучих металевих конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності (ENV 13381-4:2002, NEQ);
16. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції;
17. ДБН В.1.2-3:2006 Прогини та переміщення;
18. ДБН В.1.1-7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
19. Т. Леннон, Д.Б. Мур, Ю. К. Ван, К. Г. Бейли Руководство для проектировщиков к EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 и 1994-1-2: справочник по проектированию противопожарной защиты стальных, сталежелезобетонных и бетонных конструкций зданий и сооружений в соответствии с Еврокодами;