



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 4
ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 1-2. Загальні правила
Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
(EN 1994-1-2:2005, IDT)

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:201X

(Проект, перша редакція)

ПЕРЕДМОВА

1 ВНЕСЕНО: Державне підприємство “Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”

ПЕРЕКЛАД І НАУКОВО-ТЕХНІЧНЕ РЕДАГУВАННЯ:

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»:

П. Бакін; Т. Мірошник; Ю. Немчинов, докт. техн. наук; **В. Поклонський**, канд. техн. наук (науковий керівник); **Р. Расюк; В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **О. Фесенко**.

Український науково-дослідний інститут цивільного захисту МНС України:

В. Ковалишин, канд. техн. наук; **Л. Нефедченко; С. Новак**, канд. техн. наук;

Інститут технічної теплофізики Національної академії наук України:

П. Круковський, доктор техн. наук

Інститут державного управління у сфері цивільного захисту МНС України:

С. Поздєєв, канд. техн. наук

Харківський державний технічний університет будівництва і архітектури:

С. Фомін, доктор техн. наук

Національний університет «Львівська політехніка»

Б. Демчина, доктор техн. наук; **Т. Шналь**, канд. техн. наук

Департамент пожежної безпеки при Державній інспекції техногенної безпеки України

О. Євсєєнко, С. Мусійчук, В. Сокол, О. Гладишко

Донецька національна академія будівництва і архітектури:

В. Корсун, доктор техн. наук

Одеський національний морський університет:

С. Клованіч, доктор техн. наук

Східноукраїнський національний університет імені Володимира Даля:

Б. Дохняк, канд. техн. наук

2 НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Мінрегіону України від _____ № ____ з

3 Національний стандарт відповідає EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design (Єврокод 4 – Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок на вогнестійкість) з технічною поправкою EN 1994-1-2:2005/AC:2008

Ступінь відповідності – ідентичний (IDT)

Переклад з англійської (en)

Цей стандарт видано з дозволу CEN

4 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

**Право власності на цей документ належить державі.
Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений, тиражований
і розповсюджений як офіційне видання без дозволу
Міністерства регіонального розвитку, будівництва
та житлово-комунального господарства України**

©Мінрегіон України, 201X

ЗМІСТ

	С.
Національний вступ.....	V
Вступ.....	VI
Основи програми Єврокодів.....	1
Статус та сфера застосування Єврокодів.....	2
Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди.....	4
Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (ЕНи і ЕТАи) для виробів	4
Додаткова інформація стосовно EN 1994-1-2.....	5
Національний Додаток до EN 1994-1-2.....	8
1. Загальні положення.....	10
1.1 Сфера застосування.....	10
1.2 Нормативні посилання.....	14
1.3 Передумови.....	17
1.4 Відмінність між принципами та правилами застосування.....	17
1.5 Терміни та визначення понять.....	17
1.6 Позначки.....	19
2. Основи проектування.....	31
2.1 Вимоги.....	31
2.2 Впливи.....	33
2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалу.....	33
2.4 Методи перевірки.....	34
3. Властивості матеріалів.....	39
3.1 Загальні положення.....	39
3.2 Механічні властивості.....	39
3.3 Теплофізичні властивості.....	46
3.4 Густина.....	53
4. Методика розрахунку.....	55
4.1 Вступ.....	55
4.2 Табличні дані.....	58
4.3 Спрощені розрахункові моделі.....	68
4.4 Уточнені розрахункові моделі.....	88
5. Конструювання.....	91
5.1 Вступ.....	91
5.2 Балки.....	92
5.3 Колони.....	93
5.4 З'єднання між балками та колонами.....	94
Додаток А Співвідношення “напруження-деформації” для конструкційних сталей за підвищених температур.....	99
Додаток В Співвідношення “напруження-деформації” для бетону з силікатним заповнювачем за підвищених температур.....	102
Додаток С Співвідношення “напруження-деформації” із низхідною ділянкою нагрівання для бетону, що використовують для реальних пожеж та в уточнених розрахункових моделях.....	104
Додаток D Модель для розрахунку межі вогнестійкості незахищених плит, що зазнають вогневого впливу знизу за стандартним температурним режимом.....	106
Додаток Е Модель для розрахунку несучої здатності на згин опорного та прольотного перерізів сталевий балки спільно з бетонною плитою, що зазнає вогневого впливу знизу	115

Додаток F	Модель для розрахунку несучої здатності на згин опорного та прольотного перерізів частково облицьованої сталеві балки спільно з бетонною плитою, що зазнає вогневого впливу знизу за стандартним температурним режимом.....	121
Додаток G	Узагальнена модель для розрахунку вогнестійкості колон із частково облицьованими сталевими перерізами для згинання відносно слабкої осі, що зазнають вогневого впливу з усіх сторін за стандартним температурним режимом.....	129
Додаток H	Спрощена розрахункова модель для трубобетонних конструкцій, що зазнають вогневого впливу по периметру перерізу за стандартним температурним режимом.....	138
Додаток I	Розроблення та оцінка експериментальних моделей.....	144
Додаток HA	Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1994-1-2:2005.....	145
	Технічна поправка EN 1994-1-2:2005/AC:2008.....	147

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожним перекладом EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design (Єврокод 4 – Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок на вогнестійкість) з технічною поправкою EN 1994-1-2:2005/AC:2008.

EN 1994-1-2:2005 підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250, секретаріатом якого керує BSI.

До національного стандарту долучено англomовний текст.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:201X «Єврокод 4 – Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні положення – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1994-1-2:2005, IDT)», викладена українською мовою.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-2009 «СНБ. Основні положення» цей стандарт відноситься до комплексу В.2.6 «Конструкції будинків і споруд».

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству України.

Технічний комітет, що відповідальний за цей стандарт – ТК 304 «Захист будівель та споруд».

Науково-технічна організація, що відповідальна за цей стандарт – ДП НДІБК.

До цього стандарту внесено такі редакційні зміни:

- структурні елементи стандарту: «Обкладинка», «Титульна сторінка», «Передмова», «Національний вступ», «Зміст» та «Бібліографічні дані» – оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;

- крапку замінено на кому як вказівник десяткових знаків.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1994-1-2:2005, разом з технічною поправкою наведено в додатку НА.

Копії європейських стандартів, неприйнятих як національні стандарти, на які є посилання в EN 1994-1-2:2005, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

Технічна поправка EN 1994-1-2:2005/AC:2008 до EN 1994-1-2:2005 наведена в кінці ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:201X після Додатку НА.

Вступ

Цей європейський стандарт EN 1994-1-2:2005 «Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій: Частина 1-2: Загальні положення – Розрахунок на вогнестійкість» підготовлений Технічним комітетом CEN/TC 250 “Будівельні Єврокоди”, секретаріат якого утримується BSI.

CEN/TC 250 відповідальний за всі Будівельні Єврокоди.

Цьому стандарту буде надано національний статус опублікуванням ідентичного тексту або ухваленням не пізніше лютого 2006 р., а національні стандарти, що мають з ним розбіжності, будуть вилучені не пізніше березня 2010 р.

Цей стандарт замінює ENV 1994-1-2:1994.

Згідно з внутрішніми постановами CEN-CENELEC цей стандарт зобов’язані впровадити національні організації зі стандартизації таких країн: Австрії, Бельгії, Кіпру, Республіки Чехія, Данії, Естонії, Фінляндії, Франції, Німеччини, Греції, Угорщини, Ісландії, Ірландії, Італії, Латвії, Литви, Люксембургу, Мальти, Нідерландів, Норвегії, Польщі, Португалії, Словаччини, Словенії, Іспанії, Швеції, Швейцарії та Об’єднаного Королівства.

Foreword

This European Standard EN 1994-1-2:2005, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design, has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 «Structural Eurocodes», the Secretariat of which is held by BSI.

CEN/TC250 is responsible for all Structural Eurocodes.

This European Standard shall be given the status of a National Standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by February 2006, and conflicting National Standards shall be withdrawn at latest by March 2010.

This Eurocode supersedes ENV 1994-1-2:1994.

According to the CEN-CENELEC Internal Regulations, the National Standard Organizations of the following countries are bound to implement this European Standard: Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 4 - ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ - Частина 1-2: Загальні правила - Розрахунок конструкцій на вогнестійкість

ЕВРОКОД 4 - ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ - Часть 1-2: Общие правила - Расчет конструкций на огнестойкость

EUROCODE 4 - DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES - Part 1-2: General rules - Structural fire design

Чинний від 201X-XX-XX

Основи програми Єврокодів

В 1975 році Комісія Європейської спільноти прийняла рішення щодо плану дій у сфері будівництва на підставі статті 95 Угоди. Метою плану дій було усунення технічних перешкод для торгівлі та узгодження технічних умов.

В межах цього плану дій Комісія почала впроваджувати систему узгоджених технічних правил для проектування будівель та споруд, що на першому етапі мали стати альтернативою чинним державним нормам держав-членів, а зрештою мали замінити їх.

Протягом п'ятнадцяти років Комісія за допомогою Постійного комітету, до складу якого входили представники держав-членів, розробляла програму Єврокодів, результатом чого стала публікація першого покоління Європейських норм у 80-х роках.

В 1989 році Комісія та держави-члени ЕУ (Європейської спільноти) і ЕФТА (Європейської асоціації вільної торгівлі), на підставі угоди¹ між Комісією та СЕН (Європейським комітетом зі стандартизації), вирішили передати підготовку та публікацію Єврокодів до СЕН за допомогою серії Мандатів, щоб у майбутньому надати

¹ Угода між Комісією Європейських Спільнот і Європейським комітетом стандартизації (СЕН) щодо роботи над Єврокодами для проектування будівель та споруд (BC/CEN/03/89).

Background of the Eurocode programme

In 1975, the Commission of the European Community decided on an action programme in the field of construction, based on article 95 of the Treaty. The objective of the programme was the elimination of technical obstacles to trade and the harmonization of technical specifications.

Within this action programme, the Commission took the initiative to establish a set of harmonized technical rules for the design of construction works which, in a first stage, would serve as an alternative to the national rules in force in the Member States and, ultimately, would replace them.

For fifteen years, the Commission, with the help of a Steering Committee with Representatives of Member States, conducted the development of the Eurocodes programme, which led to the first generation of European codes in the 1980's.

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and EFTA decided, on the basis of an agreement¹ between the Commission and CEN, to transfer the preparation and the publication of the Eurocodes to CEN through a series of Mandates, in order to provide them with

¹ Agreement between the Commission of the European Communities and the European Committee for Standardisation (CEN) concerning the work on EUROCODES for the design of building and civil engineering works (BC/CEN/03/89).

Єврокодам статус Європейського стандарту (EN). Це фактично пов'язує Єврокоди з положеннями Директив Ради та/або рішень Комісії стосовно Європейських стандартів (наприклад, Директива Ради 89 / 106 / ЕЕС щодо будівельних виробів – СРО – та Директиви Ради 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС і 89/440/ЕЕС щодо громадських проектів та комунальних послуг і рівноцінних Директив ЕФТА, що започатковані з метою становлення внутрішнього ринку).

Програма будівельних Єврокодів включає такі стандарти, що в основному складаються з декількох частин:

EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції

EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6: Проектування кам'яних конструкцій

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування

EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій

EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій

Єврокоди визначають відповідальність розпорядчих органів держав-членів та захищають їх право визначати величини, що стосуються питань регулювання безпеки на національному рівні, якщо ці величини відрізняються для всіх держав-членів.

Статус та сфера застосування Єврокодів

Держави-члени ЕУ та ЕФТА визнають, що Єврокоди служать основоположними документами для таких цілей:

- як засоби забезпечення відповідності будівель та споруд основним вимогам Директиви Ради

a future status of European Standard (EN). This links *de facto* the Eurocodes with the provisions of all the Council's Directives and/or Commission's Decisions dealing with European standards (e.g. the Council Directive 89/106/EEC on construction products - CPD - and Council Directives 93/37/EEC, 92/50/EEC and 89/440/EEC on public works and services and equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting up the internal market).

The Structural Eurocode programme comprises the following standards generally consisting of a number of Parts:

EN 1990, Eurocode 0: Basis of structural design

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures

EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures

EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures

EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures

EN 1995, Eurocode 5: Design of timber structures

EN 1996, Eurocode 6: Design of masonry structures

EN 1997, Eurocode 7: Geotechnical design

EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999, Eurocode 9: Design of aluminium structures

Eurocode standards recognize the responsibility of regulatory authorities in each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level where these continue to vary from State to State.

Status and field of application of Eurocodes

The Member States of the EU and EFTA recognize that Eurocodes serve as reference documents for the following purposes:

– as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council

89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі №1 - Механічний опір та стійкість - та основній вимозі №2 - Пожежна безпека;

- як основа для укладання угод на будівельні роботи та супутні інженерні послуги;

- як основа для розроблення узгоджених технічних умов на будівельні вироби (ЕНи та ЕТАи).

Оскільки Єврокоди безпосередньо стосуються будівельних робіт, вони мають пряме відношення до Тлумачних документів², що посилаються на статтю 12 CPD, хоча відрізняються від гармонізованих стандартів на вироби³. Таким чином, технічні аспекти, що виникають при застосуванні Єврокодів, мають бути відповідно розглянуті Технічними комітетами CEN та/або робочими групами EOTA, що розробляють стандарти на будівельні вироби, для досягнення повної відповідності технічних умов Єврокодам.

Єврокоди встановлюють загальні правила проектування для повсякденного застосування як для проектування будівель в цілому, так і їх складових частин, як традиційних, так і нових. У випадках нетипової форми конструкції або умов проектування, що конкретно не розглядаються, є необхідним додаткова експертна оцінка для проектувальника.

² Відповідно до ст. 3.3 CPD основні вимоги (ЕРи) набудуть чіткої форми у тлумачних документах для створення необхідних зв'язків між основними вимогами та мандатами на гармонізовані ЕНи та ЕТАГи/ЕТАи.

³ Відповідно до ст. 12 CPD тлумачні документи мають:

- a) надати чітку форму основним вимогам, узгодивши термінологію та технічні засади, і вказавши класи або рівні для кожної вимоги, де це необхідно;
- b) вказати методи співставлення цих класів або рівнів вимог з технічними умовами, наприклад, методами розрахунку та перевірки, технічними правилами проектування тощо;
- c) слугувати рекомендацією для впровадження узгоджених стандартів та настанов для європейського технічного ухвалення.

Єврокоди фактично відіграють подібну роль у сфері ER 1 та частини ER 2.

Directive 89/106/ЕЕС, particularly Essential Requirement №1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement №2 – Safety in case of fire;

– as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services;

– as a framework for drawing up harmonized technical specifications for construction products (ENs and ETAs).

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents² referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonized product standards³. Therefore, technical aspects arising from the Eurocodes work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product standards with a view to achieving full compatibility of these technical specifications with the Eurocodes.

The Eurocode standards provide common structural design rules for everyday use for the design of whole structures and component products of both a traditional and an innovative nature. Unusual forms of construction or design conditions are not specifically covered and additional expert consideration will be required by the designer in such cases.

² According to Art. 3.3 of the CPD, the essential requirements (ERs) shall be given concrete form in interpretative documents for the creation of the necessary links between the essential requirements and the mandates for harmonized ENs and ETAGs/ETAs.

³ According to Art. 12 of the CPD the interpretative documents shall:

- a) give concrete form to the essential requirements by harmonizing the terminology and the technical bases and indicating classes or levels for each requirement where necessary;
- b) indicate methods of correlating these classes or levels of requirement with the technical specifications, e.g. methods of calculation and of proof, technical rules for project design, etc.;
- c) serve as a reference for the establishment of harmonized standards and guidelines for European technical approvals.

The Eurocodes, *de facto*, play a similar role in the field of the ER 1 and a part of ER 2.

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди, містять повний текст Єврокоду (включно з усіма додатками), що виданий CEN, який може доповнювати Національний титульний аркуш та Національний вступ на початку, а також Національний додаток в кінці.

Національний додаток може містити інформацію лише стосовно тих параметрів, що залишені відкритими в Єврокодах для національного вибору, так звані Національно визначені параметри, та застосовуються для проектування та будівництва у цій країні, а саме:

- значення та/або класи, які в Єврокодi даються на вибір;
- значення, для яких у Єврокодi дано лише позначення;
- особливі дані країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карта снігового покриття;
- методика, для якої в Єврокодi дано альтернативні методики.

може також містити:

- рішення щодо застосування довідкових додатків;
- посилання на додаткову не суперечливу інформацію, що допомагає користувачеві застосовувати Єврокод.

Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (ЕНи і ЕТАи) для виробів

Необхідно узгодити гармонізовані технічні умови для будівельних виробів та технічні норми для будівельних робіт споруд⁴. Крім того, повна інформація, що супроводжує CE маркування будівельних виробів, де є посилання на Єврокоди, має чітко зазначати, які Національно визначені параметри були враховані.

⁴ Див. ст.3.3 та ст.12 CPD, а також 4.2, 4.3.1, 4.3.2 та 5.2 ID №1.

National Standards implementing Eurocodes

The National Standards implementing Eurocodes will comprise the full text of the Eurocode (including any annexes), as published by CEN, which may be preceded by a National title page and National foreword, and may be followed by a National annex.

The National annex may only contain information on those parameters which are left open in the Eurocode for national choice, known as Nationally Determined Parameters, to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the country concerned, *i.e.*:

- values and/or classes where alternatives are given in the Eurocode,
- values to be used where a symbol only is given in the Eurocode,
- country specific data (geographical, climatic, etc.), *e.g.* snow map,
- the procedure to be used where alternative procedures are given in the Eurocode; it may contain
 - decisions on the application of informative annexes, and
 - references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

Links between Eurocodes and harmonized technical specifications (ENs and ETAs) for products

There is a need for consistency between the harmonized technical specifications for construction products and the technical rules for works⁴. Furthermore, all the information accompanying the CE Marking of the construction products which refer to Eurocodes should clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

⁴ see Art.3.3 and Art.12 of the CPD, as well as clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 and 5.2 of ID № 1.

Додаткова інформація стосовно EN 1994-1-2

EN 1994-1-2 містить принципи, вимоги та правила проектування будівель та споруд, що зазнали вогневого впливу, враховуючи такі аспекти.

Вимоги безпеки

EN 1994-1-2 призначені для замовників (наприклад, для викладення їх особливих вимог), проектувальників, підрядників та органів державної самоврядування.

Основною метою захисту від пожежі є обмеження ризику для людини та групи людей, їх майна та, у разі потреби, навколишнього середовища або майна, що безпосередньо зазнає впливу вогню у разі пожежі.

Директива 89/106/ЕЕС встановлює такі основні вимоги для обмеження пожежних ризиків:

“Будівлі та споруди проектують і зводять так, щоб у разі виникнення пожежі:

- забезпечувалася 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;
- враховувалася безпека пожежно-рятувальних підрозділів”.

Згідно з тлумачним Документом №2 “Пожежна безпека⁵” основна вимога може бути дотримана різними можливостями стратегій пожежної безпеки, що переважають у державах-членах, такими як сценарії умовної пожежі (номінальні пожежі) або сценарії реальної (параметричної) пожежі, враховуючи пасивні та/або активні заходи вогнезахисту.

⁵ дивись пункти 2.2, 3.2(4) та 4.2.3.3 ID №2

Additional information specific to EN 1994-1-2

EN 1994-1-2 describes the principles, requirements and rules for the structural design of buildings exposed to fire, including the following aspects.

Safety requirements

EN 1994-1-2 is intended for clients (e.g. for the formulation of their specific requirements), designers, contractors and public authorities.

The general objectives of fire protection are to limit risks with respect to the individual and society, neighbouring property, and where required, environment or directly exposed property, in the case of fire.

Construction Products Directive 89/106/EEC gives the following essential requirement for the limitation of fire risks:

“The construction works must be designed and build in such a way, that in the event of an outbreak of fire

- the load bearing resistance of the construction can be assumed for a specified period of time;
- the generation and spread of fire and smoke within the works are limited;
- the spread of fire to neighbouring construction works is limited;
- the occupants can leave the works or can be rescued by other means;
- the safety of rescue teams is taken into consideration”.

According to the Interpretative Document №2 "Safety in case of fire⁵" the essential requirement may be observed by following various possibilities for fire safety strategies prevailing in the Member States like conventional fire scenarios (nominal fires) or "natural" (parametric) fire scenarios, including passive and/or active fire protection measures.

⁵ see clauses 2.2, 3.2(4) and 4.2.3.3 of ID №2

Частини Будівельних єврокодів, що встановлюють правила для розрахунку конструкцій на вогнестійкість, стосуються особливих підходів до пасивного вогнезахисту щодо проектування конструкцій та будь-яких їх частин для необхідної несучої здатності та обмеження поширення пожежі як встановлено.

Необхідні функції та рівні роботи можуть бути визначені через класифікацію вогнестійкості для стандартного температурного режиму, що наведена в національних нормах або, якщо це дозволено нормами з пожежної безпеки, через використання інженерно-технічних заходів для оцінки пасивного та активного протипожежного захисту.

Додаткові вимоги, що стосуються, наприклад:

- можливого улаштування та експлуатації систем розприскування;
- умов заселення будівлі або протипожежного відсіку;
- використання допустимих ізоляційних та захисних матеріалів, включаючи їх обслуговування,

не розглядаються в цьому документі, оскільки ці вимоги є предметом розгляду компетентних організацій.

Значення часткових коефіцієнтів та інших показників надійності вказані як рекомендовані значення, що забезпечують прийнятний рівень надійності. Вони були вибрані за умови, що застосовується відповідний рівень кваліфікації і управління якістю.

Методики розрахунку

Повна аналітична методика розрахунку на вогнестійкість має враховувати роботу конструктивної системи за підвищених температур, можливий вплив тепла та сприятливі впливи активних систем вогнезахисту, а також невизначеності, що пов'язані з цими трьома властивостями, та відповідальність конструктивної системи (наслідки руйнування).

The fire parts of Structural Eurocodes deal with specific aspects of passive fire protection in terms of designing structures and parts thereof for adequate load bearing resistance and for limiting fire spread as relevant.

Required functions and levels of performance can be specified either in terms of nominal (standard) fire resistance rating, generally given in national regulations or, where allowed national fire regulations, by referring to fire safety engineering for assessing passive and active measures.

Supplementary requirements concerning, for example

- the possible installation and maintenance of sprinkler systems;
- conditions on occupancy of building or fire compartment;
- the use of approved insulation and coating materials, including their maintenance,

are not given in this document, because they are subject to specification by the competent authority.

Numerical values for partial factors and other reliability elements are given as recommended values that provide an acceptable level of reliability. They have been selected assuming that an appropriate level of workmanship and of quality management applies.

Design procedures

A full analytical procedure for structural fire design would take into account the behaviour of the structural system at elevated temperatures, the potential heat exposure and the beneficial effects of active fire protection systems, together with the uncertainties associated with these three features and the importance of the structure (consequences of failure).

На даний час можливо застосовувати методику для встановлення дійсної роботи конструкції, що включає деякі – якщо не всі – з цих параметрів, та довести, що конструктивна система або її частини відтворюватиме дійсну роботу при реальній пожежі у будинку. Однак, якщо методика ґрунтується на номінальному (стандартному) температурному режимі, то класифікація, що передбачає визначені межі вогнестійкості, враховує (приблизно) вищевказані властивості та невизначеності.

Застосування цієї частини 1-2 показано нижче. Розрізняють визначений підхід та підхід, що заснований на роботі конструкції. Визначений підхід використовує номінальний температурний режим для відтворення теплових впливів. Підхід, що заснований на роботі конструкції, використовуючи техніку пожежної безпеки, звертається до теплових впливів, що ґрунтуються на фізичних та хімічних параметрах.

Для проектування згідно з цим стандартом використовують EN 1991-1-2, що визначає теплові та механічні навантаження і впливи на будівлю.

Засоби проектування

Окрім спрощених розрахункових моделей, EN 1994-1-2 надає проектні рішення у формі табличних даних (на основі випробувань або уточнених розрахункових моделей), які можуть бути використані у визначених межах достовірності.

Очікується, що засоби проектування, які ґрунтуються на розрахункових моделях, що вказані в EN 1994-1-2, будуть розроблені уповно-важеними сторонніми організаціями.

Основний текст EN 1994-1-2 разом з довідковими додатками А-І містить більшість головних принципів та правил, що необхідні для розрахунку сталевих конструкцій на вогнестійкість.

At the present time it is possible to undertake a procedure for determining adequate performance which incorporates some, if not all, of these parameters and to demonstrate that the structure, or its components, will give adequate performance in a real building fire. However where the procedure is based on a nominal (standard) fire, the classification system, which calls for specific periods of fire resistance, takes into account (though not explicitly), the features and uncertainties described above.

Application of this Part 1-2 is illustrated below. The prescriptive approach and the performance-based approach are identified. The prescriptive approach uses nominal fires to generate thermal actions. The performance-based approach, using fire safety engineering, refers to thermal actions based on physical and chemical parameters.

For design according to this part, EN 1991-1-2 is required for the determination of thermal and mechanical actions to the structure.

Design aids

Apart from simple calculation models, EN 1994-1-2 gives design solutions in terms of tabulated data (based on tests or advanced calculation models) which may be used within the specified limits of validity.

It is expected, that design aids based on the calculation models given in EN 1994-1-2, will be prepared by interested external organizations.

The main text of EN 1994-1-2 together with informative Annexes includes most of the principal concepts and rules necessary for structural fire design of composite steel and concrete structures.

Національний додаток до EN 1994-1-2

Цей стандарт надає альтернативні методики, значення та рекомендації для класів з примітками, що вказують де необхідно зробити національний вибір. Таким чином, національний стандарт, що впроваджує EN 1994-1-2, має містити Національний додаток, який включав би всі національно визначені параметри, що використовуються для проектування сталевих конструкцій у відповідній країні.

Національний вибір дозволено в EN 1994-1-2 у таких пунктах:

- 1.1(16)
- 2.1.3(2)
- 2.3(1)P
- 2.3(2)P
- 2.4.2(3)
- 3.3.2(9)
- 4.1(1)P
- 4.3.5.1(10)

National Annex for EN 1994-1-2

This standard gives alternative procedures, values and recommendations for classes with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1994-1-2 should have a National annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of steel structures to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1994-1-2 through paragraphs:

- 1.1(16)
- 2.1.3(2)
- 2.3(1)P
- 2.3(2)P
- 2.4.2(3)
- 3.3.2(9)
- 4.1(1)P
- 4.3.5.1(10)

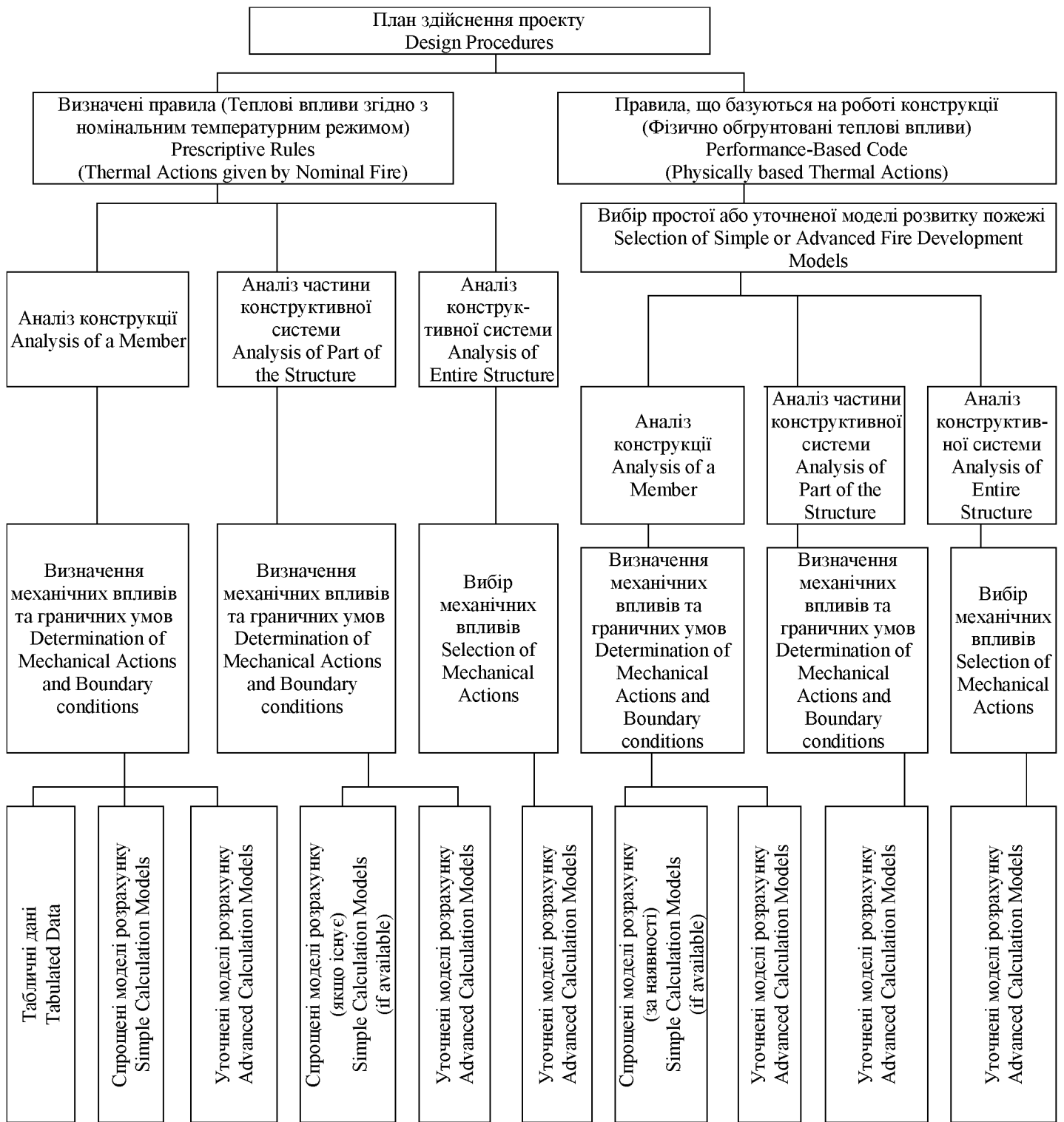


Рисунок 0.1: Варіанти методик розрахунку

Figure 0.1: Alternative design procedures

Розділ 1 Загальні вимоги

1.1 Сфера застосування

(1) Цей стандарт поширюється на проектування сталезалізобетонних конструкцій у разі виникнення аварійної ситуації вогневого впливу та призначений для використання разом з EN 1994-1-1 та EN 1991-1-2. Цей стандарт лише визначає відмінності або доповнення щодо проектування за нормальних температур.

(2) Цей стандарт стосується лише пасивних методів вогнезахисту. Активні методи не розглядаються.

(3) Цей стандарт стосується сталезалізобетонних конструкцій, що мають виконувати певні функції у разі впливу пожежі, такі як:

- запобігання передчасному руйнуванню конструкції (несуча функція);
- обмеження поширення пожежі (полум'я, гарячі гази, надлишкове тепло) за межі визначених ділянок (огороджувальна функція).

(4) Цей стандарт визначає принципи та правила застосування (дивись EN 1991-1-2) для проектування конструкцій зі встановленими вимогами щодо забезпечення вищезгаданих функцій та рівнів роботи.

(5) Цей стандарт поширюється на конструкції або їх частини, що перебувають у сфері застосування та розраховані згідно з EN 1994-1-1. Однак не поширюється на складені конструкції, що включають попередньо напружені бетонні елементи.

(6) Для всіх поперечних перерізів складених конструкцій з'єднання сталі та бетону, що працюють на поздовжній зсув, мають відповідати EN 1994-1-1 або перевірятися випробуваннями (дивись 4.3.4.1.5 та додаток I).

Section 1 General

1.1 Scope

(1) This Part 1-2 of EN 1994 deals with the design of composite steel and concrete structures for the accidental situation of fire exposure and is intended to be used in conjunction with EN 1994-1-1 and EN 1991-1-2. This Part 1-2 only identifies differences from, or supplements to, normal temperature design.

(2) This Part 1-2 of EN 1994 deals only with passive methods of fire protection. Active methods are not covered.

(3) This Part 1-2 of EN 1994 applies to composite steel and concrete structures that are required to fulfil certain functions when exposed to fire, in terms of:

- avoiding premature collapse of the structure (load bearing function);
- limiting fire spread (flame, hot gases, excessive heat) beyond designated areas (separating function).

(4) This Part 1-2 of EN 1994 gives principles and application rules (see EN 1991-1-2) for designing structures for specified requirements in respect of the aforementioned functions and the levels of performance.

(5) This Part 1-2 of EN 1994 applies to structures, or parts of structures, that are within the scope of EN 1994-1-1 and are designed accordingly. However, no rules are given for composite elements which include prestressed concrete parts.

(6) For all composite cross-sections longitudinal shear connection between steel and concrete should be in accordance with EN 1994-1-1 or be verified by tests (see also 4.3.4.1.5 and Annex I).

(7) Приклади типових бетонних плит з профільованими сталевими листами, з арматурними стрижнями або без них наведено на рисунку 1.1.

(7) Typical examples of concrete slabs with profiled steel sheets with or without reinforcing bars are given in Figure 1.1.

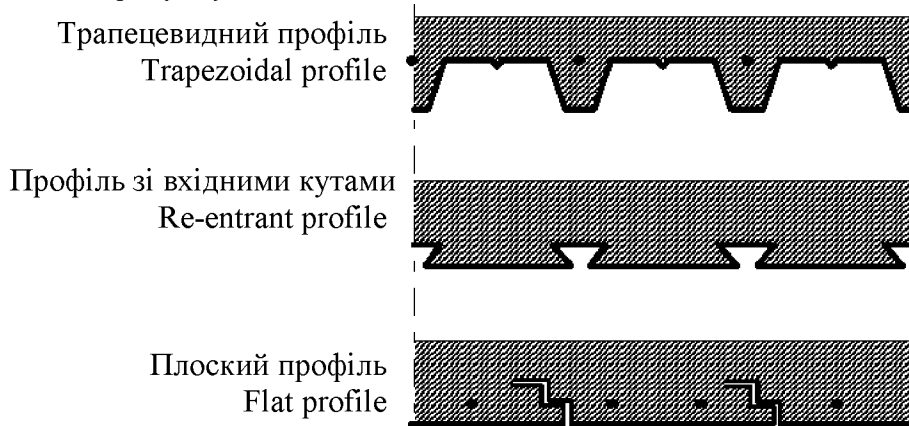
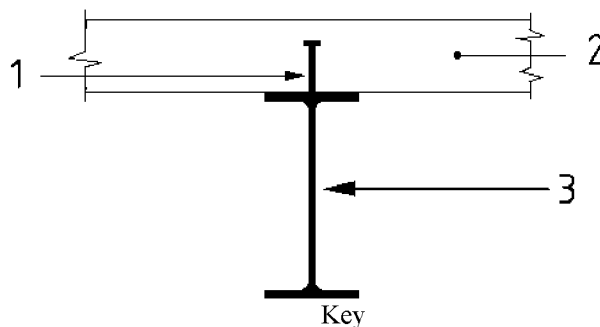


Рисунок 1.1 Типові приклади бетонних плит з профільованими сталевими листами, з арматурними стрижнями або без них

Figure 1.1 Typical examples of concrete slabs with profiled steel sheets with or without reinforcing bars

(8) Типові приклади складених балок наведено на рисунках 1.2-1.5. Відповідні конструктивні вимоги надані в розділі 5.

(8) Typical examples of composite beams are given in Figures 1.2 to 1.5. The corresponding constructional detailing is covered in section 5.



Пояснення

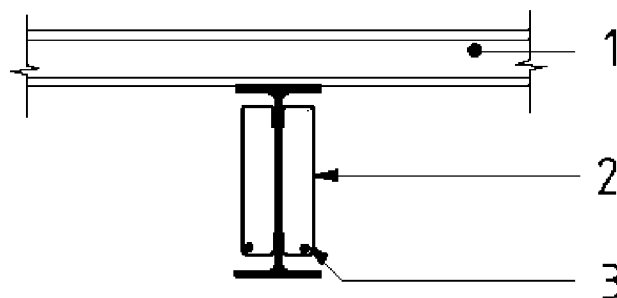
- 1 – Стрижневі анкери
- 2 – Бетонна плита або плита з профільованим сталевим листом
- 3 – Захищені або незахищені профілі

Key

- 1 – Shear connectors
- 2 – Flat concrete slab or composite slab with profiled steel sheeting
- 3 – Profiles with or without protection

Рисунок 1.2: Балка зі сталевому профілю без бетонного облицювання

Figure 1.2: Composite beam comprising steel beam with no concrete encasement



Пояснення

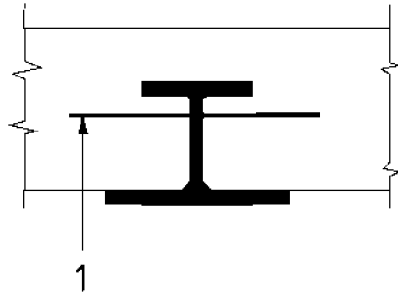
- 1 – Довільний елемент
- 2 – Хомути, прикріплені до стінки профілю зваркою
- 3 – Арматурний стрижень

Key

- 1 – Optional
- 2 – Stirrups welded to web of profile
- 3 – Reinforcing bar

Рисунок 1.3: Сталева балка з частковим бетонним облицюванням

Figure 1.3: Steel beam with partial concrete encasement

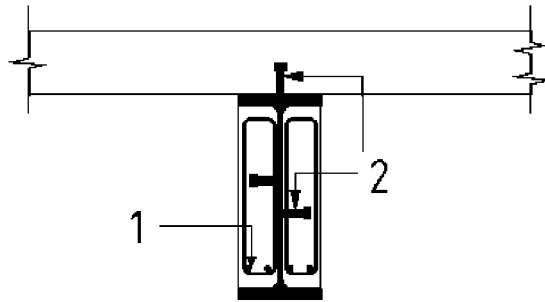


Пояснення
1 – Арматурний стрижень

Key
1 – Reinforcing bar

Рисунок 1.4: Сталева балка, частково вмонтована в плиту

Figure 1.4: Steel beam partially encased in slab



Пояснення
1 – Арматурний стрижень
2 – Стрижневі анкери

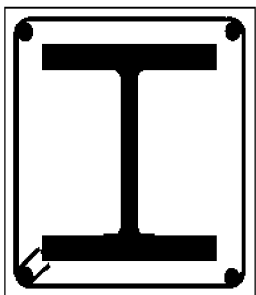
Key
1 – Reinforcing bar
2 – Shear connectors

Рисунок 1.5: Балка, що містить сталевий профіль з частковим бетонним облицюванням

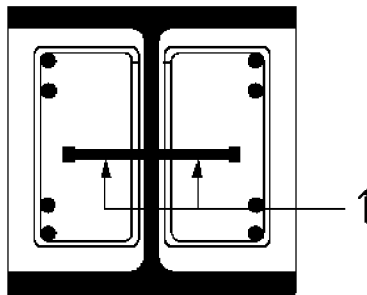
Figure 1.5: Composite beam comprising steel beam with partial concrete encasement

(9) Типові приклади складених колон наведено на рисунках 1.6 – 1.8. Відповідні конструктивні вимоги надані в розділі 5.

(9) Typical examples of composite columns are given in Figures 1.6 to 1.8. The corresponding constructional detailing is covered in section 5.



Пояснення
1 – Стрижневі анкери, приварені до стінки сталевго профілю



Key
1 – Shear connectors welded to web of profile

Рисунок 1.6: Сталеві профілі в бетонній обіймі

Рисунок 1.7: Частково облицьовані сталеві профілі

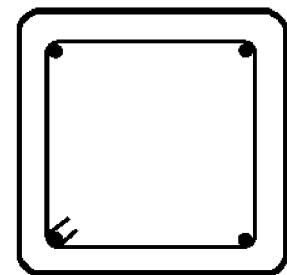


Figure 1.6: Concrete encased profiles

Figure 1.7: Partially encased profiles

Рисунок 1.8: Трубобетонні перерізи

Figure 1.8: Concrete filled profiles

(10) Для колон можуть також використовуватися поперечні перерізи іншої форми, наприклад, круглі або восьмикутні. Арматурні стрижні можна замінити сталевими профілями там, де це потрібно.

(11) Вогнестійкість конструкцій такого типу може підвищуватись застосуванням вогнезахисних матеріалів.

Примітка. Принципи та правила розрахунку, що наведені в 4.2, 4.3 та 5, стосуються сталевих поверхонь, що безпосередньо зазнають вогневого впливу, без будь-яких вогнезахисних матеріалів, крім чітко визначених інших способів вогнезахисту.

(12)P Методи, що наведені в цій настанові, застосовуються для конструкційних сталей марок S235, S275, S355, S420 та S460 згідно з EN 10025, EN 10210-1 та EN 10219-1.

(13) Для профільованих сталевих листів зроблено посилання на розділ 3.5 EN 1994-1-1.

(14) Арматурні стрижні мають відповідати вимогам EN 10080.

(15) Звичайний бетон, як визначено у EN 1994-1-1, можна застосовуватися для проектування вогнестійких конструкцій комбінованого перерізу. Застосування легкого бетону допускається для складених плит.

(16) Ця настанова не стосується проектування комбінованих конструкцій з бетонів класу за міцністю нижче C20/25 і LC20/22 та вище C50/60 і LC50/55.

Примітка. Відомості про класи бетону з міцності вище за C50/60 дано в розділі 6 EN 1992-1-2.

(17) Для матеріалів, що не ввійшли до цієї Настанови, слід використовувати посилання на відповідні CEN стандарти на продукцію або європейські технічні ухвалення (ETA).

(10) Different shapes, like circular or octagonal cross-sections may also be used for columns. Where appropriate, reinforcing bars may be replaced by steel sections.

(11) The fire resistance of these types of constructions may be increased by applying fire protection materials.

NOTE: The design principles and rules given in 4.2, 4.3 and 5 refer to steel surfaces directly exposed to the fire, which are free of any fire protection material, unless explicitly specified otherwise.

(12)P The methods given in this Part 1-2 of EN 1994 are applicable to structural steel grades S235, S275, S355, S420 and S460 of EN 10025, EN 10210-1 and EN 10219-1.

(13) For profiled steel sheeting, reference is made to section 3.5 of EN 1994-1-1.

(14) Reinforcing bars should be in accordance with EN 10080.

(15) Normal weight concrete, as defined in EN 1994-1-1, is applicable to the fire design of composite structures. The use of lightweight concrete is permitted for composite slabs.

(16) This part of EN 1994 does not cover the design of composite structures with concrete strength classes lower than C20/25 and LC20/22 and higher than C50/60 and LC50/55.

NOTE: Information on Concrete Strength Classes higher than C50/60 is given in section 6 of EN 1992-1-2. The use of these concrete strength classes may be specified in the National Annex.

(17) For materials not included herein, reference should be made to relevant CEN product standards or European Technical Approval (ETA).

1.2 Нормативні посилання

(1)P Цей стандарт містить датовані та недатовані посилання, положення з інших публікацій. Ці нормативні посилання цитуються в необхідних місцях у тексті, а публікації перелічені нижче. Для датованих посилань, пізніші зміни будь-якої з цих публікацій застосовуються до стандарту тоді, коли вони вносяться через зміну до публікації. Для недатованих посилань пропонується до використання останнє видання публікації (включно з доповненнями).

EN 1365-1 Випробування на вогнестійкість несучих елементів - Частина 1: Стіни

EN 1365-2 Випробування на вогнестійкість несучих елементів - Частина 2: Перекриття та покриття

EN 1365-3 Випробування на вогнестійкість несучих елементів - Частина 3: Балки

EN 1365-4 Випробування на вогнестійкість несучих елементів - Частина 4: Колони

EN 10025-1 Гарячекатані вироби з конструкційної сталі – Частина 1: Загальні технічні умови постачання

EN 10025-2 Гарячекатані вироби з конструкційної сталі – Частина 2: Технічні умови постачання нелегованої конструктивної сталі

EN 10025-3 Гарячекатані вироби з конструкційної сталі – Частина 3: Технічні умови постачання нормалізованої/нормалізованої прокатної дрібнозернистої сталі, що піддається зварюванню

EN 10025-4 Гарячекатані вироби з конструкційної сталі – Частина 4: Технічні умови постачання термо-механічної прокатної дрібнозернистої сталі, що піддається зварюванню

1.2 Normative references

(1)P This European Standard incorporates by dated or undated reference, provisions from other publications. These normative references are cited at the appropriate places in the text and the publications are listed hereafter. For dated references, subsequent amendments to or revisions of any of these publications apply to this European Standard only when incorporated in it by amendment or revision. For undated references the latest edition of the publication referred to applies (including amendments).

EN 1365 -1 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 1: Walls

EN 1365 -2 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 2: Floors and roofs

EN 1365 -3 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 3: Beams

EN 1365 -4 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 4: Columns

EN 10025-1 Hot-rolled products of structural steels - Part 1: General technical delivery conditions

EN 10025-2 Hot-rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels

EN 10025-3 Hot-rolled products of structural steels - Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels

EN 10025-4 Hot-rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels

EN 10025-5 Гарячекатані вироби з конструкційної сталі – Частина 5: Технічні умови постачання конструкційної сталі з покращеною стійкістю до атмосферної корозії

EN 10025 – 6 Гарячекатані вироби з конструкційної сталі – Частина 5: Технічні умови постачання плоских виробів з конструкційної сталі з високою границею текучості при умові помірною гасіння

EN 10080 Сталь для армування бетону - Арматурна сталь, що піддається зварюванню Загальні положення

EN 10210-1 Конструкційні пустотілі перерізи гарячої обробки з нелегованої дрібнозернистої конструкційної сталі – Частина 1: Технічні умови постачання

EN 10219-1 Конструкційні пустотілі перерізи холодної обробки з нелегованої дрібнозернистої конструкційної сталі – Частина 1: Технічні умови постачання

ENV 13381-1 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 1: Захисні горизонтальні екрани

ENV 13381-2 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 2: Захисні вертикальні екрани

ENV 13381-3 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 3: Захисне покриття бетонних елементів

ENV 13381-4 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 4: Захисне покриття сталевих елементів

ENV 13381-5 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 5: Захисне покриття елементів комбінованого перерізу з бетону та профільованих листів

EN 10025-5 Hot-rolled products of structural steels - Part 5: Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance

EN 10025-6 Hot-rolled products of structural steels - Part 6: Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition

EN 10080 Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel General

EN 10210-1 Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels – Part 1 : Technical delivery conditions

EN 10219-1 Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels – Part 1: Technical delivery conditions

ENV 13381-1 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 1: Horizontal protective membranes

ENV 13381-2 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 2: Vertical protective membranes

ENV 13381-3 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 3: Applied protection to concrete members

ENV 13381-4 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 4: Applied protection to steel members

ENV 13381-5 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 5: Applied protection to concrete/profiled sheet composite members

ENV 13381-6 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 6: Захисне покриття колон з пустотілих листів, що заповнені бетоном	ENV 13381-6 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow sheet columns
EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій	EN 1990 Eurocode: Basis of structural design
EN 1991-1-1 Єврокод 1: Впливи на конструкції – Частина 1.1: Загальні впливи – Густина, власна вага та прикладене навантаження	EN 1991 -1-1 Eurocode 1 : Actions on Structures – Part 1.1: General Actions - Densities, selfweight and imposed loads
EN 1991-1-2 Єврокод 1: Впливи на конструкції – Частина 1.2: Загальні впливи – Впливи на конструкції , що зазнають впливу вогню	EN 1991-1-2 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.2: General Actions - Actions on structures exposed to fire
EN 1991-1-3 Єврокод 1: Впливи на конструкції – Частина 1.3: Загальні впливи – Впливи на конструкції – Снігові навантаження	EN 1991 -1-3 Eurocode 1 : Actions on Structures – Part 1.3: General Actions - Actions on structures - Snow loads
EN 1991-1-4 Єврокод 1: Впливи на конструкції – Частина 1.4: Загальні впливи – Впливи на конструкції – Вітрові навантаження	EN 1991 -1-4 Eurocode 1 : Actions on Structures – Part 1.4: General Actions - Actions on structures - Wind loads
EN 1992-1-1 Єврокод 2: Проектування бетонних конструкцій – Частина 1.1: Загальні правила та правила для будівель	EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings
EN 1992-1-2 Єврокод 2: Проектування бетонних конструкцій – Частина 1.2: Вогнестійкість	EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.2: Structural fire design
EN 1993-1-1 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій – Частина 1.1: Загальні правила та правила для будівель	EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings
EN 1993-1-2 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій – Частина 1.2: Вогнестійкість	EN 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.2: Structural fire design
EN 1993-1-5 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій – Частина 1.5: Конструкційні елементи з металопродукції	EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.5: Plated structural elements
EN 1994-1-1 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій - Частина 1.1: Загальні правила та правила для будівель	EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings

1.3 Передумови

(1)P Використано передумови, що наведені в EN 1990 та EN 1991-1-2.

1.4 Відмінність між Принципами та Правилами застосування

(1) Застосовують правила, що наведені в 1.4 EN 1990.

1.5 Визначення

(1)P Застосовують правила, що наведені в пунктах 1.5 EN 1990 та EN 1991-1-2.

(2)P Застосовують терміни, що наведені в Частині 1-2 EN 1994 в такому значенні:

1.5.1 Спеціальні терміни стосовно проектування загалом

1.5.1.1

відстань до осі

Відстань від найближчої бетонної поверхні до осі арматурного стрижня

1.5.1.2

частина будівлі

Окрема частина будівлі з відповідними опорами та граничними умовами

1.5.1.3

захищені елементи

Елементи, для яких запроваджені заходи щодо зменшення приросту температури протягом пожежі

1.5.1.4

рамно-в'язевий каркас

Каркас, опір якого горизонтальним навантаженням забезпечується системою в'язів, яка є достатньо жорсткою, щоб припустити, що вона сприймає всі горизонтальні навантаження.

1.3 Assumptions

(1)P Assumptions of EN 1990 and EN 1991-1-2 apply.

1.4 Distinction between principles and application rules

(1) The rules given in EN 1990 clause 1.4 apply.

1.5 Definitions

(1)P The rules given in clauses 1.5 of EN 1990 and EN 1991-1-2 apply.

(2)P The following terms are used in Part 1-2 of EN 1994 with the following meanings:

1.5.1 Special terms relating to design in general

1.5.1.1

axis distance

distance between the axis of the reinforcing bar and the nearest edge of concrete

1.5.1.2

part of structure

isolated part of an entire structure with appropriate support and boundary conditions

1.5.1.3

protected members

members for which measures are taken to reduce the temperature rise in the member due to fire

1.5.1.4

braced frame

a frame which has a sway resistance supplied by a bracing system which is sufficiently stiff for it to be acceptably accurate to assume that all horizontal loads are resisted by the bracing system

1.5.2 Терміни, що стосуються властивостей матеріалів та виробів

1.5.2.1

час порушення захисту

Тривалість захисту від прямого вогневого впливу; час, коли вогнезахисні покриття або інші засоби захисту складеного елемента послаблюються, інші елементи, що вирівняні з тим складеним елементом, руйнуються або порушується співвісність із іншими конструкціями через надлишкову деформацію складеного елемента

1.5.2.2

вогнезахисний матеріал

Будь-який матеріал або сполучення матеріалів, що застосований для підвищення конструкції вогнестійкості

1.5.3 Терміни, що стосуються аналізу теплопереносу

1.5.3.1

коефіцієнт поперечного перерізу

Для сталевого елемента співвідношення площі поверхні, що зазнає впливу, та об'єму сталі; для захищеного елемента співвідношення площі внутрішньої поверхні облицювання, що зазнає впливу, та об'єму сталі

1.5.4 Терміни, що стосуються аналізу механічної роботи

1.5.4.1

критична температура конструкційної сталі

Температура, за якої в елементі з конструкційної сталі очікується руйнування, при рівномірному розподілі температури для заданого рівня навантаження

1.5.4.2

критична температура арматури

Температура арматури, за якої в елементі очікується виникнення пошкодження, для заданого рівня навантаження

1.5.2 Terms relating to material and products properties

1.5.2.1

failure time of protection

duration of protection against direct fire exposure; that is the time when the fire protective claddings or other protection fall off the composite member, or other elements aligned with that composite member fail due to collapse, or the alignment with other elements is terminated due to excessive deformation of the composite member

1.5.2.2

fire protection material

any material or combination of materials applied to a structural member for the purpose of increasing its fire resistance

1.5.3 Terms relating to heat transfer analysis

1.5.3.1

section factor

for a steel member, the ratio between the exposed surface area and the volume of steel; for an enclosed member, the ratio between the internal surface area of the exposed encasement and the volume of steel

1.5.4 Terms relating to mechanical behaviour analysis

1.5.4.1

critical temperature of structural steel

for a given load level, the temperature at which failure is expected to occur in a structural steel element for a uniform temperature distribution

1.5.4.2

critical temperature of reinforcement

the temperature of the reinforcement at which failure in the element is expected to occur at a given load level

1.5.4.3

робочий поперечний переріз

Поперечний переріз елемента для розрахунку на вогнестійкість, що використовується у разі застосування методу робочого поперечного перерізу. Його отримують шляхом вилучення частин поперечного перерізу, міцність та жорсткість яких дорівнюють нулю

1.5.4.4

максимальний рівень напружень

Рівень напружень для заданої температури, на якому діаграма “напруження-деформації” сталі переходить у стадію пластичних деформацій

1.6 Позначення

(1)P У цьому стандарті використані такі позначення:

Великі латинські літери:

A	площа поперечного перерізу або об'єм бетону елемента на метр його довжини;
$A_{a,\theta}$	площа поперечного перерізу сталевого профілю за температури θ ;
$A_{c,\theta}$	площа бетонного поперечного перерізу за температури θ ;
A_f	площа поперечного перерізу сталеві полиці;
A_i, A_j	елементарна площа поперечного перерізу за температури θ_i, θ_j або площа поверхні, що зазнає впливу вогню, i -ї частини сталевого поперечного перерізу на одиницю довжини;
A/L_r	коефіцієнт форми ребра;
A_i/V_i	коефіцієнт перерізу [m^{-1}] i -ї частини сталевого поперечного перерізу (незахищений елемент);
A_m	площа безпосередньо нагрітої поверхні елемента на одиницю довжини;
A_m/V	коефіцієнт поперечного перерізу конструкції;
$A_{p,i}$	площа внутрішньої поверхні вогнезахисного матеріалу на одиницю довжини i -ї частини сталевого елемента;

1.5.4.3

effective cross section

cross section of the member in structural fire design used in the effective cross section method. It is obtained by removing parts of the cross section with assumed zero strength and stiffness

1.5.4.4

maximum stress level

for a given temperature, the stress level at which the stress-strain relationship of steel is truncated to provide a yield plateau

1.6 Symbols

(1)P For the purpose of this Part 1-2 of EN 1994, the following symbols apply

Latin upper case letters

A	cross-sectional area or concrete volume of the member per metre of member length;
$A_{a,\theta}$	cross-sectional area of the steel profile at the temperature θ ;
$A_{c,\theta}$	cross-sectional area of the concrete at the temperature θ ;
A_f	cross-sectional area of a steel flange;
A_i, A_j	elemental area of the cross section with a temperature θ_i or θ_j or the exposed surface area of the part i of the steel cross-section per unit length;
A/L_r	the rib geometry factor;
A_i/V_i	section factor [m^{-1}] of the part i of the steel cross-section (non-protected member);
A_m	directly heated surface area of member per unit length;
A_m/V	section factor of structural member;
$A_{p,i}$	area of the inner surface of the fire protection material per unit length of the part i of the steel member;

$A_{p,i}/V$	коефіцієнт перерізу [m^{-1}] i -ї частини сталевого поперечного перерізу (з захистом по контуру)	$A_{p,i}/V$	section factor [m^{-1}] of the part i of the steel cross-section (with contour protection);
A_r	площа поперечного перерізу ребер жорсткості;	A_r	cross-sectional area of the stiffeners;
A_r/V_r	коефіцієнт поперечного перерізу ребер жорсткості;	A_r/V_r	section factor of stiffeners;
$A_{s,\theta}$	площа поперечного перерізу арматурних стрижнів за температури θ ;	$A_{s,\theta}$	cross-sectional area of the reinforcing bars at the temperature θ ;
E	критерій цілісності;	E	integrity criterion;
E_{30}	або E_{60}, \dots елемент, що відповідає критерію цілісності протягом 30 або 60... хвилин за стандартним температурним режимом;	E_{30}	or E_{60}, \dots a member complying with the integrity criterion for 30, or 60... minutes in standard fire exposure;
E_a	характеристичне значення модуля пружності конструкційної сталі для $20^\circ C$;	E_a	characteristic value for the modulus of elasticity of structural steel at $20^\circ C$;
$E_{a,f}$	характеристичне значення модуля пружності профільованої сталеві полиці;	$E_{a,f}$	characteristic value for the modulus of elasticity of a profile steel flange;
$E_{a,\theta}$	характеристичне значення нахилу лінійної пружної ділянки діаграми “напруження-деформації” сталі за підвищених температур;	$E_{a,\theta}$	characteristic value for the slope of the linear elastic range of the stress-strain relationship of structural steel at elevated temperatures;
$E_{a,\theta,\sigma}$	початковий (дотичний) модуль діаграми “напруження-деформації” сталевого профілю за підвищеної температури θ та напруження $\sigma_{i,\theta}$;	$E_{a,\theta,\sigma}$	tangent modulus of the stress-strain relationship of the steel profile at elevated temperature θ and for stress $\zeta_{i,\theta}$;
$E_{c,sec,\theta}$	характеристичне значення середнього (січного) модуля пружності бетону в умовах пожежі, визначене як $f_{c,\theta} / \epsilon_{cu,\theta}$;	$E_{c,sec,\theta}$	characteristic value for the secant modulus of concrete in the fire situation, given by $f_{c,\theta}$ divided by $\epsilon_{cu,\theta}$
$E_{c0,\theta}$	характеристичне значення дотичного модуля пружності на початку координат співвідношення “напруження-деформації” бетону за підвищених температур та короткочасного навантаження;	$E_{c0,\theta}$	characteristic value for the tangent modulus at the origin of the stress-strain relationship for concrete at elevated temperatures and for short term loading
$E_{c,\theta,\zeta}$	початковий (дотичний) модуль пружності співвідношення “напруження-деформації” для бетону за підвищеної температури θ та напруження $\sigma_{i,\theta}$;	$E_{c,\theta,\zeta}$	tangent modulus of the stress-strain relationship of the concrete at elevated temperature θ and for stress $\zeta_{i,\theta}$
E_d	розрахунковий навантажувальний ефект за нормальної температури;	E_d	design effect of actions for normal temperature design;
$E_{fi,d}$	розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, прийнятий незалежним від часу;	$E_{fi,d}$	design effect of actions in the fire situation, supposed to be time independent;

$E_{fi,d,t}$	розрахунковий навантажувальний ефект, включаючи непрямі впливи пожежі та навантаження під час пожежі в момент часу t ;	$E_{fi,d,t}$	design effect of actions, including indirect fire actions and loads in the fire situation, at time t ;
$(EI)_{fi,c,z}$	згинальна жорсткість під час пожежі (відносно центральної осі Z комбінованого поперечного перерізу);	$(EI)_{fi,c,z}$	flexural stiffness in the fire situation (related to the central axis Z of the composite cross-section);
$(EI)_{fi,eff}$	розрахункова згинальна жорсткість під час пожежі;	$(EI)_{fi,eff}$	effective flexural stiffness in the fire situation;
$(EI)_{fi,f,z}$	згинальна жорсткість двох полиць сталевого профілю під час пожежі (відносно центральної осі Z складеного поперечного перерізу);	$(EI)_{fi,f,z}$	flexural stiffness of the two flanges of the steel profile in the fire situation (related to the central axis Z of the composite cross-section);
$(EI)_{fi,s,z}$	згинальна жорсткість арматурних стрижнів під час пожежі (відносно центральної осі Z комбінованого поперечного перерізу);	$(EI)_{fi,s,z}$	flexural stiffness of the reinforcing bars in the fire situation (related to the central axis Z of the composite cross-section);
$(EI)_{fi,eff,z}$	розрахункова згинальна жорсткість (відносно осі Z) під час пожежі;	$(EI)_{fi,eff,z}$	effective flexural stiffness (for bending around axis z) in the fire situation;
$(EI)_{fi,w,z}$	згинальна жорсткість стінки сталевого профілю під час пожежі (відносно центральної осі Z комбінованого поперечного перерізу);	$(EI)_{fi,w,z}$	flexural stiffness of the web of the steel profile in the fire situation (related to the central axis Z of the composite cross-section);
E_k	характеристичне значення модуля пружності;	E_k	characteristic value of the modulus of elasticity;
E_s	модуль пружності арматурних стрижнів;	E_s	modulus of elasticity of the reinforcing bars;
$E_{s,\theta}$	характеристичне значення нахилу лінійної пружної ділянки діаграми “напруження-деформації” арматурної сталі за підвищених температур;	$E_{s,\theta}$	characteristic value for the slope of the linear elastic range of the stress-strain relationship of reinforcing steel at elevated temperatures;
$E_{s,\theta,\zeta}$	початковий (дотичний) модуль співвідношення “напруження-деформації” арматурної сталі за підвищеної температури θ та напруженні $\zeta_{i,\theta}$;	$E_{s,\theta,\zeta}$	tangent modulus of the stress-strain relationship of the reinforcing steel at elevated temperature θ and for stress $\zeta_{i,\theta}$;
F_a	стискальне зусилля в сталевому профілі;	F_a	compressive force in the steel profile;
F^+, F^-	повне стискальне зусилля у комбінованому перерізі для випадку дії прольотного або опорного згинальних моментів;	F^+, F^-	total compressive force in the composite section in case of sagging or hogging bending moments;
F_c	стискальне зусилля в плиті;	F_c	compression force in the slab;
G_k	характеристичне значення постійного навантаження;	G_k	characteristic value of a permanent action;
HC	вуглеводневий температурний режим вогневого впливу;	HC	hydrocarbon fire exposure curve;

I	критерій теплоізолювальної здатності;	I	thermal insulation criterion;
$I_{i,0}$	момент інерції зменшеної i -ї частини поперечного перерізу при згинанні відносно слабкої або сильної осі під час пожежі;	$I_{i,0}$	second moment of area, of the partially reduced part i of the cross-section for bending around the weak or strong axis in the fire situation;
$I 30$	або $I 60, \dots$ елемент, що відповідає критерію теплоізолювальної здатності протягом 30 або 60... хвилин за стандартним температурним режимом;	$I 30$	or $I 60, \dots$ a member complying with the thermal insulation criterion for 30, or 60... minutes in standard fire exposure;
L	номінальна довжина колони відповідного поверху;	L	system length of a column in the relevant storey;
L_{ei}	гранична довжина колони типового поверху;	L_{ei}	buckling length of a column in an internal storey;
L_{et}	гранична довжина колони верхнього поверху;	L_{et}	buckling length of a column in the top storey;
M	згинальний момент;	M	bending moment;
$M_{fi,Rd}^+$; $M_{fi,Rd}^-$	розрахункове значення несучої здатності прольотного та опорного перерізів при згині під час пожежі;	$M_{fi,Rd}^+$; $M_{fi,Rd}^-$	design value of the sagging or hogging moment resistance in the fire situation;
$M_{fi,t,Rd}$	розрахункова несуча здатність перерізу при згині під час пожежі в момент часу t ;	$M_{fi,t,Rd}$	design moment resistance in the fire situation at time t ;
N	кількість стрижневих анкерів на одиницю критичної довжини або поздовжня сила;	N	number of shear connectors in one critical length or axial load;
N_{equ}	рівнодійна поздовжня сила;	N_{equ}	equivalent axial load;
$N_{fi,cr}$	пружна критична сила (критична Ейлерова сила) під час пожежі;	$N_{fi,cr}$	elastic critical load (\equiv Euler buckling load) in the fire situation;
$N_{fi,cr,z}$	пружна критична сила (критична Ейлерова сила) відносно осі Z під час пожежі;	$N_{fi,cr,z}$	elastic critical load (\equiv Euler buckling load) around the axis Z in the fire situation;
$N_{fi,pl,Rd}$	розрахункове значення пластичного опору цілого перерізу при поздовжньому стиску під час пожежі;	$N_{fi,pl,Rd}$	design value of the plastic resistance to axial compression of the total cross-section in the fire situation;
$N_{fi,Rd}$	розрахункове значення несучої здатності перерізу елемента при поздовжньому стиску (розрахункова критична поздовжня сила) під час пожежі	$N_{fi,Rd}$	design value of the resistance of a member in axial compression (\equiv design axial buckling load) and in the fire situation;
$N_{fi,Rd,z}$	розрахункове значення несучої здатності перерізу елемента при поздовжньому стиску для згину відносно осі Z під час пожежі;	$N_{fi,Rd,z}$	design value of the resistance of a member in axial compression, for bending around the axis Z , in the fire situation;
$N_{fi,Sd}$	розрахункове значення поздовжньої сили під час пожежі;	$N_{fi,Sd}$	design value of the axial load in the fire situation;
N_{Rd}	гранична поздовжня сила за нормальної температури;	N_{Rd}	axial buckling load at normal temperature;
N_s	нормальне зусилля у арматурі при згині ($A_s \cdot f_{sy}$);	N_s	normal force in the hogging reinforcement ($A_s \cdot f_{sy}$);

P_{Rd}	розрахунковий опір на зсув стрижневого анкера з головкою, прикріпленого автоматичним зварюванням	P_{Rd}	design shear resistance of a headed stud automatically welded
$P_{fi,Rd}$	розрахунковий опір на зсув стрижневого анкера під час пожежі	$P_{fi,Rd}$	design shear resistance in the fire situation of a shear connector
$Q_{k,1}$	характеристичне значення головного змінного впливу 1	$Q_{k,1}$	characteristic value of the leading variable action 1
R	критерій несучої здатності	R	load bearing criterion
R_{30}	або R 60, R 90, R 120, R 180, R 240... елемент, що відповідає критерію несучої здатності протягом 30, 60, 90, 120, 180 або 240 хвилин за стандартним температурним режимом	R_{30}	or R 60, R90, R120, R180, R240... a member complying with the load bearing criterion for 30, 60, 90, 120, 180 or 240 minutes in standard fire exposure
R_d	розрахунковий опір для проектування за нормальної температури	R_d	design resistance for normal temperature design
$R_{fi,d,t}$	розрахунковий опір під час пожежі в момент часу t	$R_{fi,d,t}$	design resistance in the fire situation, at time t
$R_{fi,y,Rd}$	розрахунковий опір руйнування під час пожежі	$R_{fi,y,Rd}$	design crushing resistance in the fire situation
T	зусилля розтягу	T	tensile force
V	об'єм елемента на одиницю довжини	V	volume of the member per unit length
$V_{fi,pl,Rd}$	розрахункове значення пластичного опору зсуву під час пожежі	$V_{fi,pl,Rd}$	design value of the shear plastic resistance in the fire situation
$V_{fi,Sd}$	розрахункове значення поперечної сили під час пожежі	$V_{fi,Sd}$	design value of the shear force in the fire situation
V_i	об'єм i -ї частини поперечного перерізу сталевого профілю на одиницю довжини [м ³ /м]	V_i	volume of the part i of the steel cross section per unit length [m ³ /m]
X	вісь X (горизонтальна)	X	X (horizontal) axis
$X_{fi,d}$	розрахункові значення механічних (міцність та деформативність) властивостей матеріалу у разі пожежі	$X_{fi,d}$	design values of mechanical (strength and deformation) material properties in the fire situation
X_k	характеристичне або номінальне значення міцності або деформативності при проектуванні за нормальної температури	X_k	characteristic or nominal value of a strength or deformation property for normal temperature design
$X_{k,\theta}$	значення властивості матеріалу в умовах пожежі, що загалом залежить від його температури	$X_{k,\theta}$	value of a material property in the fire situation, generally dependant on the material temperature
Y	вісь Y (вертикальна)	Y	Y (vertical) axis
Z	центральна вісь (колони) комбінованого поперечного перерізу	Z	Z (column) central axis of the composite cross-section

Малі латинські літери:

a_w	товщина зварного шва (з'єднання сталевій стінки з хомутами)
b	ширина сталевий перерізу
b_1	ширина нижньої полиці сталевий перерізу
b_2	ширина верхньої полиці сталевий перерізу
b_c	висота перерізу колони, взятої в бетонну обойму, або ширина бетону частково облицьованих сталевий балок
$b_{c,fi}$	зменшення ширини бетонного облицьовання між полицями під час пожежі
$b_{c,fi,min}$	мінімальне значення зменшення ширини бетонного облицьовання між полицями під час пожежі
b_{eff}	робоча ширина бетонної плити
b_{fi}	зменшення ширини верхньої полиці під час пожежі
c	питома теплоємність або крива поздовжнього згину, або захисний шар бетону від грані бетону до грані конструкційної сталі
c_a	питома теплоємність сталі
c_c	питома теплоємність звичайного бетону
c_p	питома теплоємність вогнезахисного матеріалу
d	діаметр трубобетонної колони або діаметр стрижневого анкера, що приварений до стінки сталевий профілю
d_p	товщина вогнезахисного матеріалу
e	товщина прокатного або пустотілого профілю
e_1	товщина нижньої полиці сталевий профілю
e_2	товщина верхньої полиці сталевий профілю
e_f	товщина полиці сталевий профілю
e_w	товщина стінки сталевий профілю
ef	температурний режим зовнішньої пожежі

Latin lower case letters

a_w	throat thickness of weld (connection between steel web and stirrups)
b	width of the steel section
b_1	width of the bottom flange of the steel section
b_2	width of the upper flange of the steel section
b_c	depth of the composite column made of a totally encased section, or width of concrete partially encased steel beams
$b_{c,fi}$	width reduction of the encased concrete between the flanges in the fire situation
$b_{c,fi,min}$	minimum value of the width reduction of the encased concrete between the flanges in the fire situation
b_{eff}	effective width of the concrete slab
b_{fi}	width reduction of upper flange in the fire situation
c	specific heat, or buckling curve, or concrete cover from edge of concrete to border of structural steel
c_a	specific heat of steel
c_c	specific heat of normal weight concrete
c_p	specific heat of the fire protection material
d	diameter of the composite column made of concrete filled hollow section, or diameter of the studs welded to the web of the steel profile
d_p	thickness of the fire protection material
e	thickness of profile or hollow section
e_1	thickness of the bottom flange of the steel profile
e_2	thickness of the upper flange of the steel profile
e_f	thickness of the flange of the steel profile
e_w	thickness of the web of the steel profile
ef	external fire exposure curve

$f_{ay,\theta}$	максимальний рівень напруження або дійсна межа текучості конструкційної сталі під час пожежі	$f_{ay,\theta}$	maximum stress level or effective yield strength of structural steel in the fire situation
$f_{ay,\theta_{cr}}$	міцність сталі за критичної температури θ_{cr}	$f_{ay,\theta_{cr}}$	strength of steel at critical temperature θ_{cr}
$f_{ap,\theta}$ $f_{sp,\theta}$	межа пропорційності конструкційної або арматурної сталі під час пожежі	$f_{ap,\theta}$ $f_{sp,\theta}$	proportional limit of structural or reinforcing steel in the fire situation
$f_{au,\theta}$	межа міцності на розтяг конструкційної сталі або сталі стрижневих анкерів під час пожежі, з урахуванням зміцнення	$f_{au,\theta}$	ultimate tensile strength of structural steel or steel for stud connectors in the fire situation, allowing for strain-hardening
f_{ay}	характеристичне або номінальне значення границі текучості конструкційної сталі за температури 20 °C	f_{ay}	characteristic or nominal value for the yield strength of structural steel at 20°C
f_c	характеристичне значення циліндричної міцності бетону на стиск через 28 діб за температури 20 °C	f_c	characteristic value of the compressive cylinder strength of concrete at 28 days and at 20°C
$f_{c,j}$	характеристична міцність бетонної j -ї частини за температури 20 °C	$f_{c,j}$	characteristic strength of concrete part j at 20°C
$f_{c,\theta}$	характеристичне значення циліндричної міцності бетону на стиск під час пожежі за температури θ , °C	$f_{c,\theta}$	characteristic value for the compressive cylinder strength of concrete in the fire situation at temperature θ °C
$f_{c,\theta n}$	залишкова міцність бетону на стиск, нагрітого до максимальної температури (з n шарів)	$f_{c,\theta n}$	residual compressive strength of concrete heated to a maximum temperature (with n layers)
$f_{c,\theta y}$	залишкова міцність бетону на стиск, нагрітого до максимальної температури	$f_{c,\theta y}$	residual compressive strength of concrete heated to a maximum temperature
$f_{fi,d}$	розрахункова характеристика міцності під час пожежі	$f_{fi,d}$	design strength property in the fire situation
f_k	характеристичне значення міцності матеріалу	f_k	characteristic value of the material strength
f_{ry}, f_{sy}	характеристичне або номінальне значення межі текучості арматурного стрижня за температури 20 °C	f_{ry}, f_{sy}	characteristic or nominal value for the yield strength of a reinforcing bar at 20°C
$f_{sy,\theta}$	максимальний рівень напруження або дійсна межа текучості арматурного стрижня під час пожежі	$f_{sy,\theta}$	maximum stress level or effective yield strength of reinforcing steel in the fire situation
$f_{y,i}$	номінальна межа текучості f_y елементарної площі A_i , що прийнята зі знаком “плюс” у стиснутій зоні відносно пластичної нейтральної осі або зі знаком “мінус” у зоні розтягу	$f_{y,i}$	nominal yield strength f_y for the elemental area A_i taken as positive on the compression side of the plastic neutral axis and negative on the tension side

h	висота сталевого перерізу	h	depth or height of the steel section
h_1	висота бетонної частини плити над настилом	h_1	height of the concrete part of a composite slab above the decking
h_2	висота бетонної частини плити в межах настилу	h_2	height of the concrete part of a composite slab within the decking
h_3	товщина стяжки, розташованої на поверхні бетону	h_3	thickness of the screed situated on top of the concrete
h_c	висота перерізу колони, взятої в бетонну обойму, або висота бетонної плити	h_c	depth of the composite column made of a totally encased section, or thickness of the concrete slab
h_{eff}	робоча висота плити	h_{eff}	effective thickness of a composite slab
h_{fi}	зменшення висоти бетонного облицювання між полицями під час пожежі	h_{fi}	height reduction of the encased concrete between the flanges in the fire situation
\dot{h}_{net}	розрахункове значення сумарного теплового потоку на одиницю площі	\dot{h}_{net}	design value of the net heat flux per unit area
$\dot{h}_{net,c}$	розрахункове значення сумарного теплового потоку на одиницю площі при конвекції	$\dot{h}_{net,c}$	design value of the net heat flux per unit area by convection
$\dot{h}_{net,r}$	розрахункове значення сумарного теплового потоку на одиницю площі при випромінюванні	$\dot{h}_{net,r}$	design value of the net heat flux per unit area by radiation
h_u	висота стиснутої зони	h_u	thickness of the compressive zone
$h_{u,n}$	висота стиснутої зони (з n шарів)	$h_{u,n}$	thickness of the compressive zone (with n layers)
h_v	висота стрижневого анкера, привареного до стінки сталевого профілю	h_v	height of the stud welded on the web of the steel profile
h_w	висота стінки сталевого профілю	h_w	height of the web of the steel profile
$k_{c,\theta}$	коефіцієнт зменшення міцності бетону на стиск, що визначає міцність за підвищеної температури $f_{c,\theta}$	$k_{c,\theta}$	reduction factor for the compressive strength of concrete giving the strength at elevated temperature $f_{c,\theta}$
$k_{E,\theta}$	коефіцієнт зменшення модуля пружності конструкційної сталі, що визначає ухил лінійної пружної ділянки за підвищеної температури $E_{a,\theta}$	$k_{E,\theta}$	reduction factor for the elastic modulus of structural steel giving the slope of the linear elastic range at elevated temperature $E_{a,\theta}$
$k_{y,\theta}$	коефіцієнт зменшення межі текучості конструкційної сталі, що визначає максимальний рівень напруження за підвищеної температури $f_{ay,\theta}$	$k_{y,\theta}$	reduction factor for the yield strength of structural steel giving the maximum stress level at elevated temperature $f_{ay,\theta}$
$k_{p,\theta}$	коефіцієнт зменшення межі текучості конструкційної сталі або арматурних стрижнів, що визначає межу пропорційності за підвищеної температури $f_{ap,\theta}$ або $f_{sp,\theta}$	$k_{p,\theta}$	reduction factor for the yield strength of structural steel or reinforcing bars giving the proportional limit at elevated temperature $f_{ap,\theta}$ or $f_{sp,\theta}$

$k_{u,\theta}$	коефіцієнт зменшення межі текучості конструкційної сталі, що задає деформаційне зміцнення рівня напруження за підвищеної температури $f_{cu,\theta}$	$k_{u,\theta}$	reduction factor for the yield strength of structural steel giving the strain hardening stress level at elevated temperature $f_{cu,\theta}$
k_θ	коефіцієнт зменшення міцності або деформативності під час пожежі, який залежить від температури матеріалу	k_θ	reduction factor for a strength or deformation property dependent on the material temperature in the fire situation
l	довжина або гранична довжина	l	length or buckling length
l_1, l_2, l_3	характерні розміри сталевого профілю зі вхідними кутами або трапецеїдального профілю	l_1, l_2, l_3	specific dimensions of the re-entrant steel sheet profile or the trapezoidal steel profile
l_w	довжина з'єднання між сталевим профілем та бетонним облицюванням	l_w	length (connection between steel profile and the encased concrete)
l_θ	гранична довжина колони під час пожежі	l_θ	buckling length of the column in the fire situation
s_s	довжина нерухомої опори (розрахунок опору роздавлювання ребер жорсткості)	s_s	length of the rigid support (calculation of the crushing resistance of stiffeners)
t	тривалість вогневого впливу	t	duration of fire exposure
$t_{fi,d}$	розрахункове значення стандартної межі вогнестійкості елемента під час пожежі	$t_{fi,d}$	design value of standard fire resistance of a member in the fire situation
$t_{fi,requ}$	необхідна (мінімальна) стандартна межа вогнестійкості під час пожежі	$t_{fi,requ}$	required standard fire resistance in the fire situation
t_i	межа вогнестійкості, що стосується теплоізоляції	t_i	the fire resistance with respect to thermal insulation
u	середнє геометричне значення відстаней до осі u_1 та u_2 (комбінований переріз з частковим облицюванням сталевого профілю)	u	geometrical average of the axis distances u_1 and u_2 (composite section with partially encased steel profile)
$u_1; u_2$	найкоротша відстань від центру арматурного стрижня до внутрішньої сталеві полиці або до найближчої грані бетону	$u_1; u_2$	shortest distance from the centre of the reinforcement bar to the inner steel flange or to the nearest edge of concrete
$z_i; z_j$	відстань від пластичної нейтральної осі до центру елементарної площі A_i або A_j	$z_i; z_j$	distance from the plastic neutral axis to the centroid of the elemental area A_i or A_j

Великі грецькі літери:

Δl	температурне видовження елемента
$\Delta l/l$	відносне температурне видовження
Δt	проміжок часу
$\Delta\theta_{a,t}$	приріст температури сталеві балки впродовж проміжку часу Δt

Greek letters upper case letters

Δl	temperature induced elongation of a member
$\Delta l/l$	related thermal elongation
Δt	time interval
$\Delta\theta_{a,t}$	increase of temperature of a steel beam during the time interval Δt

$\Delta\theta_t$	підвищення температури газу впродовж проміжку часу Δt , °C	$\Delta\theta_t$	increase in the gas temperature [°C] during the time interval Δt
Φ	коефіцієнт форми або виду	Φ	configuration or view factor
<i>Малі грецькі літери:</i>		<i>Greek letters lower case letters</i>	
α	кут стінки	α	angle of the web
α_c	коефіцієнт конвекційного теплообміну	α_c	convective heat transfer coefficient
α_{slab}	коефіцієнт, що враховує припущення прямокутної епюри напруження при проектуванні плит	α_{slab}	coefficient taking into account the assumption of the rectangular stress block when designing slabs
γ_G	коефіцієнт надійності для постійного впливу G_k	γ_G	partial factor for permanent action G_k
γ_{Mfi}	коефіцієнт надійності для властивості матеріалу під час пожежі	γ_{Mfi}	partial factor for a material property in the fire situation
$\gamma_{Mfi,a}$	коефіцієнт надійності для міцності конструкційної сталі під час пожежі	$\gamma_{Mfi,a}$	partial factor for the strength of structural steel in the fire situation
$\gamma_{Mfi,c}$	коефіцієнт надійності для міцності бетону під час пожежі	$\gamma_{Mfi,c}$	partial factor for the strength of concrete in the fire situation
$\gamma_{Mfi,s}$	коефіцієнт надійності для міцності арматурних стрижнів під час пожежі	$\gamma_{Mfi,s}$	partial factor for the strength of reinforcing bars in the fire situation
$\gamma_{Mfi,v}$	коефіцієнт надійності для опору на зсув стрижневих анкерів під час пожежі	$\gamma_{Mfi,v}$	partial factor for the shear resistance of stud connectors in the fire situation
γ_Q	коефіцієнт надійності для змінного впливу Q_k	γ_Q	partial factor for variable action Q_k
γ_v	коефіцієнт надійності для опору на зсув стрижневих анкерів за нормальної температури	γ_v	partial factor for the shear resistance of stud connectors at normal temperature
δ	ексцентриситет	δ	eccentricity
ε	деформація	ε	strain
ε_a	поздовжня деформація сталевого профілю колони	ε_a	axial strain of the steel profile of the column
$\varepsilon_{a,\theta}$	деформація під час пожежі	$\varepsilon_{a,\theta}$	strain in the fire situation
$\varepsilon_{ae,\theta}$	критична деформація під час пожежі	$\varepsilon_{ae,\theta}$	ultimate strain in the fire situation
$\varepsilon_{ay,\theta}$	пластична деформація під час пожежі	$\varepsilon_{ay,\theta}$	yield strain in the fire situation
$\varepsilon_{ap,\theta}$	деформація на межі пропорційності під час пожежі	$\varepsilon_{ap,\theta}$	strain at the proportional limit in the fire situation
$\varepsilon_{au,\theta}$	гранична деформація для межі текучості (плинності) під час пожежі	$\varepsilon_{au,\theta}$	limiting strain for yield strength in the fire situation
ε_c	поздовжня деформація бетону колони	ε_c	axial strain of the concrete of the column
$\varepsilon_{c,\theta}$	деформація бетону під час пожежі	$\varepsilon_{c,\theta}$	concrete strain in the fire situation

$\varepsilon_{ce,\theta}$	максимальна деформація бетону під час пожежі	$\varepsilon_{ce,\theta}$	maximum concrete strain in the fire situation
$\varepsilon_{ce,\theta_{max}}$	максимальна деформація бетону під час пожежі за максимальної температури	$\varepsilon_{ce,\theta_{max}}$	maximum concrete strain in the fire situation at the maximum temperature
$\varepsilon_{cu,\theta}$	деформація бетону, що відповідає $f_{c,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	concrete strain corresponding to $f_{c,\theta}$
$\varepsilon_{cu,\theta_{max}}$	деформація бетону за максимальної температури бетону	$\varepsilon_{cu,\theta_{max}}$	concrete strain at the maximum concrete temperature
ε_f	коефіцієнт поглинання випромінювання вогню	ε_f	emissivity coefficient of the fire
ε_m	коефіцієнт випромінювання облицювального матеріалу	ε_m	emissivity coefficient related to the surface material of the member
ε_s	поздовжня деформація арматури колони	ε_s	axial deformation of the reinforcing steel of the column
\varnothing_b	діаметр стрижня	\varnothing_b	diameter of a bar
\varnothing_s	діаметр хомута	\varnothing_s	diameter of a stirrup
\varnothing_r	діаметр заокруглення арматури на кутах хомутів	\varnothing_r	diameter of a longitudinal reinforcement at the corner of the stirrups
η	рівень навантаження згідно з EN 1994-1-1	η	load level according to EN 1994-1-1
η_{fi}	коефіцієнт зменшення E_d , для визначення $E_{fi,d}$	η_{fi}	reduction factor applied to E_d in order to obtain $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	рівень навантаження під час пожежі	$\eta_{fi,t}$	load level for fire design
θ	температура	θ	temperature
θ_a	температура конструкційної сталі	θ_a	temperature of structural steel
$\theta_{a,t}$	температура сталі в момент часу t , що вважається однаковою у кожній частині сталевого перерізу	$\theta_{a,t}$	steel temperature at time t assumed to be uniform in each part of the steel crosssection
θ_c	температура бетону	θ_c	temperature of concrete
θ_{cr}	критична температура конструкції	θ_{cr}	critical temperature of a structural member
θ_i	температура елементарної площі A_i	θ_i	temperature in the elemental area A_i
θ_{lim}	гранична температура	θ_{lim}	limiting temperature
θ_{max}	максимальна температура	θ_{max}	maximum temperature
θ_r	температура ребра жорсткості	θ_r	the temperature of a stiffener
θ_R	температура додаткового армування в ребрі	θ_R	the temperature of additional reinforcement in the rib
θ_s	температура арматурної сталі	θ_s	temperature of reinforcing steel
θ_t	температура газу в момент часу t	θ_t	gas temperature at time t
θ_v	температура стрижневих анкерів	θ_v	temperature of stud connectors
θ_w	температура стінки	θ_w	temperature in the web
λ_a	теплопровідність сталі	λ_a	thermal conductivity of steel
λ_c	теплопровідність бетону	λ_c	thermal conductivity of concrete
λ_p	теплопровідність вогнезахисного матеріалу	λ_p	thermal conductivity of the fire protection material
$\bar{\lambda}$	відносна гнучкість	$\bar{\lambda}$	relative slenderness
$\bar{\lambda}_\theta$	відносна гнучкість ребер жорсткості під час пожежі	$\bar{\lambda}_\theta$	relative slenderness of stiffeners in the fire situation

ξ	коефіцієнт зменшення для несприятливого постійного впливу G_k	ξ	reduction factor for unfavourable permanent action G_k
ρ_a	густина сталі	ρ_a	density of steel
ρ_c	густина бетону	ρ_c	density of concrete
$\rho_{c,NC}$	густина звичайного бетону	$\rho_{c,NC}$	density of normal weight concrete
$\rho_{c,LC}$	густина легкого бетону	$\rho_{c,LC}$	density of lightweight concrete
ρ_p	густина вогнезахисного матеріалу	ρ_p	density of the fire protection material
σ	напруження	ζ	stress
$\sigma_{a,\theta}$	напруження в сталевому профілі під час пожежі	$\zeta_{a,\theta}$	stress of the steel profile in the fire situation
$\sigma_{c,\theta}$	напруження в стиснутому бетоні під час пожежі	$\zeta_{c,\theta}$	stress of concrete under compression in the fire situation
$\sigma_{s,\theta}$	напруження в арматурі під час пожежі	$\zeta_{s,\theta}$	stress of reinforcing steel in the fire situation
$\varphi_{a,\theta}$	коефіцієнт зменшення для сталевого профілю, що залежить від ефекту температурних напружень під час пожежі	$\varphi_{a,\theta}$	reduction coefficient for the steel profile depending on the effect of thermal stresses in the fire situation
$\varphi_{c,\theta}$	коефіцієнт зменшення для бетону, що залежить від ефекту температурних напружень під час пожежі	$\varphi_{c,\theta}$	reduction coefficient for the concrete depending on the effect of thermal stresses in the fire situation
$\varphi_{s,\theta}$	коефіцієнт зменшення для арматурних стрижнів, що залежить від ефекту температурних напружень під час пожежі	$\varphi_{s,\theta}$	reduction coefficient for reinforcing bars depending on the effect of thermal stresses in the fire situation
χ	коефіцієнт зменшення або поправочний коефіцієнт	χ	reduction or correction coefficient and factor
χ_z	коефіцієнт зменшення або поправочний коефіцієнт (для згину відносно осі z)	χ_z	reduction or correction coefficient and factor (for bending around axis z)
$\psi_{0,1}$	коефіцієнт сполучення для характеристичного або рідкісного значення змінного впливу	$\psi_{0,1}$	combination factor for the characteristic or rare value of a variable action
$\psi_{1,1}$	коефіцієнт сполучення для характеристичного або часто повторюваного значення змінного впливу	$\psi_{1,1}$	combination factor for the frequent value of a variable action
$\psi_{2,1}$	коефіцієнт сполучення для квазіпостійного значення змінного впливу	$\psi_{2,1}$	combination factor for the quasi-permanent value of a variable action
ψ_{fi}	коефіцієнт сполучення для змінного впливу під час пожежі, наведений раніше як $\psi_{1,1}$ або $\psi_{2,1}$	ψ_{fi}	combination factor for a variable action in the fire situation, given either by $\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$.

Розділ 2 Основи проектування

2.1 Вимоги

2.1.1 Основні вимоги

(1)P Якщо необхідно забезпечити механічний опір під час пожежі, сталезалізобетонні конструкції мають бути запроектовані та виготовлені таким чином, щоб зберігати несучу функцію протягом відповідного вогневого впливу.

(2)P Якщо необхідно розділити будинок на протипожежні відсіки, конструкції, що формують межі протипожежних відсіків, разом зі з'єднаннями, мають бути запроектовані та виготовлені таким чином, щоб зберігати свою огорожувальну функцію протягом відповідного вогневого впливу. Зазначене має забезпечуватися, коли необхідно, щоб:

- не відбувалася втрата цілісності;
- не відбувалася втрата теплоізолювальної здатності.

Примітка 1. Дивись визначення в п. 1.5.1.8 та 1.5.1.9 EN 1991-1-2.

Примітка 2. Для плит критерій теплового випромінювання є несуттєвим.

(3)P Критерій деформації має бути застосований, якщо засоби захисту або критерії розрахунку огорожувальних елементів вимагають врахування деформації несучої конструкції.

(4) Деформації несучих конструкцій не враховуються, якщо:

- ефективність засобів захисту була оцінена відповідно до 3.3.4 та
- огорожувальні елементи мають відповідати вимогам за номінальним вогневим впливом.

2.1.2 Номінальний вогневий вплив

(1)P За стандартним температурним режимом конструкції мають відповідати критеріям R, E та I таким чином:

- тільки огорожувальні: цілісність (критерій E) та, якщо необхідно, теплоізолювальна здатність (критерій I);

Section 2 Basis of design

2.1 Requirements

2.1.1 Basic requirements

(1)P Where mechanical resistance in the case of fire is required, composite steel and concrete structures shall be designed and constructed in such a way that they maintain their load bearing function during the relevant fire exposure.

(2)P Where compartmentation is required, the elements forming the boundaries of the fire compartment, including joints, shall be designed and constructed in such a way that they maintain their separating function during the relevant fire exposure. This shall ensure, where relevant, that:

- integrity failure does not occur;
- insulation failure does not occur.

NOTE 1: See for definition EN1991-1-2, chapters 1.5.1.8 and 1.5.1.9

NOTE 2: In case of a composite slab, the thermal radiation criterion is not relevant.

(3)P Deformation criterion shall be applied where the means of protection, or the design criterion for separating members, require consideration of the deformation of the load bearing structure.

(4) Consideration of the deformation of the load bearing structure is not necessary in the following cases, as relevant:

- the efficiency of the means of protection has been evaluated according to 3.3.4 and
- the separating elements have to fulfill requirements according to a nominal fire exposure.

2.1.2 Nominal fire exposure

(1)P For the standard fire exposure, members shall comply with criteria R, E and I as follows:

- separating only: integrity (criterion E) and, when requested, insulation (criterion I);

- тільки несучі: несуча здатність (критерій R);
- огорожувальні та несучі: критерії R, E та, якщо необхідно, I.

(2) Критерій “R” забезпечено, якщо несуча здатність збережена протягом вогневого впливу необхідної тривалості.

(3) Критерій “I” забезпечено, якщо середнє підвищення температури по всій необігріваній поверхні обмежується значенням 140 K, а максимальне підвищення температури в будь-якій точці цієї поверхні не перевищує значення 180 K.

(4) Для температурного режиму зовнішньої пожежі слід застосовувати ті ж самі критерії, а посилання на цей режим мають позначатися буквами "ef".

Примітка. Див. 1.5.3.5 та розділ 3.2.2 EN 1991-1-2.

(5) Для температурного режиму вуглеводневої пожежі слід застосовувати ті ж самі критерії, а посилання на цей режим позначати буквами “HC”.

Примітка. Див. п. 1.5.3.11 та розділ 3.2.3 EN 1991-1-2.

2.1.3 Параметричний вогневий вплив

(1) Несуча здатність забезпечена, якщо руйнування не допустиме протягом повної тривалості пожежі, включаючи фазу затухання, або протягом необхідного проміжку часу.

(2) Огорожувальна здатність, з урахуванням теплоізолювальної здатності, забезпечена, якщо:

- в момент часу максимальної температури газу середнє підвищення температури по всій необігріваній поверхні обмежується значенням 140 K, а максимальне підвищення температури в будь-якій точці цієї поверхні не перевищує значення 180 K;

- load bearing only: mechanical resistance (criterion R);
- separating and load bearing: criteria R, E and, when requested, I.

(2) Criterion “R” is assumed to be satisfied where the load bearing function is maintained during the required time of fire exposure.

(3) Criterion “I” may be assumed to be satisfied where the average temperature rise over the whole of the non-exposed surface is limited to 140 K, and the maximum temperature rise at any point of that surface does not exceed 180 K.

(4) With the external fire exposure curve the same criteria should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "ef".

NOTE: See EN1991-1-2, chapters 1.5.3.5 and 3.2.2.

(5) With the hydrocarbon fire exposure curve the same criteria should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "HC".

NOTE: See EN 1991-1-2, chapters 1.5.3.11 and 3.2.3.

2.1.3 Parametric fire exposure

(1) The load-bearing function is ensured when collapse is prevented during the complete duration of the fire including the decay phase or during a required period of time.

(2) The separating function with respect to insulation is ensured when

- at the time of the maximum gas temperature, the average temperature rise over the whole of the nonexposed surface is limited to 140 K, and the maximum temperature rise at any point of that surface does not exceed 180 K,

- протягом фази затухання пожежі середнє підвищення температури по всій необігріваній поверхні буде обмежено значенням $\Delta\theta_1$, а максимальне підвищення температури в будь-якій точці поверхні не перевищуватиме значення $\Delta\theta_2$.

Примітка. Значення $\Delta\theta_1$ та $\Delta\theta_2$ для використання у певній країні можна знайти у Національному Додатку. Рекомендовані значення $\Delta\theta_1 = 200$ К та $\Delta\theta_2 = 240$ К.

2.2 Впливи

(1)P Теплові та механічні впливи слід приймати відповідно до EN 1991-1-2.

(2) Додатково до 3.1(6) EN 1991-1-2 ступінь чорноти поверхні сталевого та бетонного елемента має становити $\varepsilon_m = 0,7$.

2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів

(1)P Розрахункові значення механічних (міцність та деформативність) властивостей матеріалу $X_{fi,d}$ визначаються таким чином:

$$X_{fi,d} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi}$$

де X_k - характеристичне або номінальне значення міцності чи деформативності (в цілому f_k або E_k) для розрахунку за нормальної температури згідно з EN 1994-1-1;

k_{θ} - коефіцієнт зменшення міцності або деформативності ($X_{k,\theta} / X_k$), що залежить від температури матеріалу відповідно до 3.2;

$\gamma_{m,fi}$ - коефіцієнт надійності відповідної властивості матеріалу під час пожежі.

Примітка 1. Для механічних властивостей сталі та бетону рекомендованими значеннями коефіцієнту надійності під час пожежі є $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$. Якщо необхідно зробити зміни, вони можуть бути визначені у відповідних Національних Додатках EN 1992-1-2 та EN 1993-1-2.

Примітка 2. Якщо рекомендовані значення змінено, табличні дані можуть потребувати перегляду.

- during the decay phase of the fire, the average temperature rise over the whole of the non-exposed surface should be limited to $\Delta\theta_1$, and the maximum temperature rise at any point of that surface should not exceed $\Delta\theta_2$.

NOTE: The values of $\Delta\theta_1$ and $\Delta\theta_2$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are $\Delta\theta_1 = 200$ K and $\Delta\theta_2 = 240$ K.

2.2 Actions

(1)P The thermal and mechanical actions shall be taken from EN 1991-1-2.

(2) In addition to 3.1(6) of EN 1991-1-2, the emissivity coefficient for steel and concrete related to the surface of the member should be $\varepsilon_m = 0,7$.

2.3 Design values of material properties

(1)P Design values of mechanical (strength and deformation) material properties $X_{fi,d}$ are defined as follows:

$$(2.1)$$

where:

X_k is the characteristic or nominal value of a strength or deformation property (generally f_k or E_k) for normal temperature design according to EN 1994-1-1;

k_{θ} is the reduction factor for a strength or deformation property ($X_{k,\theta} / X_k$), dependent on the material temperature, see 3.2;

$\gamma_{m,fi}$ is the partial factor for the relevant material property, for the fire situation.

NOTE 1: For mechanical properties of steel and concrete, the recommended values of the partial factor for the fire situation are $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$. Where modifications are required, these may be defined in the relevant National Annexes of EN 1992-1-2 and EN 1993-1-2.

NOTE 2: If the recommended values are modified, tabulated data may need to be adapted.

(2)Р Розрахункові значення теплофізичних властивостей матеріалу $X_{fi,d}$ визначаються таким чином:

- якщо збільшення характеристики сприятливе для безпеки:

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi}, \quad (2.2a)$$

- якщо збільшення характеристики несприятливе для безпеки:

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta}, \quad (2.2b)$$

де $X_{k,\theta}$ – значення властивості матеріалу під час пожежі, що залежить від температури матеріалу відповідно до 3.3;

$\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності відповідної властивості матеріалу під час пожежі.

Примітка 1. Для теплофізичних властивостей сталі та бетону рекомендоване значення коефіцієнту надійності під час пожежі $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

Примітка 2. Якщо рекомендовані значення змінено, табличні дані можуть потребувати перегляду.

(3) Розрахункове значення міцності бетону на стиск має бути прийнято як $1,0f_c / \gamma_{M,fi,c}$, перш ніж виконується обов'язкове зниження міцності внаслідок температури, та відповідно до 3.2.2.

2.4 Методи перевірки

2.4.1 Загальні положення

(1)Р Модель конструктивної системи, що прийнята для проектування згідно з цією настановою, має відображати очікувану роботу конструкції під час пожежі.

(2)Р Вона має бути перевірена для відповідної тривалості вогневого впливу t :

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}, \quad (2.3)$$

де $E_{fi,d,t}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, включаючи ефекти теплових розширень та деформацій, визначений відповідно до EN 1991-1-2;

$R_{fi,d,t}$ – відповідний розрахунковий опір під час пожежі.

(2)P Design values of thermal material properties $X_{fi,d}$ are defined as follows:

- if an increase of the property is favourable for safety;

- if an increase of the property is unfavourable for safety.

where:

$X_{k,\theta}$ is the value of a material property in the fire situation, generally dependent on the material temperature, see 3.3;

$\gamma_{M,fi}$ is the partial factor for the relevant material property, for the fire situation.

NOTE 1: For thermal properties of steel and concrete, the recommended value of the partial factor for the fire situation is $\gamma_{M,fi} = 1,0$; where modifications are required, these may be defined in the relevant National Annexes of EN 1992-1-2 and EN 1993-1-2.

NOTE 2: If the recommended values are modified, tabulated data may need to be adapted.

(3) The design value of the compressive concrete strength should be taken as $1,0 f_c$ divided by $\gamma_{M,fi,c}$, before applying the required strength reduction due to temperature and given in 3.2.2.

2.4 Verification methods

2.4.1 General

(1)P The model of the structural system adopted for design to this Part 1-2 of EN 1994 shall reflect the expected performance of the structure in fire.

(2)P It shall be verified for the relevant duration of fire exposure t :

where:

$E_{fi,d,t}$ is the design effect of actions for the fire situation, determined in accordance with EN 1991-1-2, including the effects of thermal expansions and deformations;

$R_{fi,d,t}$ is the corresponding design resistance in the fire situation.

(3) Розрахунок конструкцій під час пожежі слід виконувати відповідно до 5.1.4(2) EN 1990.

Примітка. Для перевірки вимог нормованої вогнестійкості достатньо здійснити аналіз окремої конструкції.

(4) Якщо правила застосування, що наведені в цій настанові, дійсні лише для стандартного температурного режиму, це вказано у відповідних розділах.

(5) Табличні дані, що наведені в розділі 4.2, базуються на стандартному температурному режимі.

(6)P Як альтернатива розрахунку конструкції визначення вогнестійкості може базуватись на результатах вогневих випробувань або на результатах вогневих випробувань разом з розрахунками відповідно до розділу 5.2 EN 1990.

2.4.2 Аналіз конструкції

(1) Навантажувальний ефект слід визначати для часу $t = 0$, застосовуючи коефіцієнти сполучення $\psi_{2,1}$ та $\psi_{1,1}$ відповідно до 4.3.1(2) EN 1991-1-2.

(2) Як спрощення до (1) навантажувальний ефект $E_{fi,d,t}$ можна визначити з розрахунку конструкції за нормальної температури, а саме:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d,$$

де E_d – розрахункове значення відповідної сили або моменту, що визначене з розрахунку за нормальної температури для основного сполучення навантажень згідно з EN 1990;

η_{fi} – коефіцієнт зменшення значення E_d .

(3) Коефіцієнт зменшення η_{fi} для сполучення навантаження (6.10) у EN 1990 слід визначати за формулою:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

або для сполучень навантаження (6.10a) та (6.10b) у EN 1990, як менше значення з двох таких виразів:

(3) The structural analysis for the fire situation should be carried out according to 5.1.4(2) of EN 1990.

NOTE: For verifying standard fire resistance requirement, a member analysis is sufficient.

(4) Where application rules given in this Part 1-2 are valid only for the standard temperature-time curve, this is identified in the relevant clauses.

(5) Tabulated data given in 4.2 are based on the standard temperature-time curve.

(6)P As an alternative to design by calculation, fire design may be based on the results of fire tests, or on fire tests in combination with calculations, see EN 1990 clause 5.2.

2.4.2 Member analysis

(1) The effect of actions should be determined for time $t = 0$ using combination factors $\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$ according to 4.3.1(2) of EN 1991-1-2.

(2) As a simplification to (1), the effect of actions $E_{fi,d,t}$ may be obtained from a structural analysis for normal temperature design as:

$$(2.4)$$

where:

E_d is the design value of the corresponding force or moment for normal temperature design, for a fundamental combination of actions (see EN 1990)

η_{fi} is the reduction factor of E_d .

(3) The reduction factor η_{fi} for load combination (6.10) in EN 1990 should be taken as:

$$(2.5)$$

or for load combinations (6.10a) and (6.10b) in EN 1990 as the smaller value given by the two following expressions:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}}, \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}, \quad (2.5b)$$

де $Q_{k,1}$ – характеристичне значення головного змінного впливу 1

G_k – характеристичне значення постійного впливу

γ_G – коефіцієнт надійності для постійних впливів

$\gamma_{Q,1}$ – коефіцієнт надійності для змінного впливу 1

ξ – коефіцієнт надійності для несприятливого постійного впливу G_k

$\psi_{0,1}$ – коефіцієнт сполучення для характеристичного значення змінного впливу

ψ_{fi} – коефіцієнт сполучення для випадку пожежі, даний як $\psi_{1,1}$ (тривале значення) або $\psi_{2,1}$ (квазіпостійне значення) згідно з 4.3.1(2) EN 1991-1-2.

Примітка 1. Приклад зміни коефіцієнтів зниження η_{fi} залежно від співвідношення навантаження $Q_{k,1}/G_k$ для різних значень коефіцієнту сполучення $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ відповідно до виразу (2.6), наведено на рисунку 2.1 з такими припущеннями: $\gamma_G = 1,35$ та $\gamma_o = 1,5$. Рівняння (2.7) та (2.8) дають дещо завищені значення.

Примітка 2. Як спрощення може бути використано рекомендоване значення $\eta_{fi} = 0,65$, окрім прикладених навантажень для категорії навантаження E, як встановлено в EN 1991-1-1 (площі, придатні для накопичення вантажів, включаючи доступні ділянки), для яких рекомендованим значенням є 0,7.

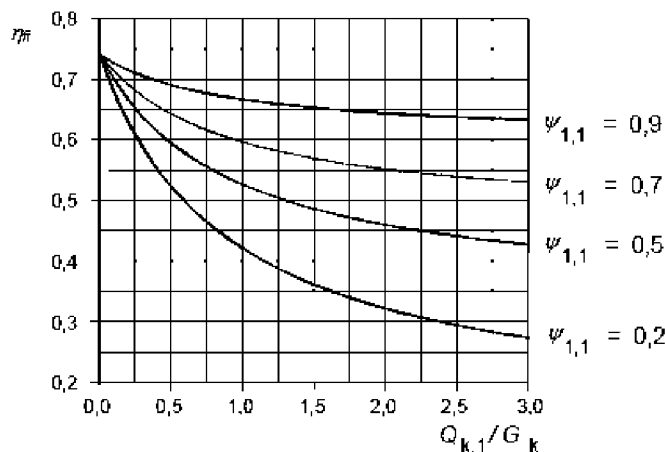


Рисунок 2.1: Зміна коефіцієнтів зниження η_{fi} залежно від співвідношення $Q_{k,1}/G_k$

where:

$Q_{k,1}$ is the characteristic value of the leading variable action 1

G_k is the characteristic value of a permanent action

γ_G is the partial factor for permanent actions

$\gamma_{Q,1}$ is the partial factor for variable action 1

ξ is a reduction factor for unfavourable permanent action G_k

$\psi_{0,1}$ combination factor for the characteristic value of a variable action

ψ_{fi} is the combination factor for fire situation, given either by $\psi_{1,1}$ (frequent value) or $\psi_{2,1}$ (quasipermanent value) according to 4.3.1(2) of EN 1991-1-2.

NOTE 1: An example of the variation of the reduction factor η_{fi} versus the load ratio $Q_{k,1}/G_k$ for different values of the combination factor $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ according to expression (2.5), is shown in Figure 2.1 with the following assumptions: $\gamma_G = 1,35$ and $\gamma_o = 1,5$. Partial factors are specified in the relevant National Annexes of EN 1990. Equations (2.5a) and (2.5b) give slightly higher values.

NOTE 2: As a simplification the recommended value of $\eta_{fi} = 0,65$ may be used, except for imposed loads according to load category E as given in EN 1991-1-1 (areas susceptible to accumulation of goods, including access areas), where the recommended value is 0,7.

Figure 2.1: Variation of the reduction factor η_{fi} with the load ratio $Q_{k,1}/G_k$

(4) Слід розглядати лише ефекти температурних деформацій, що є наслідком температурних градієнтів через поперечний переріз. Вплив поширення температури вздовж елемента можна не враховувати.

(5) Граничні умови на опорах та кінцях елемента вважають незмінними протягом пожежі.

(6) Табличні дані, спрощені або уточнені розрахункові моделі, що наведені в 4.2, 4.3 та 4.4 відповідно, є прийнятними для перевірки елементів в умовах пожежі.

2.4.3 Аналіз частини конструктивної системи

(1) Навантажувальний ефект має визначитися для часу $t=0$ з використанням коефіцієнтів сполучення $\psi_{1,1}$ та $\psi_{2,1}$ відповідно до 4.3.1(2) EN 1991-1-2.

(2) Як альтернатива загальному розрахунку конструкцій під час пожежі в момент часу $t = 0$ опорні реакції, внутрішні зусилля та моменти на межі частини конструктивної системи можна отримати за розрахунком конструкцій за нормальних температур, як наведено в 2.4.2.

(3) Частина конструктивної системи для розрахунку має бути визначена на основі можливих температурних розширень або деформацій, щоб її взаємодія з іншими частинами конструктивної системи могла бути виражена незалежними від часу умовами спирання та граничними умовами під час пожежі.

(4)P В межах частини конструктивної системи для розрахунку слід враховувати характерний вид руйнування під час пожежі, властивості матеріалу, що залежать від температури, та жорсткість елемента, впливи температурних розширень та деформацій (впливи другого порядку під час пожежі).

(4) Only the effects of thermal deformations resulting from thermal gradients across the cross-section need be considered. The effects of axial or in-plane thermal expansions may be neglected.

(5) The boundary conditions at supports and ends of member may be assumed to remain unchanged throughout the fire exposure.

(6) Tabulated data, simplified or advanced calculation models given in 4.2, 4.3 and 4.4 respectively are suitable for verifying members under fire conditions.

2.4.3 Analysis of part of the structure

(1) The effect of actions should be determined for time $t = 0$ using combination factors $\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$ according to 4.3.1(2) of EN 1991-1-2.

(2) As an alternative to carrying out a structural analysis for the fire situation at time $t=0$, the reactions at supports and internal forces and moments at boundaries of part of the structure may be obtained from a structural analysis for normal temperature as given in 2.4.2.

(3) The part of the structure to be analysed should be specified on the basis of the potential thermal expansions and deformations such, that their interaction with other parts of the structure can be approximated by time-independent support and boundary conditions during fire exposure.

(4)P Within the part of the structure to be analysed, the relevant failure mode in fire exposure, the temperature-dependent material properties and member stiffness, effects of thermal expansions and deformations (indirect fire actions) shall be taken into account.

(5) Граничні умови на опорах та зусилля на межі частини конструктивної системи вважаються незмінними протягом пожежі.

2.4.4 Загальний аналіз конструктивної системи

(1)P Загальний розрахунок конструктивної системи під час пожежі слід враховувати характерний вид руйнування під час пожежі, властивості матеріалу, що залежать від температури, та жорсткість елемента, впливи температурних розширень та деформацій (непрямий вплив пожежі).

(5) The boundary conditions at supports and forces and moments at boundaries of part of the structure, may be assumed to remain unchanged throughout the fire exposure.

2.4.4 Global structural analysis

(1)P When a global structural analysis for the fire situation is carried out, the relevant failure mode in fire exposure, the temperature-dependent material properties and member stiffness as well as the effects of thermal expansions and deformations (indirect fire actions) shall be taken into account.

Розділ 3 Властивості матеріалів

3.1 Загальні положення

(1)P Під час пожежі слід враховувати властивості матеріалу, що залежать від температури.

(2) Теплофізичні та механічні властивості сталі й бетону мають визначатися з наступних розділів.

(3)P Властивості матеріалів, що наведені в 3.2, будуть прийняті як характеристичні значення відповідно до 2.3(1)P.

(4) Механічні властивості бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури за нормальної температури (20 °C) слід приймати відповідно до EN 1992-1-1.

(5) Механічні властивості сталі за температури 20 °C слід приймати відповідно до EN 1993-1-1 для проектування за нормальної температури.

3.2 Механічні властивості

3.2.1 Міцність та деформаційні властивості конструкційної сталі

(1) Для режимів нагрівання від 2 К/хв до 50 К/хв міцність та деформаційні властивості конструкційної сталі за підвищених температур мають визначатися з діаграми “напруження-деформації”, що наведена на рисунку 3.1.

Примітка. Для правил цієї Настанови прийнято, що режими нагрівання знижуються у визначених межах.

(2) Співвідношення “напруження-деформації”, що наведені на рисунку 3.1 та в таблиці 3.1, визначаються трьома параметрами:

- ухил лінійної пружної стадії $E_{a,\theta}$;
- межа пропорційності $f_{ap,\theta}$;
- максимальний ступінь (рівень) напруження або дійсна границя текучості $f_{ay,\theta}$.

Section 3 Material properties

3.1 General

(1)P In fire conditions the temperature dependent properties shall be taken into account.

(2) The thermal and mechanical properties of steel and concrete should be determined from the following clauses.

(3)P The values of material properties given in 3.2 shall be treated as characteristic values, see 2.3(1)P.

(4) The mechanical properties of concrete, reinforcing and prestressing steel at normal temperature (20°C) should be taken as those given in EN 1992-1-1 for normal temperature design.

(5) The mechanical properties of steel at 20 °C should be taken as those given in EN 1993-1-1 for normal temperature design.

3.2 Mechanical properties

3.2.1 Strength and deformation properties of structural steel

(1) For heating rates between 2 and 50 K/min, the strength and deformation properties of structural steel at elevated temperatures should be obtained from the stress-strain relationship given in Figure 3.1.

NOTE: For the rules of this standard, it is assumed that the heating rates fall within the specified limits.

(2) The stress-strain relationships given in Figure 3.1 and Table 3.1 are defined by three parameters:

- the slope of the linear elastic range $E_{a,\theta}$,
- the proportional limit $f_{ap,\theta}$,
- the maximum stress level or effective yield strength $f_{ay,\theta}$.

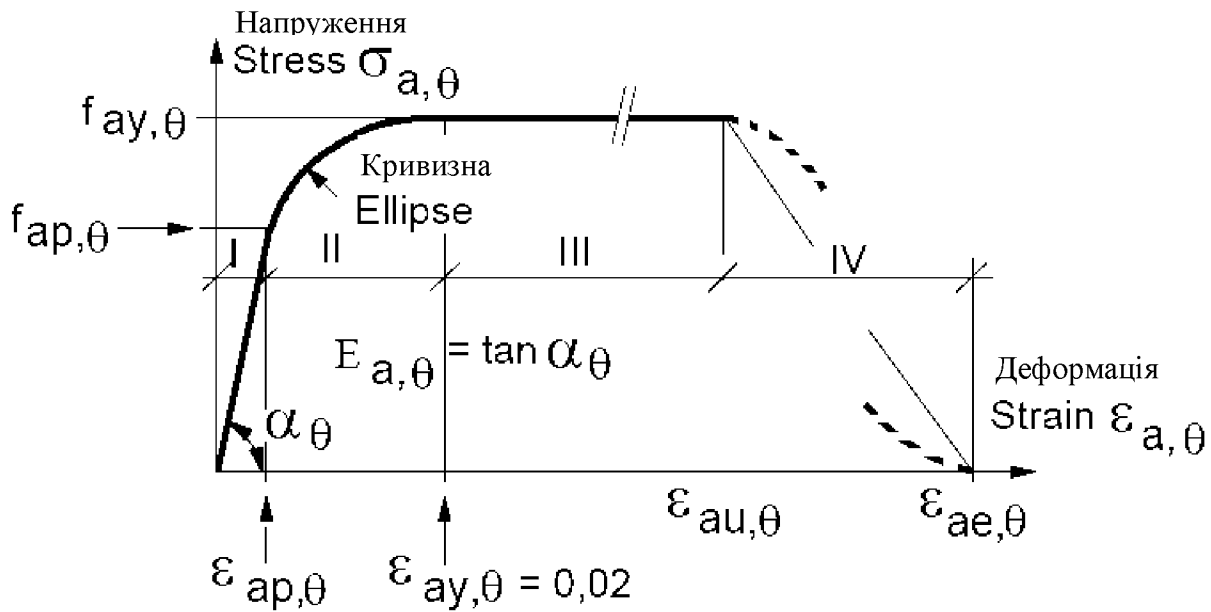


Рисунок 3.1: Математична модель співвідношень “напруження-деформації” для конструкційної сталі за підвищених температур

Figure 3.1: Mathematical model for stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures

Таблиця 3.1: Співвідношення різних параметрів математичної моделі на рисунку 3.1

Table 3.1: Relation between the various parameters of the mathematical model of Figure 3.1.

Стадії деформування Strain range	Напруження σ Stress ζ	Початковий модуль Tangent modulus
I – пружна I / elastic $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II – криволінійний перехід II / transit elliptical $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ де $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c^2 = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III – пластична III / plastic $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

(3) У таблиці 3.2 наведені коефіцієнти зменшення k_θ за підвищених температур сталі θ_a , які треба застосовувати для відповідного значення E_a або f_{ay} , щоб визначити параметри з (2). Для проміжних значень температури може застосовуватися лінійна інтерполяція.

(4) Як альтернатива для температур нижче 400 °C, діаграми “напруження-деформації”, визначені в (2), подовжені завдяки можливості деформаційного зміцнення згідно з таблицею 3.2, за умови, що місцева втрата стійкості не допускається, а відношення $f_{au,\theta} / f_{ay}$ обмежуються значенням 1,25.

Примітка. Можливість деформаційного зміцнення докладно описано в додатку А.

(5) Вплив деформаційного зміцнення слід враховувати, якщо аналіз базується на уточнених розрахункових моделях згідно з 4.4. Це можливо лише, якщо доведено, що локальні пошкодження (наприклад, місцева втрата стійкості, руйнування при зсуві, сколювання бетону та ін.) не виникають через збільшення деформацій.

Примітка. Значення $\varepsilon_{au,\theta}$ та $\varepsilon_{ae,\theta}$ що визначають межі ділянок максимального напруження та низхідних ділянок згідно з рисунку 3.1, можуть бути отримані з довідкового додатку А.

(6) Формулювання співвідношень “напруження-деформації” були виведені за результатами випробувань на розтяг. Ці співвідношення можуть також застосовуватися для сталі при стиску.

(7) Значення таблиці 3.2 для співвідношень “напруження-деформації” конструкційної сталі можуть використовуватись як досить точні наближення у випадку теплових впливів відповідно до 3.3 EN 1991-1-2 (моделі реальної пожежі), особливо, якщо розглядається низхідна температурна ділянка.

(3) Table 3.2 gives for elevated steel temperatures θ_a , the reduction factors k_θ to be applied to the appropriate value E_a or f_{ay} in order to determine the parameters in (2). For intermediate values of the temperature, linear interpolation may be used.

(4) Alternatively for temperatures below 400°C, the stress-strain relationships specified in (2) are extended by the strain hardening option given in Table 3.2, provided local instability is prevented and the ratio $f_{au,\theta} / f_{ay}$ is limited to 1,25.

NOTE: The strain-hardening option is detailed in informative Annex A.

(5) The effect of strain hardening should only be accounted for if the analysis is based on advanced calculation models according to 4.4. This is only allowed if it is proven that local failures (i.e. local buckling, shear failure, concrete spalling, etc) do not occur because of increased strains.

NOTE: Values for $\varepsilon_{au,\theta}$ and $\varepsilon_{ae,\theta}$ defining the range of the maximum stress branches and decreasing branches according to Figure 3.1, may be taken from informative Annex A.

(6) The formulation of stress-strain relationships has been derived from tensile tests. These relationships may also be applied for steel in compression.

(7) In case of thermal actions according to 3.3 of EN 1991-1-2 (natural fire models), particularly when considering the decreasing temperature branch, the values specified in Table 3.2 for the stress-strain relationships of structural steel may be used as a sufficiently precise approximation.

Таблиця 3.2: Коефіцієнти зменшення k_θ для співвідношень “напруження-деформації” конструкційної сталі за підвищених температур

Table 3.2: Reduction factors k_θ for stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures

Температура сталі θ_a , [°C] Steel Temperature θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

3.2.2 Міцність та деформаційні властивості бетону

(1) Для режимів нагрівання від 2 К/хв до 50 К/хв значення міцності та деформативності бетону за підвищених температур мають бути отримані зі співвідношення “напруження-деформації”, що наведене на рисунку 3.2.

Примітка. Для правил цієї Настанови прийнято, що режими нагрівання знижуються у визначених межах.

(2)P Міцність та деформаційні властивості одновісно напруженого бетону за підвищених температур мають бути визначені зі співвідношень “напруження-деформації” в EN 1992-1-2 та як показано на рисунку 3.2.

(3) Співвідношення “напруження-деформації” на рисунку 3.2 визначається двома параметрами:

- міцність на стиск $f_{c,\theta}$,
- деформація $\varepsilon_{cu,\theta}$, що відповідає $f_{c,\theta}$.

3.2.2 Strength and deformation properties of concrete

(1) For heating rates between 2 and 50 K/min, the strength and deformation properties of concrete at elevated temperatures should be obtained from the stress-strain relationship given in Figure 3.2.

NOTE: For the rules of this standard, it is assumed that the heating rates fall within the specified limits.

(2)P The strength and deformation properties of uniaxially stressed concrete at elevated temperatures shall be obtained from the stress-strain relationships in EN 1992-1-2 and as presented in Figure 3.2.

(3) The stress-strain relationships given in Figure 3.2 are defined by two parameters:

- the compressive strength $f_{c,\theta}$,
- the strain $\varepsilon_{cu,\theta}$, corresponding to $f_{c,\theta}$.

(4) У таблиці 3.3 наведені значення коефіцієнту зниження $k_{c,\theta}$ для f_c за підвищеної температури бетону θ_c , щоб визначити $f_{c,\theta}$ та деформацію $\varepsilon_{cu,\theta}$. Для проміжних значень температури можна застосувати лінійну інтерполяцію.

Примітка. Через використання різних способів випробування зразків $\varepsilon_{cu,\theta}$ показує великий розкид значень, який представлено в таблиці В.1 додатку В. Рекомендовані значення $\varepsilon_{cu,\theta}$ що визначають діапазон низхідної ділянки, можна отримати з додатку В.

(5) За необхідності, для легкого бетону (ЛБ) значення $\varepsilon_{cu,\theta}$ слід визначати з випробувань.

(6) Параметри, що визначені в таблиці 3.3, стосуються всіх видів бетону з силікатним заповнювачем. Ті самі параметри можуть застосовуватись для бетонів з карбонатним заповнювачем. Точнішу інформацію можна отримати з таблиці 3.1 EN 1992-1-2.

(7) Математична модель співвідношень “напруження-деформації” бетону на рисунку 3.2 має бути змінена для теплових впливів відповідно до 3.3 EN 1991-1-2 (моделі реальної пожежі), особливо, якщо розглядається низхідна температурна ділянка.

Примітка. Оскільки бетон, що був охолоджений після нагрівання, не відновлює свою первинну міцність на стиск, рекомендація довідкового додатку С може бути використана в уточненій розрахунковій моделі згідно з 4.4.

(8) Традиційно, міцність бетону на розтяг може бути прийнята такою, що дорівнює нулю.

(9) Якщо у перевірках, що проводяться з використанням уточненої розрахункової моделі, враховується міцність на розтяг, то її значення не повинно перевищувати значення з 3.2.2.2 EN 1992-1-2.

(10) Для випадку розтягу в бетоні мають бути розглянуті моделі з низхідною ділянкою діаграми “напруження-деформації”, як показано на рисунку 3.2.

(4) Table 3.3 gives for elevated concrete temperatures θ_c , the reduction factor $k_{c,\theta}$ to be applied to f_c in order to determine $f_{c,\theta}$ and the strain $\varepsilon_{cu,\theta}$. For intermediate values of the temperature, linear interpolation may be used.

NOTE: Due to various ways of testing specimens, $\varepsilon_{cu,\theta}$ shows considerable scatter, which is represented in Table B.1 of informative Annex B. Recommended values for $\varepsilon_{cu,\theta}$ defining the range of the descending branch may be taken from Annex B.

(5) For lightweight concrete (LC) the values of $\varepsilon_{cu,\theta}$ if needed, should be obtained from tests.

(6) The parameters specified in Table 3.3 hold for all qualities of concrete with siliceous aggregates. For calcareous concrete qualities the same parameters may be used. This is normally conservative. If more precise information is needed, reference should be made to Table 3.1 of EN 1992-1-2.

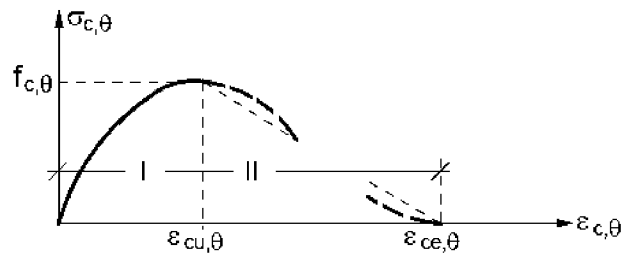
(7) In case of thermal actions according to 3.3 of EN 1991-1-2 (natural fire models), particularly when considering the decreasing temperature branch, the mathematical model for stress-strain relationships of concrete specified in Figure 3.2 should be modified.

NOTE: As concrete, which has cooled down after having been heated, does not recover its initial compressive strength, the proposal of informative Annex C may be used in an advanced calculation model according to 4.4.

(8) Conservatively the tensile strength of concrete may be assumed to be zero.

(9) If tensile strength is taken into account in verifications carried out with an advanced calculation model, it should not exceed the values based on 3.2.2.2 of EN 1992-1-2.

(10) In case of tension in concrete, models with a descending stress-strain branch should be considered as presented in Figure 3.2.



Стадія I:
RANGE I:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[\frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)}{\left\{ 2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\}} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \text{та} \\ \text{and } \varepsilon_{cu,\theta} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{значення приймати з таблиці 3.3} \\ \text{to be chosen according to the values of Table 3.3} \end{array}$$

Стадія II:

RANGE II: для числових методів розрахунку приймають низхідну ділянку
For numerical purposes a descending branch should be adopted

Рисунок 3.2: Математична модель співвідношень “напруження-деформації” бетону при стиску за підвищених температур

Figure 3.2: Mathematical model for stress-strain relationships of concrete under compression at elevated temperatures.

Таблиця 3.3: Значення двох головних параметрів діаграми “напруження-деформації” звичайного бетону (ЗБ) та легкого бетону (ЛБ) за підвищених температур

Table 3.3: Values for the two main parameters of the stress-strain relationships of normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC) at elevated temperatures.

Температура бетону θ_c , [°C] Concrete Temperature θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^{-3}$ ЗБ NC
	ЗБ NC	ЛБ LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

3.2.3 Армуатура

(1) Міцність та деформаційні властивості армуатурних сталей за підвищених температур можуть бути визначені за математичною моделлю, що представлена в 3.2.1 для конструкційної сталі.

(2) Для гарячекатаної армуатурної сталі можуть використовуватись три основні параметри, що наведені в таблиці 3.2, крім значення $k_{u,\theta}$, яке не повинно перевищувати 1,1.

(3) Три основні параметри для холоднодеформованої армуатурної сталі наведено в таблиці 3.4 (див. таблицю 3.2a EN 1992-1-2).

Примітка. Попередньо напружена армуатура у сталезалізобетонних конструкціях зазвичай не використовується.

(4) Для теплових впливів відповідно до 3.3 EN 1991-1-2 (моделі реальної пожежі), особливо, коли розглядається низхідна температурна ділянка, значення, що наведені в таблиці 3.2 для співвідношень “напруження-деформації” конструкційної сталі можуть використовуватись для гарячекатаної армуатурної сталі як досить точні.

Таблиця 3.4 – Коефіцієнти зниження k_θ для співвідношень “напруження-деформації” холоднодеформованої армуатурної сталі

Температура сталі θ_s , [°C] Steel Temperature θ_s , [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0

3.2.3 Reinforcing steels

(1) The strength and deformation properties of reinforcing steels at elevated temperatures may be obtained by the same mathematical model as that presented in 3.2.1 for structural steel.

(2) For hot rolled reinforcing steel the three main parameters given in Table 3.2 may be used, except that the value of $u, \theta k$ should not be greater than 1,1.

(3) The three main parameters for cold worked reinforcing steel are given in Table 3.4 (see also Table 3.2a of EN 1992-1-2).

NOTE: Prestressing steels will normally not be used in composite structures.

(4) In case of thermal actions according to 3.3 of EN 1991-1-2 (natural fire models), particularly when considering the decreasing temperature branch, the values specified in Table 3.2 for the stress-strain relationships of structural steel, may be used as a sufficiently precise approximation for hot rolled reinforcing steel.

Table 3.4: Reduction factors k_θ for stress-strain relationships of cold worked reinforcing steel

3.3 Теплофізичні властивості

3.3.1 Конструкційна та арматурна сталь

(1) Температурне видовження сталі $\Delta l / l$, що дійсне для всіх видів конструкційної та арматурної сталі, може бути визначено таким чином:

$$\Delta l / l = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2$$

$$\text{для } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C},$$

$$\Delta l / l = 11 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{для } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C},$$

$$\Delta l / l = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a$$

$$\text{для } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C},$$

де l – довжина сталевого елемента за температури 20°C ;

Δl – температурне видовження сталевого елемента;

θ_a – температура сталі.

(2) Залежність температурного видовження від температури показано на рисунку 3.3.

(3) В спрощених розрахункових моделях (див. 4.3) залежність температурного видовження від температури сталі може вважатися лінійною. В цьому випадку видовження сталі має визначатися з:

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20),$$

(4) Питома теплоємність сталі c_a , дійсна для всіх видів конструкційної та арматурної сталі, може визначатися з:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3, \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К})$$

$$\text{для } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 600^\circ\text{C},$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right), \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К})$$

$$\text{для } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C},$$

$$c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right), \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К})$$

$$\text{для } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C},$$

$$c_a = 650, \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К})$$

$$\text{для } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C},$$

де θ_a – температура сталі.

3.3 Thermal properties

3.3.1 Structural and reinforcing steels

(1) The thermal elongation of steel $\Delta l / l$ valid for all structural and reinforcing steel qualities, may be determined from the following:

$$(3.1a)$$

$$\text{for } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C},$$

$$(3.1b)$$

$$\text{for } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C},$$

$$(3.1c)$$

$$\text{for } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C},$$

where:

l is the length at 20°C of the steel member
 Δl is the temperature induced elongation of the steel member

θ_a is the steel temperature.

(2) The variation of the thermal elongation with temperature is illustrated in Figure 3.3.

(3) In simple calculation models (see 4.3) the relationship between thermal elongation and steel temperature may be considered to be linear. In this case the elongation of steel should be determined from:

$$(3.1d)$$

(4) The specific heat of steel $a c$ valid for all structural and reinforcing steel qualities may be determined from the following:

$$[\text{J}/\text{kgK}] \quad (3.2a)$$

$$\text{for } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 600^\circ\text{C},$$

$$[\text{J}/\text{kgK}] \quad (3.2b)$$

$$\text{for } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C},$$

$$[\text{J}/\text{kgK}] \quad (3.2c)$$

$$\text{for } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C},$$

$$[\text{J}/\text{kgK}] \quad (3.2d)$$

$$\text{for } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C},$$

where:

θ_a is the steel temperature.

(5) Залежність питомої теплоємності від температури показано на рисунку 3.4.

(6) В спрощених розрахункових моделях (див. 4.3) питома теплоємність може вважатися незалежною від температури сталі. В цьому випадку треба брати таке середнє значення:

$$c_a = 600, \text{ Дж/(кг}\cdot\text{K)},$$

(7) Питома теплопровідність сталі λ_a , що дійсна для всіх видів конструкційної та арматурної сталі, може бути визначена таким чином:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a, \text{ Вт/(м}\cdot\text{K)}$$

$$\text{для } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 800^\circ\text{C},$$

$$\lambda_a = 27,3, \text{ Вт/(м}\cdot\text{K)}$$

$$\text{для } 800^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C},$$

де θ_a – температура сталі.

(8) Залежність питомої теплопровідності від температури показано на рисунку 3.5.

(9) В спрощених розрахункових моделях (див. 4.3) питома теплопровідність може вважатися незалежною від температури сталі. В цьому випадку треба брати таке середнє значення:

$$\lambda_a = 45, \text{ Вт/(м}\cdot\text{K)},$$

(5) The variation of the specific heat with temperature is illustrated in Figure 3.4.

(6) In simple calculation models (see 4.3) the specific heat may be considered to be independent of the steel temperature. In this case the following average value should be taken:

$$[J/kgK] \quad (3.2e)$$

(7) The thermal conductivity of steel λ valid for all structural and reinforcing steel qualities may be determined from the following:

$$[W/mK] \quad (3.3a)$$

$$\text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$[W/mK] \quad (3.3b)$$

$$\text{for } 800^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

where θ_a is the steel temperature.

(8) The variation of the thermal conductivity with temperature is illustrated in Figure 3.5.

(9) In simple calculation models (see 4.3) the thermal conductivity may be considered to be independent of the steel temperature. In this case the following average value should be taken:

$$[W/mK] \quad (3.3c)$$

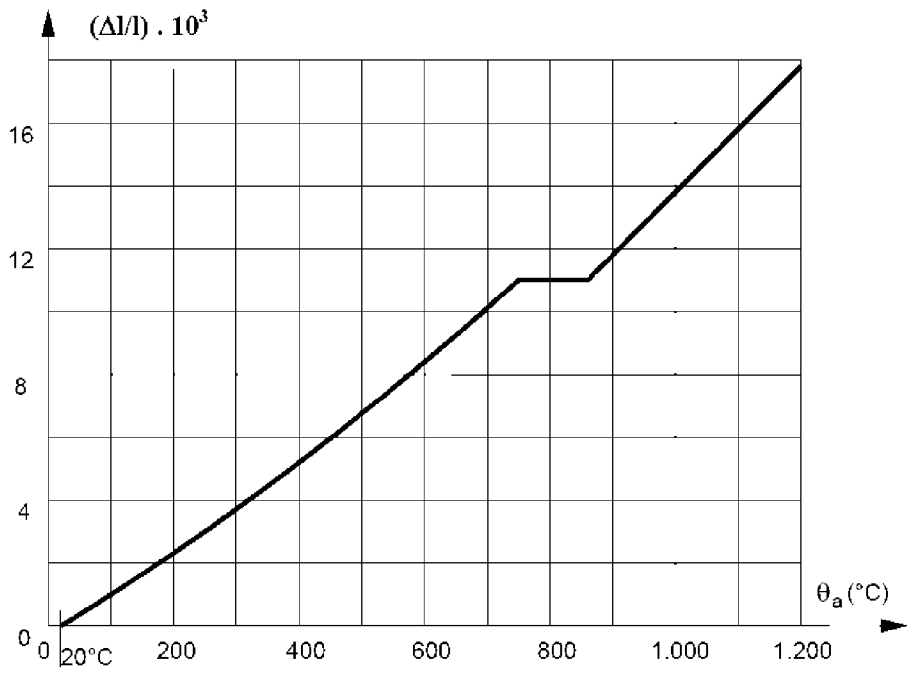


Рисунок 3.3: Залежність температурного видовження сталі від температури

Figure 3.3: Thermal elongation of steel as a function of the temperature

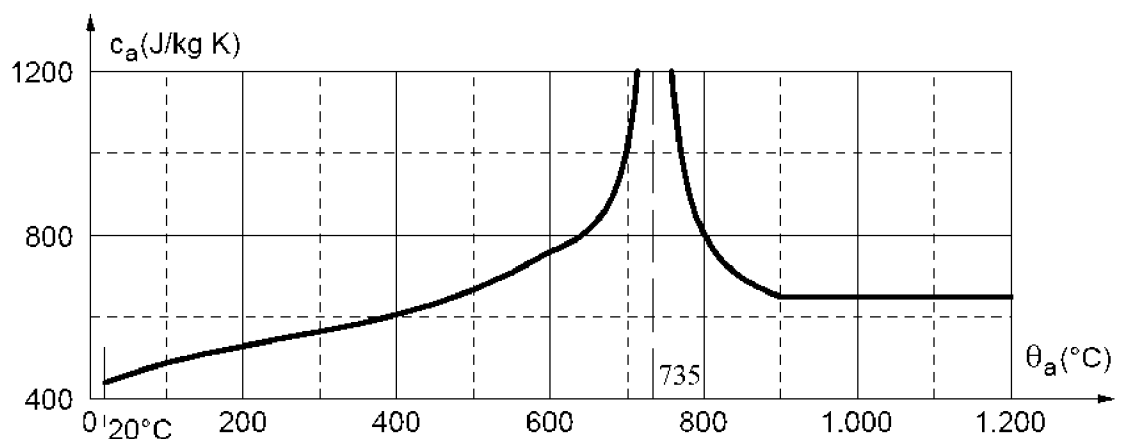


Рисунок 3.4: Залежність питомої теплоємності сталі від температури

Figure 3.4: Specific heat of steel as a function of the temperature

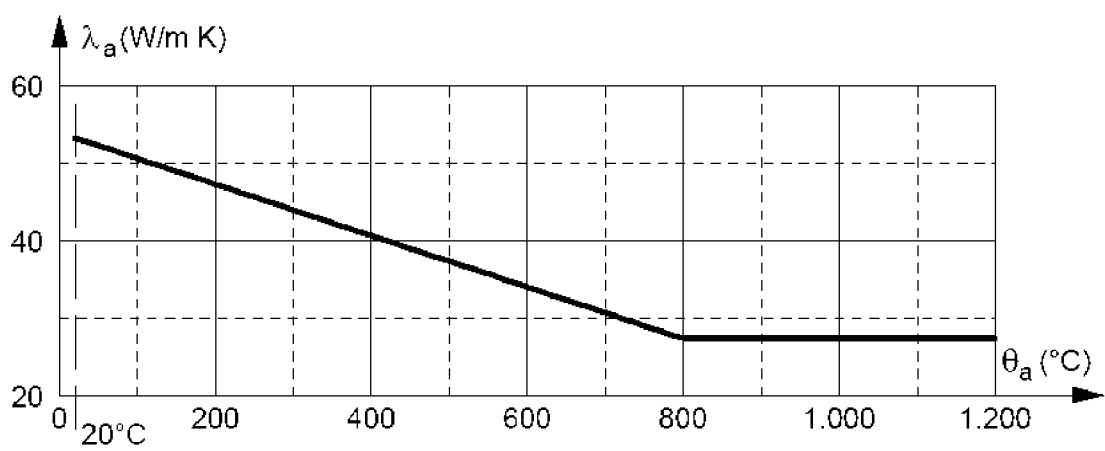


Рисунок 3.5: Залежність теплопровідності сталі від температури

Figure 3.5: Thermal conductivity of steel as a function of the temperature

3.3.2 Звичайний бетон

(1) Температурне видовження $\Delta l/l$ звичайного бетону та бетону на силікатних заповнювачах може визначатися таким чином:

$$\Delta l/l = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 \quad (3.4a)$$

$$\text{для } 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 700^\circ\text{C},$$

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-3} \quad (3.4b)$$

$$\text{для } 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C},$$

де l – довжина бетонного елемента за температури 20°C ;

Δl – видовження бетонного елемента, спричинене температурою;

θ_c – температура бетону.

Примітка. Для бетону з карбонатним заповнювачем посилання зроблено на 3.3.1(1) EN 1992-1-2.

(2) Залежність температурного видовження ЗБ та ЛБ від температури показано на рисунку 3.6.

(3) У спрощених розрахункових моделях (див. 4.3) залежність між температурним видовженням та температурою бетону може вважатися лінійною. В цьому випадку видовження бетону має визначатися:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20), \quad (3.4c)$$

(4) Питома теплоємність c_c звичайного жорсткого, силікатного або карбонатного бетону може визначатися таким чином:

$$c_c = 900, \text{ Дж/(кг}\cdot\text{K)}$$

$$\text{для } 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 100^\circ\text{C},$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100), \text{ Дж/(кг}\cdot\text{K)}$$

$$\text{для } 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C},$$

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2, \text{ Дж/(кг}\cdot\text{K)}$$

$$\text{для } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C},$$

$$c_c = 1100, \text{ Дж/(кг}\cdot\text{K)}$$

$$\text{для } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C},$$

де θ_c – температура бетону, $^\circ\text{C}$.

3.3.2 Normal weight concrete

(1) The thermal elongation $\Delta l/l$ of normal weight concrete and concrete with siliceous aggregates, may be determined from the following:

$$\text{for } 20^\circ\text{C} \leq c\theta \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\text{for } 700^\circ\text{C} < c\theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

where:

l is the length at 20°C of the concrete member

Δl is the temperature induced elongation of the concrete member

θ_c is the concrete temperature.

NOTE: For calcareous concrete, reference is made to 3.3.1(1) of EN1992-1-2.

(2) The variation of the thermal elongation with temperature is illustrated in Figure 3.6.

(3) In simple calculation models (see 4.3) the relationship between thermal elongation and concrete temperature may be considered to be linear. In this case the elongation of concrete should be determined from:

$$(3.4c)$$

(4) The specific heat c_c of normal weight dry, siliceous or calcareous concrete may be determined from:

$$[\text{J/kg K}] \quad (3.5a)$$

$$\text{for } 20^\circ\text{C} \leq c\theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$[\text{J/kg K}] \quad (3.5b)$$

$$\text{for } 100^\circ\text{C} < c\theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$[\text{J/kg K}] \quad (3.5c)$$

$$\text{for } 200^\circ\text{C} < c\theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$[\text{J/kg K}] \quad (3.5d)$$

$$\text{for } 400^\circ\text{C} < c\theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

where θ_c is the concrete temperature [$^\circ\text{C}$].

Примітка. Зміна c_c як функції температури може приблизно дорівнювати:

$$c_{c,\theta} = 890 + 56,2(\theta_c / 100) - 3,4(\theta_c / 100)^2, \quad (3.5e)$$

(5) Залежність теплоємності від температури, відповідно до (3.20), показано на рисунку 3.7.

(6) У спрощених розрахункових моделях (див. 4.3) питома теплоємність може вважатися незалежною від температури бетону. В цьому випадку слід приймати таке значення:

$$c_c = 1000, \text{ Дж/(кг}\cdot\text{К)} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5f)$$

(7) Вміст вологи у бетоні слід приймати таким, що дорівнює урівноваженому вмісту вологи. Якщо ці дані відсутні, вміст вологи не повинен перевищувати 4% ваги бетону.

NOTE: The variation of c_c as a function of the temperature may be approximated by:

(5) The variation of the specific heat with temperature according to (3.5e) is illustrated in Figure 3.7.

(6) In simple calculation models (see 4.3) the specific heat may be considered to be independent of the concrete temperature. In this case the following value should be taken:

(7) The moisture content of concrete should be taken equal to the equilibrium moisture content. If these data are not available, moisture content should not exceed 4 % of the concrete weight.

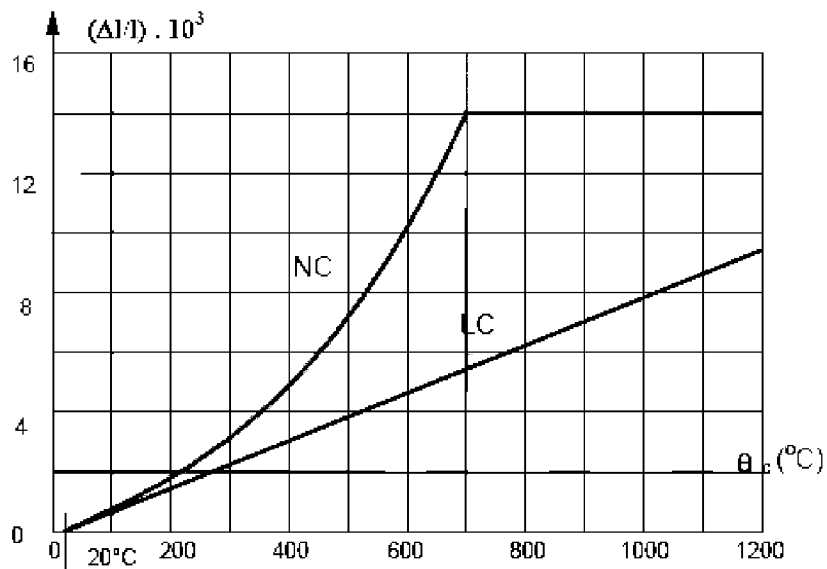


Рисунок 3.6: Залежність температурного видовження звичайного бетону (ЗБ) та легкого бетону (ЛБ) від температури

Figure 3.6: Thermal elongation of normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC) as a function of the temperature

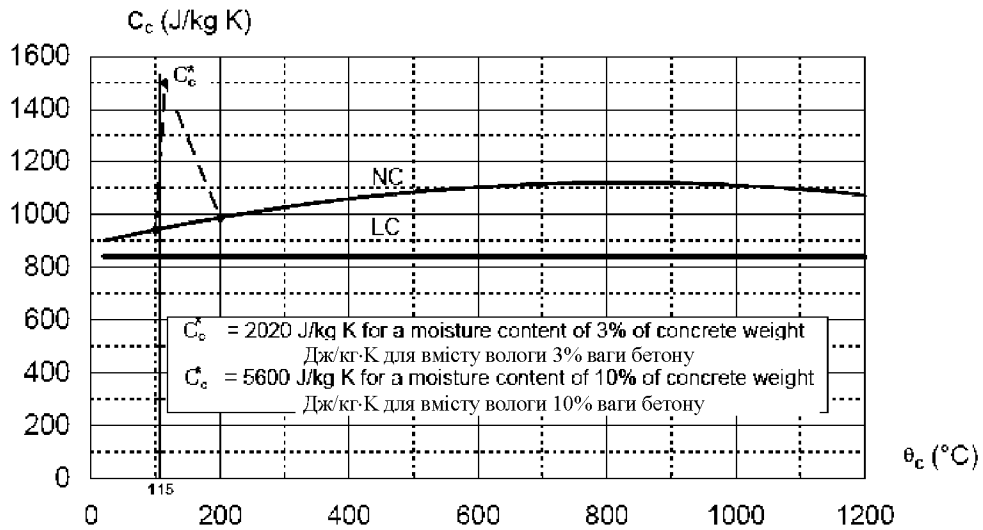


Рисунок 3.7: Залежність питомої теплоємності звичайного бетону (ЗБ) та легкого бетону (ЛБ) від температури

Figure 3.7: Specific heat of normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC) as a function of the temperature

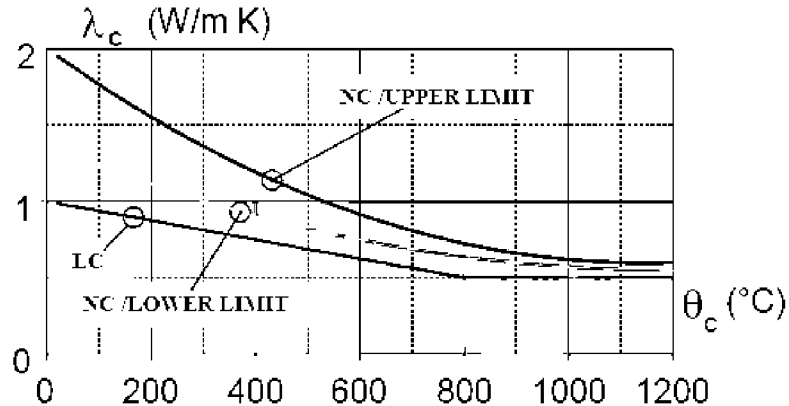


Рисунок 3.8: Залежність теплопровідності звичайного бетону (ЗБ) та легкого бетону (ЛБ) від температури

Figure 3.8: Thermal conductivity of normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC) as a function of the temperature

(8) Якщо вміст вологи не враховано на рівні теплового балансу, рівняння, що наведені в (4) для теплоємності можуть бути доповнені екстремальним значенням, що визначаються з рисунку 3.7 в інтервалі між 100 °С та 200 °С, як, наприклад, для 115 °С:

$c_c^* = 2020$ для вмісту вологи 3% від ваги бетону, Дж/(кг·К),

$c_c^* = 5600$ для вмісту вологи 10% від ваги бетону, Дж/(кг·К),

Останній варіант може розглядатися для пустотних перерізів, що заповнені бетоном.

(9) Теплопровідність λ_c звичайного бетону може визначатися між нижньою та верхньою межами, визначеними в (10).

Примітка 1. Значення теплопровідності можуть бути встановлені в діапазоні, що визначається нижньою та верхньою межами.

Примітка 2. Верхня межа визначена з випробувань сталобетонних комбінованих елементів конструкцій. Рекомендується використання верхньої границі.

(10) Верхня межа теплопровідності λ_c звичайного бетону (ЗБ) може визначатися:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c/100) + 0,0107(\theta_c/100)^2, \text{ Вт/(м·К)},$$

для $20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$,

де θ_c - температура бетону.

Нижня межа теплопровідності λ_c звичайного бетону (ЗБ) може визначатися:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c/100) + 0,0057(\theta_c/100)^2, \text{ Вт/(м·К)},$$

для $20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$,

де θ_c – температура бетону.

(11) Залежність теплопровідності від температури показано на рисунку 3.8.

(12) В спрощених розрахункових моделях (див. 4.3) теплопровідність може вважатися незалежною від температури бетону. В такому разі треба брати таке значення:

$$\lambda_c = 1,60, \text{ Вт/(м·К)},$$

(8) Where the moisture content is not considered on the level of the heat balance, the equations given in (4) for the specific heat may be completed by a peak value, shown in Figure 3.7, situated between 100°C and 200°C such as at 115°C:

$c_c^* = 2020$ for a moisture content of 3% of concrete weight and [J/kg K] (3.5g)

$c_c^* = 5600$ for a moisture content of 10% of concrete weight. [J/kg K] (3.5h)

The last situation may occur for hollow sections filled with concrete.

(9) The thermal conductivity λ_c of normal weight concrete may be determined between the lower and upper limits given in (10).

NOTE 1: The value of thermal conductivity may be set by the National Annex within the range defined by the lower and upper limits.

NOTE 2: The upper limit has been derived from tests of steel-concrete composite structural elements. The use of the upper limit is recommended.

(10) The upper limit of thermal conductivity λ_c of normal weight concrete may be determined from:

$$[\text{W/mK}] \quad (3.6a)$$

for $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$

where θ_c is the concrete temperature.

The lower limit of thermal conductivity λ_c of normal weight concrete may be determined from:

$$[\text{W/mK}] \quad (3.6b)$$

for $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$

where θ_c is the concrete temperature.

(11) The variation of the thermal conductivity with temperature is illustrated in Figure 3.8.

(12) In simple calculation models (see 4.3) the thermal conductivity may be considered to be independent of the concrete temperature. In this case the following value should be taken:

$$[\text{W/mK}] \quad (3.6c)$$

3.3.3 Легкий бетон

(1) Температурне видовження легкого бетону може визначатися за формулою:

$$\Delta l/l = 8 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20),$$

де l – довжина елемента з легкого бетону за нормальної температури;

Δl – видовження елемента з легкого бетону, спричинене температурою;

θ_c – температура легкого бетону, °C.

(2) Теплоємність c_c легкого бетону може вважатися незалежною від температури бетону:

$$c_c = 840, \text{ Дж/(кг} \cdot \text{К)},$$

(3) Теплопровідність λ_c легкого бетону може визначатися таким чином:

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600), \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)},$$

для $20^\circ\text{C} < \theta_c < 800^\circ\text{C}$,

$$\lambda_c = 0,5, \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)},$$

для $800^\circ\text{C} < \theta_c$,

(4) Залежність температурного видовження, теплоємності та теплопровідності від температури показано на рисунках 3.6 - 3.8.

(5) Вміст вологи у бетоні слід приймати таким, що дорівнює урівноваженому вмісту вологи. Якщо ці дані відсутні, вміст вологи не повинен перевищувати 5% ваги бетону.

3.3.4 Вогнезахисні матеріали

(1)P Властивості та характеристики вогнезахисних матеріалів мають бути оцінені з використанням методик випробувань, що наведені у ENV 13381-1, ENV 13381-2, ENV 13381-4, ENV 13381-5 та ENV 13381-6.

3.4 Густина

(1)P Густина сталі ρ_a вважається незалежною від її температури. Необхідно приймати таке значення:

$$\rho_a = 7850 \text{ кг/м}^3.$$

3.3.3 Lightweight concrete

(1) The thermal elongation $\Delta l/l$ of lightweight concrete may be determined from:

$$(3.7)$$

where:

l is the length at room temperature of the lightweight concrete member

Δl is the temperature induced elongation of the lightweight concrete member

θ_c is the lightweight concrete temperature [$^\circ\text{C}$].

(2) The specific heat c_c of lightweight concrete may be considered to be independent of the concrete temperature:

$$[\text{J/kg K}] \quad (3.8)$$

(3) The thermal conductivity λ_c of lightweight concrete may be determined from the following:

$$[\text{W/mK}] \quad (3.9a)$$

for $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C}$

$$[\text{W/mK}] \quad (3.9b)$$

for $\theta_c > 800^\circ\text{C}$

(4) The variation with temperature of the thermal elongation, the specific heat and the thermal conductivity are illustrated in Figures 3.6, 3.7 and 3.8.

(5) The moisture content of concrete should be taken equal to the equilibrium moisture content. If these data are not available, the moisture content should not exceed 5 % of the concrete weight.

3.3.4 Fire protection materials

(1)P The properties and performance of fire protection materials shall be assessed using the test procedures given in ENV 13381-1, ENV 13381-2, ENV 13381-4, ENV 13381-5 and ENV 13381-6.

3.4 Density

(1)P The density of steel ρ_a shall be considered to be independent of the steel temperature. The following value shall be taken:

$$[\text{kg/m}^3] \quad (3.10)$$

(2) При статичних навантаженнях густина бетону ρ_c вважається незалежною від його температури. Для розрахунку температурної реакції залежність ρ_c від температури може визначатися згідно з 3.3.2(3) EN 1992-1-2.

Примітка. Зміна ρ_c залежно від температури може визначатися:

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47(\theta_c / 100),$$

(3) Для неармованого звичайного бетону (ЗБ) можна приймати таке значення:

$$\rho_{c,ЗБ} = 2300, \text{ кг/м}^3$$

(4)P Значення густини неармованого легкого бетону (ЛБ), що визначене в цій настанові для розрахунку вогнестійкості, має перебувати в таких межах:

$$\rho_{c,ЛБ} = 1600 \dots 2000, \text{ кг/м}^3.$$

(2) For static loads, the density of concrete ρ_c may be considered to be independent of the concrete temperature. For calculation of the thermal response, the variation of ρ_c in function of the temperature may be considered according to 3.3.2(3) of EN1992-1-2.

NOTE: The variation of ρ_c in function of the temperature may be approximated by

$$(3.11)$$

(3) For unreinforced normal weight concrete (NC) the following value may be taken:

$$[\text{kg/m}^3] \quad (3.12a)$$

(4)P The density of unreinforced lightweight concrete (LC), considered in this Part 1-2 of EN 1994 for structural fire design, shall be in the range of:

$$[\text{kg/m}^3] \quad (3.12b)$$

Розділ 4 Методики розрахунку

4.1 Вступ

(1)P Оцінка роботи конструкції під час пожежі має базуватися на вимогах розділу 5 “Конструювання” та одній із таких рекомендованих методик проектування:

- типові проектні рішення, так звані табличні дані, для конкретних типів конструкцій;
- спрощені розрахункові моделі для конкретних типів конструкцій;
- уточнені розрахункові моделі для відтворення роботи цілої конструктивної системи (будівлі) (див. 2.4.4), частин конструктивної системи (див. 2.4.3) або окремої конструкції (див. 2.4.2).

Примітка. Рішення щодо використання уточнених розрахункових моделей для кожної країни можна знайти у Національному Додатку.

(2)P Застосування табличних даних та спрощених розрахункових моделей обмежується окремими конструкціями, що розглядаються як такі, що безпосередньо зазнають вогневого впливу по всій довжині. Тепловий вплив прийнятий відповідно до стандартного температурного режиму, а розповсюдження температури прийнято по всій довжині конструкції. Екстраполяція за межами експериментальних даних не дозволяється.

(3) Табличні дані та спрощені розрахункові моделі мають надавати традиційні результати, порівняно з відповідними випробуваннями або уточненими розрахунковими моделями.

(4)P Застосування уточнених розрахункових моделей стосується реакції конструкцій, підсистем або цілих конструктивних систем (будівель) на дію вогню та дає змогу, якщо потрібно, оцінити взаємодію частин конструктивної системи, які безпосередньо зазнають або не зазнають вогневого впливу.

Section 4 Design procedures

4.1 Introduction

(1)P The assessment of structural behaviour in a fire design situation shall be based on the requirements of section 5, Constructional details, and on one of the following permitted design procedures:

- recognized design solutions called tabulated data for specific types of structural members;
- simple calculation models for specific types of structural members;
- advanced calculation models for simulating the behaviour of the global structure (see 2.4.4), of parts of the structure (see 2.4.3) or only of a structural member (see 2.4.2).

NOTE: The decision on the use of advanced calculation models in any Country may be found in the National Annex.

(2)P Application of tabulated data and simple calculation models is confined to individual structural members, considered as directly exposed to fire over their full length. Thermal action is taken in accordance with standard fire exposure, and the same temperature distribution is assumed to exist along the length of the structural members. Extrapolation outside the range of experimental evidence is not allowed.

(3) Tabulated data and simple calculation models should give conservative results compared to relevant tests or advanced calculation models.

(4)P Application of advanced calculation models deals with the response to fire of structural members, subassemblies or complete structures and allows – where appropriate – the assessment of the interaction between parts of the structure which are directly exposed to fire and those which are not exposed.

(5)P В уточнених розрахункових моделях інженерні принципи мають застосовуватися практичним способом до конкретних задач.

(6)P Якщо табличні дані або спрощені розрахункові моделі не можуть бути застосовані, необхідно користуватися будь-яким методом, що базується на уточненій розрахунковій моделі або на результатах випробувань.

(7)P Рівні навантаження визначаються співвідношенням відповідного розрахункового навантажувального ефекту впливів та розрахункового опору:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0; \quad (4.1)$$

рівень навантаження відповідно до EN 1994-1-1,

де E_d – розрахунковий навантажувальний ефект для проектування за нормальної температури та

R_d – розрахунковий опір для проектування за нормальної температури;

$$\eta = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d},$$

рівень навантаження для розрахунку на вогнестійкість,

де $E_{fi,d,t}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі в момент часу t .

(8)P Для загального аналізу конструктивних систем (будівель) механічні впливи треба поєднувати, використовуючи аварійне сполучення, дане в 4.3 EN 1991-1-2.

(9)P Для будь-якого типу розрахунку конструкцій, відповідно до 2.4.2, 2.4.3 та 2.4.4, втрата несучої здатності "R" настає, якщо розрахунковий опір $R_{fi,d,t}$ під час пожежі зменшився до рівня розрахункового навантажувального ефекту під час пожежі $E_{fi,d,t}$.

(10) Для розрахункової моделі "Табличні дані" розділу 4.2 $R_{fi,d,t}$ можна обчислити як $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$.

(5)P In advanced calculation models, engineering principles shall be applied in a realistic manner to specific applications.

(6)P Where no tabulated data or simple calculation models are applicable, it is necessary to use either a method based on an advanced calculation model or a method based on test results.

(7)P Load levels are defined by the ratio between the relevant design effect of actions and the design resistance:

load level referring to EN 1994-1-1,

where:

E_d is the design effect of actions for normal temperature design and

R_d is the design resistance for normal temperature design;

load level for fire design,

where:

$E_{fi,d,t}$ is the design effect of actions in the fire situation, at time t .

(8)P For a global structural analysis (entire structures) the mechanical actions shall be combined using the accidental combination given in 4.3 of EN 1991-1-2.

(9)P For any type of structural analysis according to 2.4.2, 2.4.3 and 2.4.4, load bearing failure "R" is reached, when the design resistance in the fire situation $R_{fi,d,t}$ has decreased to the level of the design effect of actions in the fire situation $E_{fi,d,t}$.

(10) For the design model "Tabulated data" of 4.2, $R_{fi,d,t}$ may be calculated by $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$.

(11) Спрощені розрахункові моделі для плит та балок можуть базуватися на відомих розподілах температури у поперечному перерізі згідно з підрозділом 4.3 та властивостях матеріалів згідно з розділом 3.

(12) Несуча здатність поперечних перерізів плит та балок, в яких розповсюдження температури визначено належними методами або випробуваннями, може бути обчислено безпосередньо з використанням властивостей матеріалу згідно з розділом 3, за умови, що втрата стійкості або інші ефекти, що передують руйнуванню, недопустимі.

(13) Для балки, що з'єднана з плитою, опір поздовжньому зсуву, який забезпечено поперечною арматурою, має визначатися за 6.6.6 EN 1994-1-1. В такому разі робота профільованого сталевго настилу не враховується, якщо його температура перевищує 350°C. Значення розрахункової ширини b_{eff} за підвищених температур можна приймати відповідно до 5.4.1.2 EN 1994-1-1.

(14) Правило (13) виконується, якщо відстань до осі поперечної арматури відповідає значенням колонки 3 таблиці 5.8 EN 1992-1-2.

(15) У цій настанові колони, що зазнають вогневого впливу, вважаються рівномірно нагрітими з усіх сторін поперечного перерізу, тоді як балки, що підтримують перекриття, вважаються нагрітими лише з трьох сторін знизу.

(16) Для балок, що кріпляться до плит з металевим профнастилом, приймається трьохсторонній вогневий вплив, якщо щонайменше 85 % верхньої сторони металевго профілю безпосередньо закрито металевим листом.

(11) The simple calculation models for slabs and beams may be based on known temperature distributions through the cross-section, as given in 4.3 and on material properties, as given in section 3.

(12) For slabs and beams where temperature distributions are determined by other appropriate methods or by tests, the resistance of the cross-sections may be calculated directly using the material properties given in section 3, provided instability or other premature failure effects are prevented.

(13) For a beam connected to a slab, the resistance to longitudinal shear provided by transverse reinforcement should be determined from 6.6.6, of EN 1994-1-1. In this case the contribution of the profiled steel sheeting should be ignored when its temperature exceeds 350°C. The effective width b_{eff} at elevated temperatures may be taken as the value in 5.4.1.2 of EN 1994-1-1.

(14) Rule (13) holds if the axis distance of these transverse reinforcements satisfies column 3 in Table 5.8 of EN 1992-1-2.

(15) In this document, columns subjected to fire conditions are assumed to be equally heated all around their cross-section, whereas beams supporting a floor are supposed to be heated only from the three lower sides.

(16) For beams connected to slabs with profiled steel sheets a three side fire exposure may be assumed, when at least 85 % of the upper side of the steel profile is directly covered by the steel sheet.

4.2 Табличні Дані

4.2.1 Сфера застосування

(1) Ці правила стосуються розрахунку конструкцій згідно з 2.4.2. Вони є дійсними лише для стандартного температурного режиму.

(2) Дані, що наведені нижче, залежать від рівня навантаження $\eta_{fi,t}$ згідно з 4.1.7, 4.1.9 та 4.1.10.

(3) Розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, що вважається незалежним від часу, може прийматись як $E_{fi,d}$, відповідно до 2.4.2.2.

(4)P Слід перевіряти умову $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$.

(5) Для даних таблиць 4.1-4.7 лінійна інтерполяція дозволяється для всіх фізичних параметрів.

Примітка. Якщо застосування дійсної класифікації неможливо, це позначається "-" у таблицях.

4.2.2 Балки зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням

(1) Балки, що складаються зі сталевого профілю з частковим бетонним облицюванням, (рисунок 1.5) можна класифікувати залежно від рівня навантаження $\eta_{fi,t}$, ширини балки b та відношення площі додаткового армування A_s до площі нижньої полиці A_f , як зазначено в таблиці 4.1.

(2) Значення, що наведені в таблиці 4.1, є дійсними для вільно опертих балок.

(3) При визначенні R_d та $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t}R_d$ за допомогою таблиці 4.1 слід врахувати такі умови:

- товщина стінки e_w не перевищує 1/15 ширини b ;
- товщина нижньої полиці e_f не перевищує вдвічі товщини стінки e_w ;
- товщина бетонної плити h_c становить щонайменше 120 мм;

4.2 Tabulated data

4.2.1 Scope of application

(1) The following rules refer to member analysis according to 2.4.2. They are only valid for the standard fire exposure.

(2) The data given hereafter depend on the load level $\eta_{fi,t}$ following (7)P, (9)P and (10) of 4.1.

(3) The design effect of actions in the fire situation, assumed to be time-independent, may be taken as $E_{fi,d}$ according to (2) of 2.4.2.

(4)P It shall be verified that $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$.

(5) For the tabulated data given in the Tables 4.1 to 4.7, linear interpolation is permitted for all physical parameters.

NOTE: When at present classification is impossible, this is marked by "-" in the tables.

4.2.2 Composite beam comprising steel beam with partial concrete encasement

(1) Composite beams comprising a steel beam with partial concrete encasement (Figure 1.5) may be classified in function of the load level $\eta_{fi,t}$, the beam width b and the additional reinforcement A_s related to the area of bottom flange A_f as given in Table 4.1.

(2) The values given in Table 4.1 are valid for simply supported beams.

(3) When determining R_d and $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t}R_d$ in connection with Table 4.1, the following conditions should be observed:

- the thickness of the web e_w does not exceed 1/15 of the width b ;
- the thickness of the bottom flange e_f does not exceed twice the thickness of the web e_w ;
- the thickness of the concrete slab h_c is at least 120 mm;

- відношення площі додаткового армування до загальної площі між полицями $A_s/(A_c + A_s)$ не перевищує 5 %;
- значення R_d обчислюється згідно з EN 1994-1-1 за умови, що:

робоча ширина плити h_{eff} не перевищує 5 м;
додаткове армування A_s не враховується.

(4) Значення, наведені в таблиці 4.1, є дійсними для конструкційної сталі марки S355. Якщо використовується інша марка конструкційної сталі, мінімальні значення додаткового армування, що наведені в таблиці 4.1, мають бути помножені на відношення границі текучості сталі цієї марки до границі текучості сталі марки S355.

(5) Значення, що наведені в таблиці 4.1, є дійсними для сталі марки S500, що використовується для додаткового армування A_s .

(6) Значення, що наведені в таблицях 4.1 та 4.2, є дійсними для балок, з'єднаних з плоскими залізобетонними плитами.

(7) Значення, що наведені в таблицях 4.1 та 4.2, можна застосовувати для балок, приєднаних до плит перекриття з профільованим настилом, якщо щонайменше 85 % верхньої сторони сталевого профілю безпосередньо вкрито металевим листом. Якщо ця умова не виконується, поверх балок слід використовувати матеріал, що застосований для заповнення порожнин.

(8) Матеріал, що застосований для заповнення порожнин, має бути придатним для вогнезахисту сталі (див. ENV 13381-4 та/або ENV 13381-5).

(9) Додаткове армування має розташовуватись якомога ближче до нижньої полиці, враховуючи відстані до осей u_1 та u_2 за таблицею 4.2.

- the additional reinforcement area related to the total area between the flange $A_s/(A_c+A_s)$ does not exceed 5 %;

- the value of $d R$ is calculated on the basis of EN 1994-1-1 provided that:

the effective slab width h_{eff} does not exceed 5 m,

the additional reinforcement A_s is not taken into account.

(4) The values given in Table 4.1 are valid for the structural steel grade S355. If another structural steel grade is used, the minimum values for the additional reinforcement given in Table 4.1 should be factored by the ratio of the yield point of this other steel grade to the yield point of grade S355.

(5) The values given in Table 4.1 are valid for the steel grade S500 used for the additional reinforcement A_s .

(6) The values given in Tables 4.1 and 4.2 are valid for beams connected to flat reinforced concrete slabs.

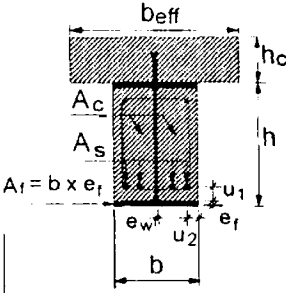
(7) The values given in Tables 4.1 and 4.2 may be used for beams connected to composite floors with profiled steel sheets, if at least 85 % of the upper side of the steel profile is directly covered by the steel sheet. If not, void fillers have to be used on top of the beams.

(8) The material used for void fillers should be suitable for fire protection of steel (see ENV 13381-4 and/or ENV 13381-5).

(9) Additional reinforcement has to be placed as close as possible to the bottom flange taking into account the axis distances u_1 та u_2 of Table 4.2.

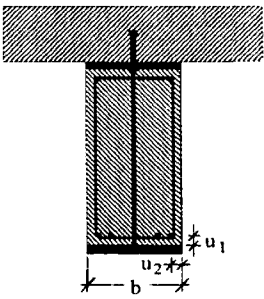
Таблиця 4.1 - Мінімальні розміри поперечного перерізу b та відношення площі мінімального додаткового армування до площі полиці A_s/A_f для балок, що містять сталевий профіль із частковим бетонним облицюванням

Table 4.1: Minimum cross-sectional dimensions b and minimum additional reinforcement in relation to the area of flange A_s/A_f , for composite beams comprising steel beams with partial concrete encasement.

	 <p>Умови застосування Condition for application:</p> <p>плита slab: $h_c \geq 120$ мм $b_{eff} \leq 5$ м</p> <p>сталевий переріз steel section: $b/e_w \geq 15$ $e_f/e_w \leq 2$</p> <p>площа додаткової арматури/загальна площа між полицями additional reinforcement area, related to total area between the flanges: $A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$</p>	Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	<p>Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level</p> <p>$\eta_{fi,t} \leq 0,3$</p> <p>мінімальна b (мм) та відношення площі додаткової арматури A_s до площі полиці A_s / A_f min b [mm] and additional reinforcement A_s in relation to the area of flange A_s / A_f</p>					
1.1	$h \geq 0,9 \times \text{мін } b$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
1.2	$h \geq 1,5 \times \text{мін } b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3	$h \geq 2,0 \times \text{мін } b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
2	<p>Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level</p> <p>$\eta_{fi,t} \leq 0,5$</p> <p>мінімальна b (мм) та відношення площі додаткової арматури A_s до площі полиці A_s / A_f min b [mm] and additional reinforcement A_s in relation to the area of flange A_s / A_f</p>					
2.1	$h \geq 0,9 \times \text{мін } b$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
2.2	$h \geq 1,5 \times \text{мін } b$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
2.3	$h \geq 2,0 \times \text{мін } b$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4	$h \geq 3,0 \times \text{мін } b$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
3	<p>Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level</p> <p>$\eta_{fi,t} \leq 0,7$</p> <p>мінімальна b (мм) та відношення площі додаткової арматури A_s до площі полиці A_s / A_f min b [mm] and additional reinforcement A_s in relation to the area of flange A_s / A_f</p>					
3.1	$h \geq 0,9 \times \text{мін } b$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
3.2	$h \geq 1,5 \times \text{мін } b$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
3.3	$h \geq 2,0 \times \text{мін } b$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4	$h \geq 3,0 \times \text{мін } b$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

Таблиця 4.2: Мінімальна відстань до осі додаткової арматури балок

Table 4.2: Minimum axis distance for additional reinforcement of composite beams.

	Ширина профілю b, мм Profile Width b [mm]	Мінімальна відстань до осі, мм Min. Axis Distance [mm]	Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance			
			R60	R90	R120	R180
170	u ₁	u ₁	100	120	-	-
		u ₂	45	60	-	-
200	u ₁	u ₁	80	100	120	-
		u ₂	40	55	60	-
250	u ₁	u ₁	60	75	90	120
		u ₂	35	50	60	60
≥ 300	u ₁	u ₁	40	50	70	90
		u ₂	25*	45	60	60

Примітка. *) Це значення має бути перевірене згідно з 4.4.1.2 EN 1992-1-1.
 NOTE: *) This value has to be checked according to 4.4.1.2 of EN 1992-1-1.

(10) Якщо бетонне облицювання сталеві балки виконує лише ізоляційну функцію, вогнестійкість від R30 до R180 може бути забезпечена захисним шаром бетону с сталевого перерізу за таблицею 4.3.

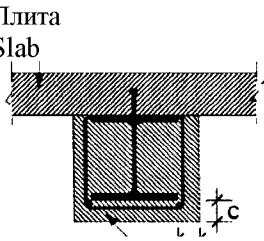
(10) If the concrete encasing the steel beam has only an insulation function, the fire resistance R30 to R180 may be fulfilled for a concrete cover c of the steel section according to Table 4.3.

Примітка. Для R30 бетон має укладатися тільки між полицями сталевих перерізів.

NOTE: For R30, concrete need only be placed between the flanges of the steel section.

Таблиця 4.3: Мінімальний захисний шар бетону сталевих перерізів, що виконує вогнезахисну функцію

Table 4.3: Minimum concrete cover for a steel section with concrete acting as fire protection

	Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance				
	R30	R60	R90	R120	R180
Плита Slab Бетон для ізоляції Concrete for Insulation Захисний шар бетону, с, мм	0	25	30	40	50

(11) Якщо бетонне облицювання виконує лише ізоляційну функцію, арматурну сітку слід укласти згідно з 5.1.6, окрім R30.

(11) Where concrete encasing has only an insulation function, fabric reinforcement should be placed according to 5.1(6), except for R30.

4.2.3 Колони

4.2.3 Composite columns

4.2.3.1 Загальні положення

4.2.3.1 General

(1) Значення розрахункових таблиць 4.4, 4.6 та 4.7 є дійсними для рамно-в'язевих каркасів.

(1) The design Tables 4.4, 4.6 and 4.7 are valid for braced frames.

(2) Рівні навантаження $\eta_{fi,t}$ у таблицях 4.6 та 4.7 визначені за 4.1.7, припускаючи опори колони шарнірними для обчислення R_d , за умови, що повороти

(2) Load levels $\eta_{fi,t}$ in Tables 4.6 and 4.7 are defined by 4.1(7)P assuming pin-ended supports of the column for the calculation of R_d , provided that both

обох кінців колони обмежені під час пожежі. Це, як правило, випадок на практиці, що відповідає рисункам 5.3 – 5.6, якщо припустити, що лише розглядуваний рівень навантаження підпадає під умови пожежі.

(3) При застосуванні таблиць 4.6 та 4.7, R_d має базуватися на подвоєному значенні граничної довжини, застосованій при розрахунку вогнестійкості.

(4) Таблиці 4.4 – 4.7 дійсні як для центрально- так і для позацентрово стиснених колон. При визначенні R_d має бути врахований ексцентриситет прикладення навантаження.

(5) Дані, що наведені в таблицях 4.4-4.7, дійсні для колон, максимальна довжина яких у 30 разів більша за мінімальний розмір поперечного перерізу.

4.2.3.2 Колони зі сталевих профілів, взятих у бетонну обойму

(1) Колони зі сталевих профілів, взятих у бетонну обойму, можна класифікувати залежно від розміру b_c або h_c , захисного шару бетону c та мінімальної відстані u_s до осі арматурних стрижнів, як наведено для двох альтернативних рішень у таблиці 4.4.

(2) Якщо застосовується 4.1.10, всі рівні навантаження $\eta_{f,t}$ можуть бути використані.

(3) Армуння має складатися щонайменше з 4 стрижнів діаметром 12 мм. Для всіх випадках мінімальний відсоток поздовжнього армування має відповідати вимогам EN 1994-1-1.

(4) Максимальний відсоток поздовжнього армування має відповідати вимогам EN 1994-1-1. Для хомутів треба посилатися на EN 1992-1-1.

column ends are rotationally restrained in the fire situation. This is generally the case in practice according to Figures 5.3 to 5.6 when assuming that only the level under consideration is submitted to fire conditions.

(3) When using Tables 4.6 and 4.7, R_d has to be based on twice the buckling length used in the fire design situation.

(4) Tables 4.4 to 4.7 are valid both for concentric axial or eccentric loads applied to columns. When determining R_d , the design resistance for normal temperature design, the eccentricity of the load should be considered.

(5) The tabulated data given in Tables 4.4 to 4.7 are valid for columns with a maximum length of 30 times the minimum external dimension of the cross-section chosen.

4.2.3.2 Composite columns made of totally encased steel sections

(1) Composite columns made of totally encased steel sections may be classified as a function of the depth b_c or h_c , the concrete cover c of the steel section and the minimum axis distance u_s of the reinforcing bars as given by the two alternative solutions in Table 4.4.

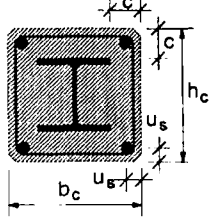
(2) All load levels $f_{i,t}$ may be used when applying (10) of 4.1.

(3) The reinforcement should consist of a minimum of 4 bars with a diameter of 12 mm. In all cases the minimum percentage of longitudinal reinforcing bars should fulfil the requirements of EN 1994-1-1.

(4) The maximum percentage of longitudinal reinforcing bars should fulfil the requirements of EN 1994-1-1. For stirrups it should be referred to EN 1992-1-1.

Таблиця 4.4: Мінімальні розміри поперечного перерізу, мінімальний захисний шар бетону сталевого перерізу та мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів для колон зі сталевих профілів, взятих у бетонну обійму

Table 4.4: Minimum cross-sectional dimensions, minimum concrete cover of the steel section and minimum axis distance of the reinforcing bars, of composite columns made of totally encased steel sections.

		Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	мінімальні розміри h_c та b_c , мм Minimum dimensions h_c and b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	мінімальний захисний шар бетону сталевого перерізу, c , мм minimum concrete cover of steel section c [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm] або / or	20*	30	30	40	50	50
2.1	Мінімальні розміри h_c та b_c , мм Minimum dimensions h_c and b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	мінімальний захисний шар бетону сталевого перерізу, c , мм minimum concrete cover of steel section c [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	20*	20*	30	40	-
Примітка. *) Це значення має бути перевірене згідно з 4.4.1.2 EN 1992-1-1. NOTE: *) These values have to be checked according to 4.4.1.2 of EN 1992-1-1.							

(5) Якщо бетонне облицювання сталевого перерізу виконує лише ізоляційну функцію, при розрахунку колони за нормальної температури, вогнестійкість від R30 до R180 може бути забезпечена захисним шаром бетону c сталевого перерізу згідно з таблицею 4.5.

(5) If the concrete encasing the steel section has only an insulation function, when designing the column for normal temperature design, the fire resistance R30 to R180 may be fulfilled for a concrete cover c of the steel section according to Table 4.5.

Примітка. Для R30 бетон має укладатися тільки між полицями сталевого перерізу.

NOTE: For R30, concrete need only be placed between the flanges of the steel section.

Таблиця 4.5: Мінімальний захисний шар бетону сталевого перерізу, який виконує вогнезахисну функцію

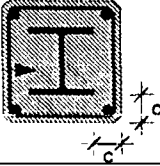
Бетон для ізоляції Concrete for Insulation		Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance				
		R30	R60	R90	R120	R180
Захисний шар бетону, с, мм Concrete cover c [mm]		0	25	30	40	50

Table 4.5: Minimum concrete cover for a steel section with concrete acting as fire protection

(6) Якщо бетонне облицювання виконує лише ізоляційну функцію, арматурну сітку слід укладати згідно з 5.1(6), окрім R30.

(6) Where concrete encasing has only an insulation function, fabric reinforcement should be placed according to 5.1(6), except for R30.

4.2.3.3 Колони зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням

4.2.3.3 Composite columns made of partially encased steel sections

(1) Колони зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням можна класифікувати залежно від рівня навантаження $\eta_{fi,t}$, розміру b або h , мінімальної відстані до осі арматурних стрижнів u_s та відношення між товщиною стінки e_w та товщиною полиць e_f за таблицею 4.6.

(1) Composite columns made of partially encased steel sections may be classified in function of the load level $\eta_{fi,t}$, the depth b or h , the minimum axis distance of the reinforcing bars u_s and the ratio between the web thickness e_w and the flange thickness e_f as given in Table 4.6.

(2) Для визначення R_d та $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t}R_d$ з використанням таблиці 4.6 відсоток армування $A_s/(A_c+A_s)$ вище 6 % або нижче 1 % не враховується.

(2) When determining R_d and $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t}R_d$ in connection with Table 4.6, reinforcement ratios $A_s/(A_c+A_s)$ higher than 6 % or lower than 1 %, should not be taken into account.

(3) Таблиця 4.6 може бути використана для конструкційної сталі марки S235, S275 та S355.

(3) Table 4.6 may be used for the structural steel grades S 235, S 275 and S 355.

Таблиця 4.6: Мінімальні розміри поперечного перерізу, мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів та мінімальні відсотки армування для колон зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням

Table 4.6: Minimum cross-sectional dimensions, minimum axis distance and minimum reinforcement ratios of composite columns made of partially encased steel sections.

		Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance			
		R30	R60	R90	R120
	Мінімальне співвідношення товщини стінки та полиці Minimum ratio of web to flange thickness e_w/e_f	0,5	0,5	0,5	0,5
1	Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	мінімальні розміри h та b, мм minimum dimensions h and b [mm]	160	200	300	400
1.2	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s , [mm]	-	50	50	70
1.3	мінімальний відсоток армування minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$, %	-	4	3	4
2	Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	мінімальні розміри h та b, мм minimum dimensions h and b [mm]	160	300	400	-
2.2	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s (мм) minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	50	70	-
2.3	мінімальний відсоток армування minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$, %	-	4	4	-
3	Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	мінімальні розміри h та b, мм minimum dimensions h and b [mm]	160	400	-	-
3.2	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	40	70	-	-
3.3	мінімальний відсоток армування minimum ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$, %	1	4	-	-
Примітка. Значення рівня навантаження $\eta_{fi,t}$ були застосовані для правил проектування колон в EN 1994-1-1. NOTE: The values of the load level $\eta_{fi,t}$ have been adapted to the design rules for composite columns in EN 1994-1-1.					

4.2.3.4 Трубобетонні колони

(1) Трубобетонні колони можна класифікувати залежно від рівня навантаження $\eta_{fi,t}$, розміру поперечного перерізу b , h або d , відсотку армування $A_s/(A_c+A_s)$ та мінімальної відстані до осі арматурних стрижнів u_s за таблицею 4.7.

Примітка. Як альтернатива до цього методу можна використовувати правила розрахунку, що наведені в 5.3.2 або 5.3.3 EN 1992-1-2, якщо сталеві труби не враховуються.

(2) Для визначення R_d та $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t}R_{db}$ з використанням таблиці 4.7 застосовують такі правила:

- незалежно від марки сталі труби враховується номінальна межа текучості 235 N/mm^2 ;
- товщина стінки e труби приймається не більше максимального значення $1/25 b$ або $1/25 d$;
- відсоток армування вище 3 % не розглядають;
- міцність бетону приймається як для проектування за нормальної температури.

(3) Значення, наведені в таблиці 4.7, дійсні для сталі марки S500, що застосовується для арматури A_s .

4.2.3.4 Composite columns made of concrete filled hollow sections

(1) Composite columns made of concrete filled hollow sections may be classified as a function of the load level $\eta_{fi,t}$, the cross-section size b , h or d , the ratio of reinforcement $A_s/(A_c+A_s)$ and the minimum axis distance of the reinforcing bars u_s according to Table 4.7.

NOTE: Alternatively to this method, the design rules given in 5.3.2 or 5.3.3 of EN1992-1-2 may be used, when neglecting the steel tube.

(2) When calculating R_d and $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t}R_{db}$ in connection with Table 4.7, following rules apply:

- irrespective of the steel grade of the hollow sections, a nominal yield point of 235 N/mm^2 is taken into account;
- the wall thickness e of the hollow section is considered up to a maximum of $1/25$ of b or d ;
- reinforcement ratios $A_s/(A_c+A_s)$ higher than 3 % are not taken into account and
- the concrete strength is considered as for normal temperature design.

(3) The values given in Table 4.7 are valid for the steel grade S 500 used for the reinforcement A_s .

Таблиця 4.7: Мінімальні розміри поперечного перерізу, мінімальна відстань до осі та мінімальний відсоток армування трубобетонних колон

Table 4.7: Minimum cross-sectional dimensions, minimum reinforcement ratios and minimum axis distance of the reinforcing bars of composite columns made of concrete filled hollow sections

		Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
1.1	мінімальні розміри h та b або мінімальний діаметр d, мм minimum dimensions h and b or minimum diameter d [mm]	160	200	220	260	400
1.2	мінімальний відсоток армування $A_s/(A_c+A_s)$, % minimum ratio of reinforcement	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
2.1	мінімальні розміри h та b або мінімальний діаметр d, мм minimum dimensions h and b or minimum diameter d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	мінімальний відсоток армування $A_s/(A_c+A_s)$, % minimum ratio of reinforcement	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	Мінімальні розміри перерізу для рівня навантаження Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
3.1	мінімальні розміри h та b або мінімальний діаметр d, мм minimum dimensions h and b or minimum diameter d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	мінімальний відсоток армування $A_s/(A_c+A_s)$, % minimum ratio of reinforcement	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	мінімальна відстань до осі арматурних стрижнів u_s , мм minimum axis distance of reinforcing bars u_s [mm]	25	30	40	-	-

Примітка. Значення рівня навантаження $\eta_{fi,t}$ були адаптовані до правил проектування колон згідно з EN 1994-1-1.
NOTE: The values of the load level $\eta_{fi,t}$ have been adapted to the design rules for composite columns in EN 1994-1-1.

4.3 Спрощені розрахункові моделі

4.3.1 Загальні правила для плит та балок

(1) Ці правила стосуються розрахунку конструкцій згідно з 2.4.2. Вони є дійсними лише для стандартного температурного режиму.

(2) Спільні правила для плит та балок наведені нижче. Додатково правила для плит наведені в 4.3.2 та 4.3.3, а для балок – в 4.3.4.

(3)Р Розрахункова міцність на згин балок з робочим перерізом класу 1 або 2 відповідно до EN 1993-1-1 та плит має визначатися за теорією пластичних деформацій.

(4) Пластична нейтральна вісь плит або балок може бути визначена з:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M_{f_i,a}}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M_{f_i,c}}} \right) = 0,$$

де α_{slab} – коефіцієнт, що враховує припущення прямокутної епюри напружень при розрахунку плит, $\alpha_{slab} = 0,85$.

$f_{y,i}$ – номінальна межа текучості f_y для елементарної площі сталі A_i , взята зі знаком “плюс” на стиснутій стороні відносно пластичної нейтральної осі та зі знаком “мінус” на розтягнутій стороні;

$f_{c,j}$ – розрахункова міцність елементарної площі бетону A_j при 20 °С. Для бетону розтяг не враховується;

$k_{y,\theta,i}$ або $k_{c,\theta,j}$ приймають за таблицею 3.2 або 3.3.

(5) Розрахункова несуча здатність перерізу при згині $M_{f_i,t,Rd}$ може визначатися з:

$$M_{f_i,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M_{f_i}}} \right) + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M_{f_i,c}}} \right),$$

де z_i , z_j – відстань від пластичної нейтральної осі до центру елементарної площі A_i або A_j .

(6) Для нерозрізних плит та балок застосовують правила EN 1992-1-2 та EN 1994-1-1, щоб забезпечити необхідну крутильну здатність.

4.3 Simple Calculation Models

4.3.1 General rules for composite slabs and composite beams

(1) The following rules refer to member analysis according to 2.4.2. They are only valid for the standard fire exposure.

(2) Rules that are common to composite slabs and composite beams are given hereafter. In addition, rules for slabs are given in 4.3.2 and 4.3.3 and for composite beams are given in 4.3.4.

(3)P For composite beams in which the effective section is Class 1 or Class 2 (see EN 1993-1-1), and for composite slabs, the design bending resistance shall be determined by plastic theory.

(4) The plastic neutral axis of a composite slab or composite beam may be determined from:

$$(4.2)$$

where:

α_{slab} is the coefficient taking into account the assumption of the rectangular stress block when designing slabs, $\alpha_{slab} = 0,85$.

$f_{y,i}$ is the nominal yield strength $y f$ for the elemental steel area $i A$, taken as positive on the compression side of the plastic neutral axis and negative on the tension side;

$f_{c,j}$ is the design strength for the elemental concrete area $j A$ at 20°C. For concrete parts tension is ignored;

$k_{y,\theta,i}$ or $k_{c,\theta,j}$ are as defined in Table 3.2 or Table 3.3.

(5) The design moment resistance $M_{f_i,t,Rd}$ may be determined from:

$$(4.3)$$

where:

z_i , z_j is the distance from the plastic neutral axis to the centroid of the elemental area A_i or A_j .

(6) For continuous composite slabs and beams, the rules of EN 1992-1-2 and EN 1994-1-1 apply in order to guarantee the required rotation capacity.

4.3.2 Незахищені плити (без захисного покриття)

(1) Типові приклади бетонних плит з профільованими сталевими листами, з армуванням або без нього наведено на рисунку 1.1.

(2) Ці правила застосовуються для розрахунку нормованої вогнестійкості як вільно опертих так і нерозрізних бетонних плит з профільованими сталевими листами та армуванням, як вказано нижче, якщо нагрівання здійснюється знизу за стандартним температурним режимом.

(3) Цей метод застосовується лише для безпосередньо нагрітого профільованого сталевого настилу, незахищеного ізоляцією, та плит без ізоляції між плитою та штукатуркою (рисунки 4.1 та 4.2).

Примітка. Метод для визначення розрахункової товщини h_{eff} наведено в D.4 додатку D.

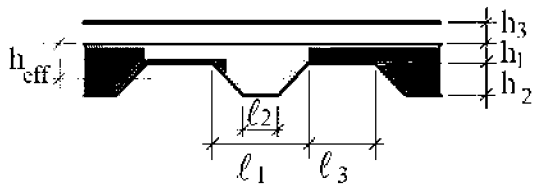


Рисунок 4.1: Позначення для трапецеїдальних листів

Figure 4.1: Symbols for trapezoidal sheeting

(4) У нижченаведених правилах можливий вплив поздовжнього стиску на вогнестійкість не враховується.

(5) Для розрахунку за EN 1994-1-1 межа вогнестійкості бетонних плит з профільованими сталевими листами, з додатковим армуванням або без нього, становить не менше 30 хвилин, якщо оцінюється за критерієм несучої здатності "R" відповідно до 2.1.2(1)P. Розрахунок для перевірки критерію теплоізолювальної здатності "I" дивись нижче.

(6) Для плит слід забезпечити критерій цілісності "E".

4.3.2 Unprotected composite slabs

(1) Typical examples of concrete slabs with profiled steel sheets with or without reinforcing bars are given in Figure 1.1.

(2) The following rules apply to the calculation of the standard fire resistance of both simply supported and continuous concrete slabs with profiled steel sheets and reinforcement, as described below when heated from below according to the standard temperature-time curve.

(3) This method is only applicable to directly heated steel sheets not protected by any insulation and to composite slabs with no insulation between the composite slab and the screed (see Figures 4.1 and 4.2).

NOTE: A method is given in D.4 of Annex D for the calculation of the effective thickness h_{eff} .

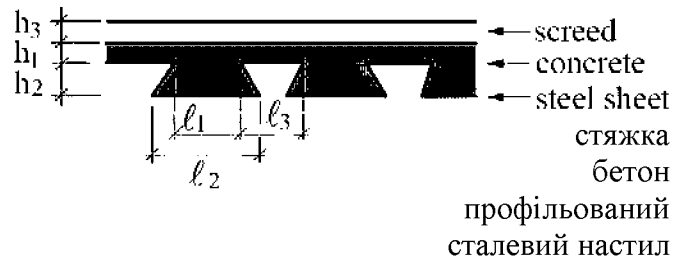


Рисунок 4.2: Позначення для листів зі вхідними кутами

Figure 4.2: Symbols for re-entrant sheeting

(4) The possible effect on the fire resistance of axial restraint is not taken into account in the subsequent rules.

(5) For a design complying with EN 1994-1-1, the fire resistance of composite concrete slabs with profiled steel sheets, with or without additional reinforcement, is at least 30 minutes, when assessed under the load bearing criterion "R" according to (1)P of 2.1.2. For means to verify whether the thermal insulation criterion "I" is fulfilled, see hereafter.

(6) For composite slabs the integrity criterion "E" is assumed to be satisfied.

Примітка 1. У D.1 додатку D наведено метод для розрахунку вогнестійкості за критерієм теплоізолювальної здатності "I".

Примітка 2. У D.2 та D.3 додатку D наведено метод для розрахунку вогнестійкості за критерієм несучої здатності "R" залежно від несучої здатності прольотного та опорного перерізів при згині.

(7) Можна використовувати легкий бетон, визначений у 3.3.3 та 3.4.

4.3.3 Захищені плити (із захисним покриттям)

(1) Підвищення вогнестійкості плити може бути досягнуто завдяки використанню захисної системи, застосованої до тонколистової сталі, щоб знизити теплоперенос на плиту.

(2) Ефективність захисної системи, застосованої для плити має бути оцінена відповідно до:

- ENV 13381-1 для підвісних стель
- ENV 13381-5 для захисних матеріалів.

(3) Критерій теплоізолювальної здатності "I" визначається шляхом виведення еквівалентної товщини бетонної захисної системи із розрахункової товщини h_{eff} відповідно до ENV 13381-5.

(4) Критерій несучої здатності "R" виконується, доки температура сталевого листа плити не перевищує 350 °C під час нагрівання знизу за стандартним температурним режимом.

Примітка. Вогнестійкість захищених плит за критерієм несучої здатності "R", становить щонайменше 30 хв (див. 4.3.2(5)).

4.3.4 Балки

4.3.4.1 Робота конструкції

4.3.4.1.1 Загальні положення

(1)P Балки мають бути перевірені на:

- опір критичних перерізів відповідно до 6.1.1(P) EN 1994-1-1 на згин (4.3.4.1.2);
- поперечну силу (4.3.4.1.3);
- опір поздовжньому зсуву (4.3.4.1.5).

NOTE 1: In D.1 of Annex D a method is given for the calculation of the fire resistance with respect to the criterion of thermal insulation "I".

NOTE 2: In D.2 and D.3 of Annex D a method is given for the calculation of the fire resistance with respect to the criterion of mechanical resistance "R" and in relation to the sagging and hogging moment resistances.

(7) Lightweight concrete defined in 3.3.3 and 3.4 may be used.

4.3.3 Protected composite slabs

(1) An improvement of the fire resistance of the composite slab may be obtained by using a protection system applied to the steel sheet in order to decrease the heat transfer to the composite slab.

(2) The performance of the protection system used for a composite slab should be assessed according to:

- ENV 13381-1 for suspended ceilings
- ENV 13381-5 for protection materials.

(3) The thermal insulation criterion "I" is assessed by deducing from the effective thickness h_{eff} the equivalent concrete thickness of the protection system (see ENV 13381-5).

(4) The load bearing criterion "R" is fulfilled as long as the temperature of the steel sheet of the composite slab is lower or equal to 350°C, when heated from below by the standard fire.

NOTE: The fire resistance, with regard to the load bearing criterion "R", of protected composite slabs is at least 30' (see 4.3.2(5)).

4.3.4 Composite beams

4.3.4.1 Structural Behaviour

4.3.4.1.1 General

(1)P Composite beams shall be checked for:

- resistance of critical cross-sections in accordance with 6.1.1(P) of EN 1994-1-1 to bending (4.3.4.1.2);
- vertical shear (4.3.4.1.3);
- resistance to longitudinal shear (4.3.4.1.5).

Примітка. Вказівки щодо критичних перерізів наведено в 6.1.1(4) EN 1994-1-1.

(2) Якщо експериментально доведено (див. EN 1365-3) спільну роботу плити перекриття та сталеві балки під час пожежі, то балки, що за звичайних умов вважаються не комбінованими, можуть вважатися комбінованими в умовах пожежі.

(3) Розподіл температури по перерізу може визначатися з випробувань, уточнених розрахункових моделей (4.4.2) або зі спрощених розрахункових моделей згідно з 4.3.4.2.2 для балок зі сталевих профілів без бетонного облицювання.

4.3.4.1.2 Несуча здатність поперечних перерізів балок на згин

(1) Розрахункова несуча здатність на згин може визначатися за пластичною теорією для будь-якого класу перерізу, окрім четвертого.

(2) Для вільно опертих балок сталеві полиці при стиску може розглядатися, незалежно від класу, як клас 1, за умови, що вона з'єднана з бетонною плитою анкерами, розташованими згідно з 6.6.5.5 EN 1994-1-1.

(3) Для сталевих поперечних перерізів класу 4 посилатися на 4.2.3.6 EN 1993-1-2.

4.3.4.1.3 Опір поперечній силі перерізів балок

(1)P Опір поперечній силі слід приймати як опір сталевих перерізів відповідно до 4.2.3.3(6) та 4.2.3.4(4) EN 1993-1-2 без урахування значення внеску бетонної частини балки, визначеної з випробувань.

Примітка. Метод розрахунку опору сталевих профілів поперечній силі наведено у Е.4 додатку Е.

NOTE: Guidance on critical cross-sections is given in 6.1.1(4)P of EN1994-1-1.

(2) Where in the fire situation, test evidence (see EN 1365 Part 3) of composite action between the floor slab and the steel beam is available, beams which for normal conditions are assumed to be non-composite may be assumed to be composite in fire conditions.

(3) The temperature distribution over the cross-section may be determined from test, advanced calculation models (4.4.2) or for composite beams comprising steel beams with no concrete encasement, from the simple calculation model of 4.3.4.2.2.

4.3.4.1.2 Bending resistance of cross-sections of beams

(1) The design bending resistance may be determined by plastic theory for any class of cross sections except for class 4.

(2) For simply supported beams, the steel flange in compression may be treated, independent of its class, as class 1, provided it is connected to the concrete slab by shear connectors placed in accordance to 6.6.5.5 of EN1994-1-1.

(3) For class 4 steel cross-sections, refer to 4.2.3.6 of EN 1993-1-2.

4.3.4.1.3 Vertical shear resistance of cross-sections of beams

(1)P The resistance to vertical shear shall be taken as the resistance of the structural steel section (see 4.2.3.3(6) and 4.2.3.4(4) of EN 1993-1-2), unless the value of a contribution from the concrete part of the beam has been established by tests.

NOTE: For the calculation of the vertical shear resistance of the structural steel section, a method is given in E.4 of Annex E.

(2) Перевірка вільно опертих балок зі стінками, облицьованими бетоном, для звичайного розрахунку не обов'язкова; вважається, що стінка має сприймати поперечну силу.

4.3.4.1.4 Спільний вплив згину та поперечної сили

(1) Для частково облицьованих балок під дією негативного згинального моменту стінка балки може сприймати поперечну силу, навіть якщо ця стінка не сприяє опору моменту.

Примітка 1. Метод для частково облицьованих балок під дією негативного згинального моменту наведений у F.2.7 додатку F.

Примітка 2. Метод для балок зі сталевих профілів без бетонного облицьовання, наведений у E.2 та E.4 додатку E.

4.3.4.1.5 Опір поздовжньому зсуву

(1)Р Повний розрахунковий поздовжній зсув має бути визначений способом, сумісним з розрахунковою міцністю на згин, враховуючи різницю між нормальною силою в бетоні та конструкційній сталі по всій критичній довжині.

(2) При розрахунку часткового з'єднання стрижневими анкерами під час пожежі слід враховувати зміну поздовжніх зсувних сил залежно від нагрівання.

(3) Загальний розрахунковий поздовжній зсув по всій критичній довжині в області дії позитивного згинального моменту обчислюють як менше зі значень стискальної сили в плиті

$$F_c = \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right), \quad (4.4)$$

або розтягувальної сили в сталевому профілі:

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) \quad (4.5)$$

менше зі значень.

Примітка. Метод для розрахунку поздовжнього зсуву в зоні дії негативного згинального моменту у E.2 додатку E.

(2) For simply supported beams with webs encased in concrete no check is required provided for normal design the web was assumed to resist all vertical shear.

4.3.4.1.4 Combined bending and vertical shear

(1) For partially encased beams under hogging bending, the web may resist the vertical shear even if this web does not contribute to the moment resistance.

NOTE 1: For partially encased beams under hogging bending, a method is given in F.2(7) of Annex F.

NOTE 2: For composite beams comprising steel beams with no concrete encasement, a method is given in E.2 and E.4 of Annex E.

4.3.4.1.5 Longitudinal Shear Resistance

(1)P The total design longitudinal shear shall be determined in a manner consistent with the design bending resistance, taking account of the difference in the normal force in concrete and in structural steel over a critical length.

(2) In case of design by partial shear connection in the fire situation, the variation of longitudinal shear forces in function of the heating should be considered.

(3) The total design longitudinal shear over the critical length in the area of sagging bending is calculated from the compression force in the slab given by:

or by the tension force in the steel profile given by:

whichever is smaller.

NOTE: For the calculation of the longitudinal shear in the area of hogging bending, a method is given in E.2 of Annex E.

(4)P Для розподілення поздовжнього зсуву має передбачатися відповідне поперечне армування відповідно до 6.6.6.2 EN 1994-1-1.

(4)P Adequate transverse reinforcement shall be provided to distribute the longitudinal shear according to 6.6.6.2 of EN 1994-1-1.

4.3.4.2 Балки зі сталевих профілів без бетонного облицювання

4.3.4.2 Composite beams comprising steel beams with no concrete encasement

4.3.4.2.1 Загальні положення

4.3.4.2.1 General

(1) Оцінку вогнестійкості балки зі сталевих профілів без бетонного облицювання виконують для вільно опертих елементів та нерозрізних балок (рисунок 1.2).

(1) The following assessment of the fire resistance of a composite beam comprising a steel beam with no concrete encasement is applicable to simply supported elements and continuous beams (see Figure 1.2).

4.3.4.2.2 Нагрівання поперечного перерізу

4.3.4.2.2 Heating of the cross-section

Сталева балка

Steel beam

(1) Для розрахунку розподілу температури сталевого профілю поперечний переріз може бути розділено на окремі частини відповідно до рисунку 4.3.

(1) When calculating the temperature distribution of the steel section, the cross section may be divided into various parts according to Figure 4.3.

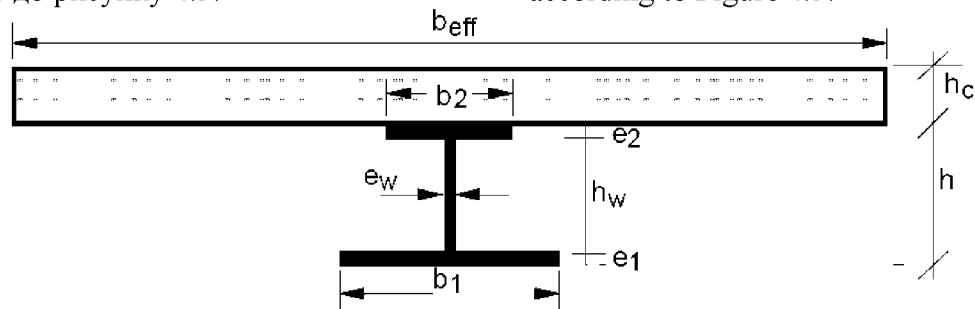


Рисунок 4.3: Елементи поперечного перерізу

Figure 4.3: Elements of a cross-section

(2) Прийнято, що передача тепла не відбувається ні між окремими частинами перерізу, ні між верхньою полицею та бетонною плитою.

(2) It is assumed that no heat transfer takes place between these different parts nor between the upper flange and the concrete slab.

(3) Підвищення температури $\Delta\theta_{a,t}$ окремих частин незахищеної сталеві балки протягом інтервалу часу Δt може визначатися за:

(3) The increase of temperature $\Delta\theta_{a,t}$ of the various parts of an unprotected steel beam during the time interval Δt may be determined from:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{shadow} \left(\frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{net} \Delta t, \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$[\text{ } ^\circ\text{C}] \quad (4.6)$$

where k_{shadow} is a correction factor for the shadow effect (see(4));

де k_{shadow} – поправочний коефіцієнт ефекту тіні згідно з (див (4));

c_a is the specific heat of steel in accordance with (4) of 3.3.1 [J/kgK];

c_a – питома теплоємність сталі згідно з 3.3.1(4), Дж/(кг·К);

ρ_a is the density of steel in accordance with (1)P of 3.4 [kg/m³];

ρ_a – густина сталі згідно з 3.4.1, кг/м³;
 A_i – площа незахищеної поверхні частини i сталеві поперечного, м²/м;

A_i is the exposed surface area of the part i of the steel cross-section per unit length [m²/m];

A_i/V_i – коефіцієнт поперечного перерізу [m^{-1}] i -ї частини сталевго поперечного перерізу;

V_i – об'єм i -ї частини сталевго поперечного перерізу на одиницю довжини, m^3/m ;

\dot{h}_{net} – розрахункове значення сумарного теплового потоку на одиницю площі відповідно до 3.1 EN 1991-1-2;

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}, \text{ Вт/м}^2;$$

$$\dot{h} = \alpha_c(\theta_t - \theta_{a,t}), \text{ Вт/м}^2;$$

$$\dot{h}_{net,r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \left[\frac{(\theta_t + 273)^4}{-(\theta_{a,t} + 273)^4} \right], \text{ Вт/м}^2;$$

ε_m як визначено у 2.2 (2);

ε_f – коефіцієнт поглинання випромінювання вогню відповідно до 3.1 (6) EN 1991-1-2;

θ_t – температура навколишнього газу в момент часу t , $^{\circ}\text{C}$;

$\theta_{a,t}$ – температура сталі в момент часу t $^{\circ}\text{C}$, вважається однаковою в кожній частині сталевго поперечного перерізу;

Δt – інтервал часу, сек.

(4) Ефект тіні може бути визначений за:

$$k_{shadow} = 0,9 \left(\frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right),$$

де e_1 , b_1 , e_w , h_w , e_2 , b_2 та розмірами поперечного перерізу відповідно до рисунку 4.3.

Примітка. Верхнє рівняння, що визначає ефект тіні (k_{shadow}), та його застосування за (3), є апроксимацією, що базується на результатах великої кількості систематичних розрахунків; для уточнених розрахункових моделей має застосовуватись принцип коефіцієнта форми.

(5) Значення Δt не повинно перевищувати 5 секунд для (3).

(6) Підвищення температури $\Delta\theta_{a,t}$ різних частин сталевї балки з ізолюючим покриттям за інтервал часу Δt можна отримати з:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\left(\frac{\lambda_p / d_p}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \left(\frac{1}{1 + w/3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[(e^{w/10} - 1) \Delta\theta_t \right]$$

A_i/V_i is the section factor [m^{-1}] of the part i of the steel cross-section

V_i is the volume of the part i of the steel cross section per unit length [m^3/m]

\dot{h}_{net} is the design value of the net heat flux per unit area in accordance with 3.1 of EN 1991-1-2

[W/m²]

[W/m²]

[W/m²]

ε_m as defined in 2.2 (2)

ε_f is the emissivity of the fire according to 3.1 (6) of EN 1991-1-2

θ_t is the ambient gas temperature at time t [$^{\circ}\text{C}$]

$\theta_{a,t}$ is the steel temperature at time t [$^{\circ}\text{C}$] supposed to be uniform in each part of the steel cross-section

Δt is the time interval [sec].

(4) The shadow effect may be determined from:

$$(4.7)$$

with e_1 , b_1 , e_w , h_w , e_2 , b_2 and cross sectional dimensions according to Figure 4.3.

NOTE: The above equation giving the shadow effect (k_{shadow}), and its use in (3), is an approximation, based on the results of a large amount of systematic calculations; for more refined calculation models, the configuration factor concept as presented in 3.1 and Annex G of EN1991-1-2 should be applied.

(5) The value of Δt should not be taken as more than 5 seconds for (3).

(6) The increase of temperature $\Delta\theta_{a,t}$ of various parts of an insulated steel beam during the time interval Δt may be obtained from:

$$(4.8)$$

$$z w = \left(\frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \text{ та}$$

де λ_p – теплопровідність вогнезахисного матеріалу, як визначено в 3.3.4.1, Вт/(м·К);

d_p – товщина вогнезахисного матеріалу, м;

$A_{p,i}$ – площа внутрішньої поверхні вогнезахисного матеріалу на одиницю довжини i -ї частини сталевго елемента, м²/м;

c_p – питома теплоємність вогнезахисного матеріалу як визначено в 3.3.4.1, Дж/(кг·К);

ρ_p – густина вогнезахисного матеріалу, кг/м³;

θ_t – температура навколишнього газу в момент часу t , °С;

$\Delta\theta_t$ – підвищення температури навколишнього газу за інтервал часу Δt , °С.

(7) Будь-яке від'ємне значення температури $\Delta\theta_{a,t}$, отримане за (6), має бути замінено на нуль.

(8) Значення Δt не повинно перевищувати 30 сек згідно з 4.3.4.2.2.6.

(9) Для незахищених елементів та елементів із захистом по контуру, коефіцієнт поперечного перерізу A_i/V_i або $A_{p,i}/V_i$ має розраховуватися таким чином: для нижньої полиці:

$$A_i/V_i \text{ або } A_{p,i}/V_i = 2(b_1 + e_1)/b_1e_1,$$

для верхньої полиці, якщо щонайменше 85 % верхньої полиці сталевго профілю контактують з бетонною плитою або, якщо будь-яка порожнина між верхньою полицею та профільованим сталевим настилом заповнена негорючим матеріалом:

$$A_i/V_i \text{ або } A_{p,i}/V_i = (b_2 + 2e_2)/b_2e_2,$$

для верхньої полиці разом з плитою, якщо щонайменше 85 % верхньої полиці сталевго профілю контактує з профільованим сталевим настилом:

$$A_i/V_i \text{ або } A_{p,i}/V_i = 2(b_2 + e_2)/b_2e_2,$$

where:

λ_p is the thermal conductivity of the fire protection material as specified in (1)P of 3.3.4 [W/mK]

d_p is the thickness of the fire protection material [m]

$A_{p,i}$ is the area of the inner surface of the fire protection material per unit length of the part i of the steel member [m²/m]

c_p is the specific heat of the fire protection material as specified in (1)P of 3.3.4 [J/kgK]

ρ_p is the density of the fire protection material [kg/m³]

θ_t is the ambient gas temperature at time t [°C]

$\Delta\theta_t$ is the increase of the ambient gas temperature [°C] during the time interval Δt .

(7) Any negative temperature increase $a,t \Delta\theta$ obtained by (6) should be replaced by zero.

(8) The value of Δt should not be taken as more than 30 seconds for (6).

(9) For non protected members and members with contour protection, the section factor A_i/V_i or $A_{p,i}/V_i$ should be calculated as follows: for the lower flange:

$$(4.9a)$$

for the upper flange, when at least 85% of the upper flange of the steel profile is in contact with the concrete slab or, when any void formed between the upper flange and a profiled steel deck is filled with non-combustible material:

$$(4.9b)$$

for the upper flange when used with a composite floor when less than 85% of the upper flange of the steel profile is in contact with the profiled steel deck:

$$(4.9c)$$

(10) Якщо висота балки h не перевищує 500 мм, температура стінки балки визначається як така, що дорівнює температурі нижньої полиці.

(11) Для елементів із захисною опалубкою температура приймається постійною по висоті профілю, якщо (6) використовується разом з A_p/V ,

де A_p – площа внутрішньої поверхні захисної опалубки сталеві балки на одиницю довжини, m^2/m ;

V – об'єм цілого поперечного перерізу сталеві балки на одиницю довжини, m^3/m .

(12) Як альтернатива до (6), температуру сталеві перерізу після прийнятого часу тривалості пожежі отримують із розрахункових блок-схем відповідно до Части 4 та 5 EN 13381.

(13) Захист сталеві балки, що межує зверху з бетонним перекриттям, може бути здійснено за допомогою горизонтального екрану знизу, а температура може бути обчислена згідно з 4.2.5.3 EN 1993-1-2.

Система плоских бетонних плит або бетонних плит зі сталевим настилом

(14) Ці правила (15) та (16) можуть застосовуватися для плоских бетонних плит або бетонних плит зі сталевим настилом з трапецеїдальних або зі вхідними кутами профілів.

(15) Розподіл постійної температури може прийматися по всій розрахунковій ширині h_{eff} бетонної плити.

Примітка. Метод для визначення температури по товщині бетонної плити наведено в таблиці D.5 додатку D.

(16) Для механічного аналізу приймається, що за температури бетону нижче 250 °C зниження його міцності не враховується.

(10) If the beam depth h does not exceed 500 mm, the temperature of the web may be taken as equal to that of the lower flange.

(11) For members with box-protection, a uniform temperature may be assumed over the height of the profile when using (6) together with A_p/V

where:

A_p is the area of the inner surface of the box protection per unit length of the steel beam [m^2/m]

V is the volume of the complete cross-section of the steel beam per unit length [m^3/m].

(12) As an alternative to (6), temperatures in a steel section after a given time of fire duration may be obtained from design flow charts determined in conformity with EN 13381 Part 4 and Part 5.

(13) Protection of a steel beam bordered by a concrete floor on top, may be achieved by a horizontal screen below, and its temperature development may be calculated according to 4.2.5.3 of EN 1993-1-2.

Flat concrete or steel deck-concrete slab system

(14) The following rules (15) to (16) may be used for flat concrete slabs or for steel deck-concrete slab systems with re-entrant or trapezoidal steel sheets.

(15) A uniform temperature distribution may be assumed over the effective width h_{eff} of the concrete slab.

NOTE: In order to determine temperatures over the thickness of the concrete slab a method is given in the Table D.5 of Annex D.

(16) For the mechanical analysis it may be assumed, that for concrete temperatures below 250°C, no strength reduction of concrete is considered.

4.3.4.2.3 Робота конструкції – модель критичної температури

(1) При застосуванні цієї моделі температура сталевого перерізу вважається постійною.

(2) Метод застосовується для симетричних перерізів максимальною висотою $h=500$ мм та для плит товщиною h_c не менше 120 мм, з'єднаних з вільно опертими балками, що зазнають дії винятково додатних згинальних моментів.

(3) Критична температура θ_{cr} може бути визначена залежно від рівня навантаження $\eta_{fi,t}$ комбінованого перерізу та від міцності сталі за підвищених температур $f_{ay,\theta_{cr}}$ відповідно до залежності:

$$\text{для R30} \quad 0,9\eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay},$$

у будь-якому іншому випадку

$$1,0\eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay},$$

де $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$ та $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d$ згідно з 4.1(7)P та 2.4.2(3).

(4) Підвищення температури у сталевому перерізі може визначатися за 4.3.4.2.2(3) або 4.3.4.2.2(6), використовуючи коефіцієнт поперечного перерізу A_i/V_i або A_{pi}/V_i нижньої полиці сталевого перерізу.

4.3.4.2.4 Робота конструкції – модель опору згинальному моменту

(1) Як альтернатива до 4.3.4.2.3 опір згинальному моменту може визначатися за теорією пластичності з урахуванням зміни властивостей матеріалу від температури (див. 4.3.1.2).

(2) Несуча здатність опорного та прольотного перерізів на згин може бути розрахована, враховуючи кількість з'єднань, що працюють на зсув.

Примітка. Метод розрахунку несучої здатності опорного та прольотного перерізів на згин наведено в додатку E.

4.3.4.2.3 Structural behaviour - critical temperature model

(1) In using the following critical temperature model, the temperature of the steel section is assumed to be uniform.

(2)P The method is applicable to symmetric sections of a maximum depth h of 500 mm and to a slab depth h_c not less than 120 mm, used in connection with simply supported beams exclusively subject to sagging bending moments.

(3) The critical temperature θ_{cr} may be determined from the load level $\eta_{fi,t}$ applied to the composite section and from the strength of steel at elevated temperatures $f_{ay,\theta_{cr}}$ according to the relationship:

$$\text{for R30} \quad (4.10a)$$

in any other case

$$(4.10b)$$

where $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$ та $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d$ according to (7)P of 4.1 and (3) of 2.4.2.

(4) The temperature rise in the steel section may be determined from (3) or (6) of 4.3.4.2.2 using the section factor A_i/V_i or A_{pi}/V_i of the lower flange of the steel section.

4.3.4.2.4 Structural behaviour – bending moment resistance model

(1) As an alternative to 4.3.4.2.3 the bending moment resistance may be calculated by the plastic theory, taking into account the variation of material properties with temperature (see 4.3.4.1.2).

(2) The sagging and hogging moment resistances may be calculated taking into account the degree of shear connection.

NOTE: For the calculation of sagging and hogging moment resistances, a method is given in Annex E.

4.3.4.2.5 Перевірка опору стрижневих анкерів на зсув

(1) Розрахунковий опір зсуву стрижневого анкеру під час пожежі має визначатися згідно з EN 1994-1-1, як для суцільних бетонних плит так і для бетонних плит зі сталевим настилом, за винятком випадків, коли коефіцієнт надійності γ_v слід замінити на $\gamma_{M,fi,v}$ і використовувати менше з таких знижених значень:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}, \quad (4.11a)$$

де P_{Rd} отримано з рівняння 6.18 EN 1994-1-1

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \quad (4.11b)$$

де P_{Rd} отримано з рівняння 6.19 EN 1994-1-1 та де значення $k_{u,\theta}$ та $k_{c,\theta}$ взято з таблиці 3.2 та 3.3 відповідно.

(2) Температуру стрижневих анкерів θ_v та бетону θ_c можна приймати як 80 % та 40 % відповідно температури верхньої полиці балки.

4.3.4.3 Балки зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням

4.3.4.3.1 Загальні положення

(1) Несуча здатність на згин частково облицьованої сталеві балки разом з бетонною плитою може розраховуватися за 4.3.4.1.2 або, як альтернатива, використовуючи метод, наведений нижче.

(2) Оцінка вогнестійкості балки зі сталевого профілю з частковим бетонним облицюванням (рисунок 1.5) застосовується для вільно обпертих або нерозрізних балок, включаючи їх консольні частини.

(3) Ці правила стосуються балок, нагрітих знизу за стандартним температурним режимом.

(4)P Вплив температур на властивості матеріалу враховано шляхом зменшення розмірів складових частин поперечного перерізу або множенням характеристик механічних властивостей матеріалів на коефіцієнт зниження.

4.3.4.2.5 Verification of shear resistance of stud connectors

(1) The design shear resistance in the fire situation of a welded headed stud should be determined both for solid and steel deck-concrete slab systems in accordance with EN 1994-1-1, except that the partial factor γ_v should be replaced by $\gamma_{M,fi,v}$ and the smaller of the following reduced values is to be used:

$$(4.11a)$$

with P_{Rd} as obtained from equation 6.18 of EN 1994-1-1 or

$$(4.11b)$$

with P_{Rd} as obtained from equation 6.19 of EN 1994-1-1 and where values of $k_{u,\theta}$ and $k_{c,\theta}$ are taken from Tables 3.2 and 3.3 respectively.

(2) The temperature θ_v [$^{\circ}\text{C}$] of the stud connectors and θ_c [$^{\circ}\text{C}$] of the concrete may be taken as 80 % and 40 % respectively of the temperature of the upper flange of the beam.

4.3.4.3 Composite beams comprising steel beams with partial concrete encasement

4.3.4.3.1 General

(1) The bending moment resistance of a partially encased steel beam connected to a concrete slab may be calculated using 4.3.4.1.2 or alternatively using the method given hereafter.

(2) The following assessment of the fire resistance of a composite beam, comprising a steel beam with partial concrete encasement according to Figure 1.5, is applicable to simply supported or continuous beams including cantilever parts.

(3) The following rules apply to composite beams heated from below by the standard temperature-time curve.

(4)P The effect of temperatures on material characteristics is taken into account either by reducing the dimensions of the parts composing the cross section or by multiplying the characteristic mechanical properties of materials by a reduction factor.

Примітка. Метод розрахунку коефіцієнту зниження наведено в додатку F.

(5)P Прийнято не враховувати зменшення опору на зсув з'єднань, приварених до верхньої полиці, доки ці з'єднання закріплені безпосередньо до робочої ширини даної полиці.

Примітка. Метод визначення робочої ширини наведено в додатку F.

(6) Цей метод може бути використаний для класифікації балок за нормованими межами вогнестійкості R30, R60, R90, R120 або R180.

(7) Цей метод можна використовувати для з'єднання з плитою зі сталевими профільованими листами, якщо в трапецеїдальному профілі використано матеріал для заповнення порожнин поверх балок, якщо вибрані профілі багаторазового застосування або якщо виконується умова 4.1.16.

(8) Значення товщини плити h_c (рисунок 4.4) має перевищувати мінімальне значення товщини плити, яке наведено в таблиці 4.8. Цю таблицю можна використовувати для систем суцільних плит та плит зі сталевими настилами.

Таблиця 4.8: Мінімальна товщина плити

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Мінімальна товщина плити h_c , мм Minimum Slab Thickness h_c [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

4.3.4.3.2 Робота конструкції

(1) Для вільно обпертої балки максимальний згинальний момент у прольоті, спричинений навантаженням, треба порівнювати з несучою здатністю прольотного перерізу при згині, розрахованого згідно з 4.3.4.3.3.

(2) Для розрахунку несучої здатності прольотного перерізу при згині $M_{fj,Rd}^+$ має розглядатися схема на рисунку 4.4.

NOTE: For the calculation of this reduction factor, a method is given in Annex F.

(5)P It is assumed that there is no reduction of the shear resistance of the connectors welded to the upper flange, as long as these connectors are fixed directly to the effective width of that flange.

NOTE: For the evaluation of this effective width, a method is given in F.1 of Annex F.

(6) This method may be used to classify composite beams in the standard fire classes R30, R60, R90, R120 or R180.

(7) This method may be used in connection with a slab with profiled steel sheets, if for trapezoidal profiles void fillers are used on top of the beams, if re-entrant profiles are chosen or if (16) of 4.1 is fulfilled.

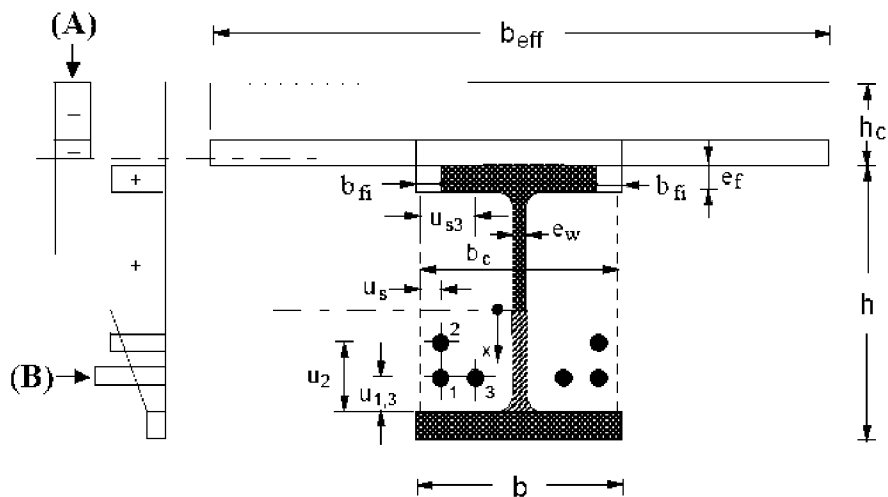
(8) The slab thickness h_c (see Figure 4.4) should be greater than the minimum slab thickness given in Table 4.8. This table may be used for solid and steel deck-concrete slab systems.

Table 4.8: Minimum slab thickness

4.3.4.3.2 Structural behaviour

(1) For a simply supported beam, the maximum sagging bending moment produced by loads should be compared to the sagging moment resistance which is calculated according to 4.3.4.3.3.

(2) For the calculation of the sagging moment resistance $M_{fj,Rd}^+$ Figure 4.4 may be considered.



Примітка до рисунку 4.4: А – Приклад розподілу напруження в бетоні
 Б – Приклад розподілу напруження в сталі

NOTE to Figure 4.4: (A) Example of stress distribution in concrete;
 (B) Example of stress distribution in steel

Рисунок 4.4: Елементи прольотного поперечного перерізу для розрахунку несучої здатності на згин

Figure 4.4: Elements of a cross-section for the calculation of the sagging moment resistance

(3)P Несуча здатність при згині будь-якого критичного перерізу в прольоті нерозрізної балки та несуча здатність при згині на кожній опорі має розраховуватись згідно з 4.3.4.3.3 та 4.3.4.3.4.

(3)P For a span of a continuous beam, the sagging moment resistance in any critical cross-section and the hogging moment resistance on each support shall be calculated according to 4.3.4.3.3 and 4.3.4.3.4.

(4) Для розрахунку несучої здатності опорного перерізу при згині $M_{fj,Rd}$ має розглядатися рисунок 4.5.

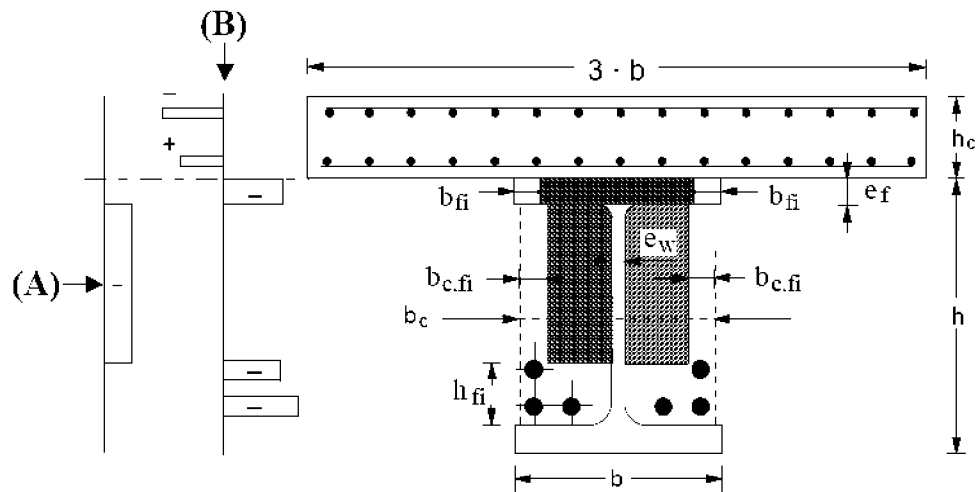
(4) For the calculation of the hogging moment resistance $M_{fj,Rd}$ Figure 4.5 may be considered.

(5) Для розрахунку несучої здатності, відповідних різним класам пожежі, слід запроваджувати такі механічні характеристики:

(5) For the calculation of the moment resistance corresponding to the different fire classes, the following mechanical characteristics may be adopted:

- для профілю, границя текучості f_{ay} , по можливості знижена;
- для арматурних стрижнів, зменшена границя текучості f_{ay} або $k_s f_{sy}$;
- для бетону, циліндрична міцність на стиск f_c .

- for the profile, the yield point f_{ay} possibly reduced;
- for the reinforcing bars, the reduced yield point f_{ay} or $k_s f_{sy}$;
- for the concrete, the compressive cylinder strength f_c .



Примітка до рисунку 4.5: А – Приклад розподілу напруження в бетоні
 Б – Приклад розподілу напруження в сталі

Рисунок 4.5: Елементи опорного поперечного перерізу для розрахунку несучої здатності на згин

NOTE to Figure 4.5: (A) Example of stress distribution in concrete;
 (B) Example of stress distribution in steel

Figure 4.5: Elements of a cross-section for the calculation of the hogging moment resistance

(6)Р Розрахункові значення механічних характеристик, наведені в 4.3.4.3.2.5, визначено з використанням коефіцієнтів надійності, даних в 2.3.1.

(6)P The design values of the mechanical characteristics given in (5) are obtained by applying the partial factors given in (1)P of 2.3.

(7) Балки, що вважаються вільно обпертими для розрахунку за нормальної температури, можуть вважатися нерозрізними під час пожежі, якщо виконується умова 5.4.1.5.

(7) Beams, which are considered as simply supported for normal temperature design, may be considered as continuous in the fire situation if (5) of 5.4.1 is fulfilled.

4.3.4.3.3 Несуча здатність прольотного перерізу на згин $M_{ff,Rd}^+$

4.3.4.3.3 Sagging moment resistance $M_{ff,Rd}^+$

(1) Ширина b_{eff} бетонної плити має дорівнювати розрахунковій ширині, вибраній відповідно до 5.4.1.2 EN 1994-1-1.

(1) The width $eff\ b$ of the concrete slab should be equal to the effective width chosen according to 5.4.1.2 of EN 1994-1-1.

(2) Для розрахунку несучої здатності прольотного перерізу на згин слід враховувати стиснуту зону бетону плити, верхню полицю, стінку та нижню полицю профілю, арматурні стрижні. Відповідне правило має визначати вплив температури для кожної з цих частин поперечного перерізу. Розтягнутий бетон плити та бетон між полицями прокатного профілю не враховується (рисунок 4.4).

(2) In order to calculate the sagging moment resistance, the concrete of the slab in compression, the upper flange of the profile, the web of the profile, the lower flange of the profile and the reinforcing bars should be considered. For each of these parts of the cross section, a corresponding rule may define the effect of the temperature. The concrete in tension of the slab and the concrete between the flanges of the profile should be ignored (see Figure 4.4).

(3) На основі необхідних умов рівноваги та на основі теорії пластичності можна визначити нейтральну поздовжню вісь балки та обчислити несучу здатність прольотного перерізу на згин.

4.3.4.3.4 Несуча здатність опорного перерізу на згин $M_{ff,Rd}$

(1) Розрахункова ширина бетонної плити дорівнює потрійному значенню ширини сталевго профілю (рисунок 4.5). Ця розрахункова ширина визначається з урахуванням арматурних стрижнів.

(2) Для розрахунку несучої здатності опорного перерізу на згин слід враховувати арматурні стрижні у бетонній плиті, верхню полицю профілю, за винятком, коли виконується умова 4.3.4.3.4.4, та бетон між полицями профілю. Відповідне правило має визначати вплив температури для кожної з цих частин поперечного перерізу. Розтягнута зона бетону плити, стінка та нижня полиця профілю не враховуються.

Примітка. Метод розрахунку стінки на поперечну силу наведено в F.2 додатку F.

(3) Арматурні стрижні між полицями можуть працювати на стиск та враховуватися при розрахунку несучої здатності опорного перерізу на згин за умови, що поперечне армування (хомути) відповідає вимогам EN 1992-1-1, щоб обмежувати поздовжній вигин арматурних стрижнів та за умови, що сталевий профіль та арматурні стрижні є неперервними на опорі, або виконується умова 5.4.1.5.

(4) У випадку вільно опертої балки згідно з 5.4.1.5 верхня полиця не враховується, якщо вона розтягнута.

(5) На основі необхідних умов рівноваги та на основі теорії пластичності можна визначити нейтральну поздовжню вісь балки та обчислити несучу здатність опорного перерізу на згин.

(3) On the basis of the essential equilibrium conditions and on the basis of the plastic theory, the neutral bending axis may be defined and the sagging moment resistance may be calculated.

4.3.4.3.4 Hogging moment resistance $M_{ff,Rd}$

(1) The effective width of the concrete slab is reduced to three times the width of the steel profile (see Figure 4.5). This effective width determines the reinforcing bars to be taken into account.

(2) In order to calculate the hogging moment resistance, the reinforcing bars in the concrete slab, the upper flange of the profile except when (4) is applicable, and the concrete in compression between the flanges of the profile should be considered. For each of these parts of the cross-section a corresponding rule may define the effect of the temperature. The concrete in tension of the slab, the web and the lower flange of the profile should be ignored.

NOTE: For the design of the web, regarding vertical shear, a method is given in F.2 of Annex F.

(3) The reinforcing bars situated between the flanges may participate in compression and be considered in the calculation of the hogging moment resistance, provided the corresponding stirrups fulfil the relevant requirements given in EN 1992-1-1, in order to restrain the reinforcing bars against local buckling, and provided either both the steel profile and the reinforcing bars are continuous at the support or (5) of 5.4.1 is applicable.

(4) In the case of a simply supported beam according to (5) of 5.4.1, the upper flange should not be taken into account if it is in tension.

(5) On the basis of the essential equilibrium conditions and on the basis of the plastic theory, the neutral bending axis may be defined and the hogging moment resistance may be calculated.

(6)P Принципи загального пластичного розрахунку застосовуються для сполучення позитивних та негативних моментів, якщо на опорах розвиваються пластичні шарніри.

(7) Балки, що містять сталеві профілі з частковим бетонним облицюванням можуть сприймати поздовжній згин з крученням під час пожежі.

4.3.4.4 Сталеві балки з частковим бетонним облицюванням

(1) Якщо частково облицьована балка підтримує бетонну плиту без стрижневих анкерів, як показано на рисунку 1.3, правила, наведені в 4.3.4.3, можуть застосовуватись без врахування механічного опору залізобетонної плити.

4.3.5 Колони

4.3.5.1 Робота конструкції

(1)P Спрощені розрахункові моделі, описані нижче, слід застосовувати лише для колон рамно-в'язевого каркасу.

Примітка. В усіх випадках відносна гнучкість для нормального проектування $\bar{\lambda} \leq 2$ – згідно з 6.7.3.1.1 EN 1994-1-1.

(2) У спрощених моделях розрахункове значення несучої здатності колон при поздовжньому стиску (критичне навантаження, що спричиняє втрату стійкості) під час пожежі має визначатися за:

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl,Rd}, \quad (4.12)$$

де χ – коефіцієнт зниження для кривої поздовжнього згину c згідно з 6.3.1 EN 1993-1-1, який залежить від відносної гнучкості $\bar{\lambda}_\theta$,

$N_{fi,pl,Rd}$ – розрахункове значення пластичного опору перерізу поздовжньому стиску під час пожежі.

(3) Поперечний переріз колони може бути розділений на різні частини. Сталевий профіль має позначку "a", арматурні стрижні позначають "s", бетон позначають "c".

(6)P The principles of plastic global analysis apply for the combination of sagging and hogging moments if plastic hinges develop at supports.

(7) Composite beams comprising steel beams with partial concrete encasement may be assumed not to fail through lateral torsional buckling in the fire situation.

4.3.4.4 Steel beams with partial concrete encasement

(1) If the partially encased beam supports a concrete slab, without shear connection according to Figure 1.3, the rules given in 4.3.4.3 may be applied by assuming no mechanical resistance of the reinforced concrete slab.

4.3.5 Composite columns

4.3.5.1 Structural behaviour

(1)P The simple calculation models described hereafter shall only be used for columns in braced frames.

NOTE: EN 1994-1-1, 6.7.3.1(1), in all cases limits the relative slenderness λ for normal design, to a maximum of 2.

(2) In simple calculation models the design value in the fire situation, of the resistance of composite columns in axial compression (buckling load) should be obtained from:

where:

χ is the reduction coefficient for buckling curve c of 6.3.1 of EN 1993-1-1 and depending on the relative slenderness $\bar{\lambda}_\theta$,

$N_{fi,pl,Rd}$ is the design value of the plastic resistance to axial compression in the fire situation.

(3) The cross section of a composite column may be divided into various parts. These are denoted "a" for the steel profile, "s" for the reinforcing bars and "c" for the concrete.

(4) Розрахункове значення пластичного опору перерізу поздовжньому стиску під час пожежі визначається за формулою:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (4.13)$$

де $A_{i,\theta}$ - площа кожного елементу поперечного перерізу з температурою θ .

(5) Фактична жорсткість на згин визначається як:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (4.14)$$

де $I_{i,\theta}$ - момент інерції зменшеної частини i поперечного перерізу на згин відносно слабкої або сильної осі;

$\varphi_{i,\theta}$ - коефіцієнт зменшення, що залежить від ефекту теплових напружень;

$E_{c,sec,\theta}$ - характеристичне значення середнього (січного) модуля пружності бетону під час пожежі, дане як значення $f_{c,\theta}$, поділене на $\epsilon_{cu,\theta}$ (рисунок 3.2).

Примітка. Метод визначення коефіцієнту зменшення сталевого перерізу з частковим бетонним облицюванням наведено в G.6 додатку G.

(6) Критична сила (Ейлера) або пружна критична сила під час пожежі наведена нижче:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2 \quad (4.15)$$

де l_θ - гранична довжина колони під час пожежі.

(7) Відносна гнучкість визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (4.16)$$

де $N_{fi,pl,R}$ - значення $N_{fi,pl,Rd}$ згідно з (4), якщо коефіцієнти $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$, $\gamma_{M,fi,c}$ дорівнюють 1,0.

(8) Для визначення граничної довжини l_θ колон застосовуються правила EN 1994-1-1, за винятком наведених нижче.

(4) The design value of the plastic resistance to axial compression in the fire situation is given by:

where:

$A_{i,\theta}$ is the area of each element of the cross-section to which is attributed a certain temperature θ .

(5) The effective flexural stiffness is calculated as

where:

$I_{i,\theta}$ is the second moment of area, of the partially reduced part i of the cross-section for bending around the weak or strong axis,

$\varphi_{i,\theta}$ is the reduction coefficient depending on the effect of thermal stresses.

$E_{c,sec,\theta}$ is the characteristic value for the secant modulus of concrete in the fire situation, given by $f_{c,\theta}$ divided by $\epsilon_{cu,\theta}$, (see Figure 3.2).

NOTE: A method is given in G.6 of Annex G, for the evaluation of the reduction coefficient of partially encased steel sections.

(6) The Euler buckling load or elastic critical load in the fire situation is as follows

where:

l_θ is the buckling length of the column in the fire situation.

(7) The relative slenderness is given by:

where

$N_{fi,pl,R}$ is the value of $N_{fi,pl,Rd}$ according to (4) when the factors $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$, $\gamma_{M,fi,c}$ are taken as 1,0.

(8) For the determination of the buckling length l_θ of columns, the rules of EN 1994-1-1 apply, with the exception given hereafter.

(9) Колонна розглядуваного поверху, з'єднана з колонами зверху та знизу, може вважатися зацмленою на опорах за умови, що вогнестійкість конструкцій будівлі, що розділяють розглядувані поверхи, є не меншою за вогнестійкість колони.

(9) A column at the level under consideration, fully connected to the column above and below, may be considered as effectively restrained at such connections, provided the resistance to fire of the building elements, which separate the levels under consideration, is at least equal to the fire resistance of the column.

(10) У випадку комбінованого каркасу, для якого кожен поверх може розглядатися як протипожежний відсік з достатньою вогнестійкістю, гранична довжина l_{θ} колони проміжного поверху під час пожежі позначається L_{ei} . Для колони верхнього поверху гранична довжина l_{θ} під час пожежі позначається L_{et} (рисунок 4.6). Для колони нижнього поверху під час пожежі гранична довжина l_{θ} може змінюватись залежно від поворотної жорсткості бази колони, від L_{ei} до L_{et} .

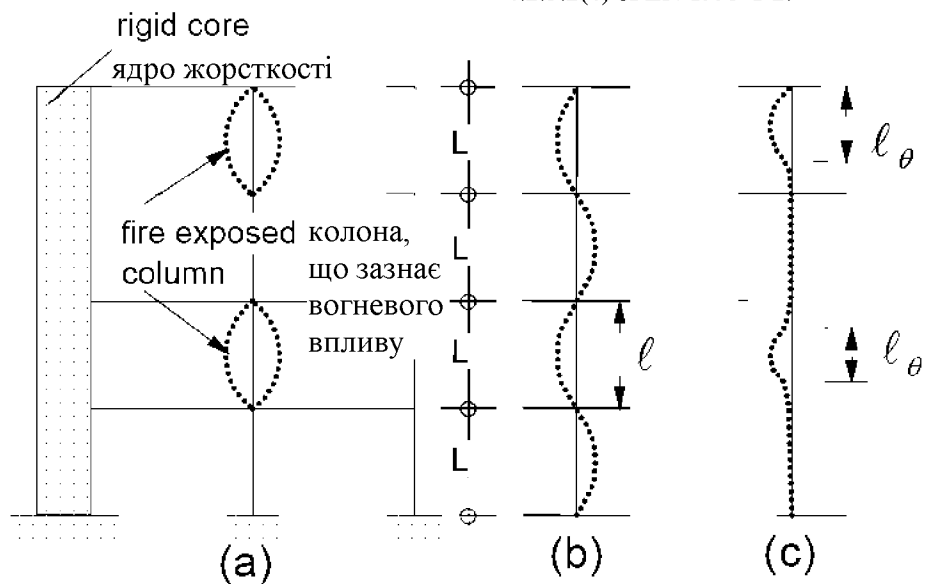
(10) In the case of a composite frame, for which each of the storeys may be considered as a fire compartment with sufficient fire resistance, the buckling length l_{θ} of a column on an intermediate storey subject to fire is given by L_{ei} . For a column on the top floor subject to fire the buckling length l_{θ} in the fire situation is given by L_{et} (see Figure 4.6). For a column on the lowest floor subject to fire, the buckling length l_{θ} may vary, depending on the rotation rigidity of the column base, from L_{ei} to L_{et} .

Примітка 1. Рекомендованими значеннями L_{ei} та L_{et} є 0,5 та 0,7 L відповідно.

NOTE1: Values for L_{ei} and L_{et} may be defined in the National Annex. The recommended values are 0,5 and 0,7 times the system length L .

Примітка 2. Для граничної довжини можна робити посилання на 5.3.2.2, 5.3.3.3 EN 1992-1-2 та 4.2.3.2.4 EN 1993-1-2.

NOTE2: For the buckling length reference may be made to 5.3.2(2) and 5.3.3(3) of EN 1992-1-2 and to 4.2.3.2(4) of EN 1993-1-2.



a) розріз будівлі;
 б) напружено-деформований стан за нормальної температури;
 в) напружено-деформований стан за підвищеної температури
 Рисунок 4.6 – Робота колон рамно-в'язевого каркасу

a) section through the building
 b) deformation mode at room temperature
 c) deformation mode at elevated temperature

Figure 4.6: Structural behaviour of columns in braced frames

(11) Ці правила стосуються колон, нагрітих з усіх сторін за стандартним температурним режимом.

4.3.5.2 Сталеві профілі з частковим бетонним облицюванням

(1) Вогнестійкість колон зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням (рисунок 1.7) може визначатися за спрощеними розрахунковими моделями.

Примітка 1. Метод для сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням дано в додатку G.

Примітка 2. Метод для позacentрових навантажень дано в G.7 з додатку G.

(2) Для конструювання посилатися на 5.1, 5.3.1 та 5.4.

4.3.5.3 Незахищені трубобетонні колони

(1) Вогнестійкість незахищених трубобетонних колон квадратного або круглого перерізу може визначатися спрощеними розрахунковими моделями.

Примітка 1. Метод для незахищених трубобетонних колон наведено в додатку H.

Примітка 2. Метод для позacentрових навантажень наведено в H.4 додатку H.

(2) Для конструювання посилатися на 5.1, 5.3.2 та 5.4.

4.3.5.4 Захищені трубобетонні конструкції

(1) Підвищити вогнестійкість трубобетонних конструкцій можна, використовуючи захисну систему навколо сталевій колоні, що знижує розповсюдження тепла.

(2) Властивості захисної системи, застосованої для трубобетонних конструкцій мають визначатися відповідно до:

- EN 13381-2 стосовно вертикальних екранів та
- EN 13381-6 стосовно матеріалів покриття або напilenня.

(11) The following rules apply for composite columns heated all around by the standard temperature-time curve.

4.3.5.2 Steel sections with partial concrete encasement

(1) The fire resistance of columns composed of steel sections with partial concrete encasement according to Figure 1.7 may be assessed by simple calculation models.

NOTE 1: For steel sections with partial concrete encasement, a method is given in Annex G.

NOTE 2: For eccentric loads a method is given in G.7 of Annex G.

(2) For constructional details refer to 5.1, 5.3.1 and 5.4.

4.3.5.3 Unprotected concrete filled hollow sections

(1) The fire resistance of columns composed of unprotected concrete filled square or circular hollow sections may be assessed by simple calculation models.

NOTE 1: For unprotected concrete filled hollow sections, a method is given in Annex H.

NOTE 2: For eccentric loads a method is given in H.4 of Annex H.

(2) For constructional details refer to 5.1, 5.3.2 and 5.4.

4.3.5.4 Protected concrete filled hollow sections

(1) An improvement of the fire resistance of concrete filled hollow sections may be obtained by using a protection system around the steel column in order to decrease the heat transfer.

(2) The performance of the protection system used for concrete filled hollow sections should be assessed according to:

- EN 13381-2 as far as vertical screens are concerned and
- EN 13381-6 as far as coating or sprayed materials are concerned.

(3) Критерій несучої здатності "R" виконується за умови, що температура порожнистого профілю нижча за 350°C.

4.4 Уточнені розрахункові моделі

4.4.1 Основи розрахунку

(1)P Уточнені розрахункові моделі мають забезпечувати реалістичний аналіз конструкцій, що зазнають вогневого впливу. Вони повинні базуватися на принципі фізичної поведінки, що зводиться до вірного припущення очікуваної поведінки частини конструктивної системи під час пожежі.

Примітка. Порівняно з табличними даними та спрощеними розрахунковими моделями, уточнені розрахункові моделі дають точніше наближення справжньої роботи конструкції під час пожежі.

(2) Уточнені розрахункові моделі можуть використовуватись для окремих елементів, підсистем та цілих споруд.

(3) Уточнені розрахункові моделі можуть використовуватись для поперечних перерізів будь-якого типу.

(4) Уточнені розрахункові моделі можуть містити окремі розрахункові моделі для визначення:

- розвитку та розповсюдження температури в конструктивних елементах (модель температурної реакції) та
- механічної роботи конструкції або будь-якої її частини (модель механічної реакції).

(5)P Будь-які види можливих руйнувань, не розглянутих уточненою розрахунковою моделлю (включаючи місцеву втрату стійкості при поздовжньому згині, недостатню здатність до повороту, сколювання та руйнування при зсуві) мають бути усунені відповідними заходами, наприклад, конструктивно.

(6) Уточнені розрахункові моделі можна використовувати, якщо необхідна інформація щодо розвитку напружень та деформацій та/або температурних полів.

(3) The load bearing criterion "R" may be assumed to be met provided the temperature of the hollow section is lower than 350°C.

4.4 Advanced calculation models

4.4.1 Basis of analysis

(1)P Advanced calculation models shall provide a realistic analysis of structures exposed to fire. They shall be based on fundamental physical behaviour in such a way as to lead to a reliable approximation of the expected behaviour of the relevant structural component under fire conditions.

NOTE: Compared with tabulated data and simple calculation models, advanced calculation models give an improved approximation of the actual structural behaviour under fire conditions.

(2) Advanced calculation models may be used for individual members, for subassemblies or for entire structures.

(3) Advanced calculation models may be used with any type of cross-section.

(4) Advanced calculation models may include separate calculation models for the determination of

- the development and distribution of the temperature within structural elements (thermal response model) and
- the mechanical behaviour of the structure or of any part of it (mechanical response model).

(5)P Any potential failure modes not covered by the advanced calculation model (including local buckling, insufficient rotation capacity, spalling and failure in shear), shall be eliminated by appropriate means which may be constructional detailing.

(6) Advanced calculation models may be used when information concerning stress and strain evolution, deformations and / or temperature fields are required.

(7) Уточнені розрахункові моделі можна використовувати спільно з будь-якими температурними режимами нагрівання за умови, що властивості матеріалів відомі для відповідної температурної стадії.

4.4.2 Теплова реакція

(1)P Уточнені розрахункові моделі теплової реакції мають базуватися на загально визнаних принципах та припущеннях теорії теплопереносу.

(2)P Модель теплової реакції має враховувати:

- відповідні теплові впливи, визначені в EN 1991-1-2 та
- зміни температурних властивостей матеріалів згідно з 3.1 та 3.3.

(3) Ефекти нерівномірно теплового впливу та теплопередачі на прилеглі конструкції будівлі можуть бути враховані, де це необхідно.

(4) Впливом будь-якого вмісту та поширення вологи всередині бетону та вогнезахисного матеріалу можна знехтувати.

4.4.3 Механічна реакція

(1)P Уточнені розрахункові моделі механічної реакції мають базуватися на загально визнаних принципах та припущеннях теорії будівельної механіки, враховуючи температурні ефекти.

(2)P Модель механічної реакції також має враховувати:

- спільно механічні навантажувальні ефекти, геометричні недоліки та ефекти теплових впливів;
- механічні властивості матеріалів, що залежать від температури;
- геометрично нелінійні ефекти;
- ефекти нелінійних властивостей матеріалів, включаючи вплив розвантаження на жорсткість конструкції.

(7) Advanced calculation models may be used in association with any time-temperature heating curve, provided that the material properties are known for the relevant temperature range.

4.4.2 Thermal response

(1)P Advanced calculation models for thermal response shall be based on the acknowledged principles and assumptions of the theory of heat transfer.

(2)P The thermal response model shall consider:

- the relevant thermal actions specified in EN 1991-1-2 and
- the variation of the thermal properties of the materials according to 3.1 and 3.3.

(3) The effects of non-uniform thermal exposure and of heat transfer to adjacent building components may be included where appropriate.

(4) The influence of any moisture content and of any migration of the moisture within the concrete and the fire protection material may conservatively be neglected.

4.4.3 Mechanical response

(1)P Advanced calculation models for mechanical response shall be based on the acknowledged principles and assumptions of the theory of structural mechanics, taking into account the effects of temperature.

(2)P The mechanical response model shall also take account of:

- the combined effects of mechanical actions, geometrical imperfections and thermal actions;
- the temperature dependent mechanical properties of the materials;
- geometrical non-linear effects and
- the effects of non-linear material properties, including the effects of unloading on the structural stiffness.

(3)P Слід враховувати ефекти температурних деформацій та напружень внаслідок підвищення та перепаду температур.

(4) За умови, що використовуються співвідношення “напруження-деформації”, наведені в 3.1 та 3.2, ефект високотемпературної повзучості не потребує докладного розгляду.

(5)P Деформації для першого граничного стану, отримані з розрахункової моделі, слід обмежувати, як необхідність гарантувати, що сумісність між усіма частинами конструкції збережена.

4.4.4 Обґрунтування уточнених розрахункових моделей

(1)P Достовірність будь-якої уточненої розрахункової моделі має бути перевірена застосуванням правил 4.4.4.2 та 4.4.4.4.

(2)P Перевірка результатів розрахунку має бути здійснена на основі результатів відповідних випробувань.

(3) Результати розрахунків можуть стосуватися деформацій, температур та межі вогнестійкості.

(4)P Граничні значення мають бути перевірені за допомогою аналізу чутливості, щоб пересвідчитися, що схема відповідає обґрунтованим інженерно-технічним принципам.

(5) Граничні значення можуть стосуватися граничної довжини, розмірів елементів, рівня навантаження тощо.

(3)P The effects of thermally induced strains and stresses, both due to temperature rise and due to temperature differentials, shall be considered.

(4) Provided that the stress-strain relationships given in 3.1 and 3.2 are used, the effect of high temperature creep need not be given explicit consideration.

(5)P The deformations at ultimate limit state, given by the calculation model, shall be limited as necessary to ensure that compatibility is maintained between all parts of the structure.

4.4.4 Validation of advanced calculation models

(1)P The validity of any advanced calculation model shall be verified by applying the following rules (2)P and (4)P.

(2)P A verification of the calculation results shall be made on basis of relevant test results.

(3) Calculation results may refer to deformations, temperatures and fire resistance times.

(4)P The critical parameters shall be checked, by means of a sensitivity analysis, to ensure that the model complies with sound engineering principles.

(5) Critical parameters may refer to the buckling length, the size of the elements, the load level, etc.

Розділ 5 Конструювання

5.1 Вступ

(1)Р Конструювання має гарантувати необхідний рівень з'єднання, що працює на зсув, між сталлю та бетоном колон і балок, для проектування за нормальної температури та під час пожежі.

(2)Р Якщо з'єднання, що працює на зсув, не може зберігатися під час пожежі, сталева або бетонна частини комбінованого перерізу мають окремо відповідати вимогам пожежної безпеки.

(3) Для трубобетонних конструкцій та профілів з частковим бетонним облицюванням, стрижневі анкери не повинні кріпитися до незахищених частин сталевих перерізів, що безпосередньо нагріваються. Однак допускаються масивні опорні блоки зі стрижневими анкерами (рисунок 5.5 та 5.6).

(4) Для зварних перерізів сталеві частини, що безпосередньо зазнають вогневого впливу, слід приєднувати до захищених сталевих частин зварювальними швами достатньої міцності.

(5) Для бетонних поверхонь, що зазнають вогневого впливу, захисний шар бетону арматурних стрижнів, визначений в 4.4.1 EN 1992-1-1, має становити від 20 мм до 50 мм. Ця вимога необхідна для зменшення небезпеки розтріскування під час пожежі.

(6) Якщо бетонне облицювання виконує лише ізоляційну функцію, сталева дротяна сітка з максимальним кроком 250 мм та мінімальним діаметром 4 мм в обох напрямках має бути встановлена навколо перерізу та має відповідати 5.1.5.

(7) Якщо захисний шар бетону арматурних стрижнів перевищує 50 мм, сітку слід розміщувати біля поверхні, що зазнає вогневого впливу, для забезпечення 5.1.5.

Section 5 Constructional details

5.1 Introduction

(1)P Constructional detailing shall guarantee the required level of shear connection between steel and concrete for composite columns and composite beams, for normal temperature design and in the fire situation.

(2)P If this shear connection cannot be maintained under fire conditions, either the steel or the concrete part of the composite section shall fulfil the fire requirements independently.

(3) For concrete-filled hollow sections and partially encased sections, shear connectors should not be attached to the directly heated unprotected parts of the steel sections. However thick bearing blocks with shear studs are accepted (see Figures 5.5 and 5.6).

(4) If welded sections are used, the steel parts directly exposed to fire should be attached to the protected steel parts by sufficiently strong welds.

(5) For fire exposed concrete surfaces, the concrete cover of reinforcing bars defined in 4.4.1 of EN 1992-1-1, should, in all cases, be between 20mm and 50mm. This requirement is needed in order to reduce the danger of spalling under fire exposure.

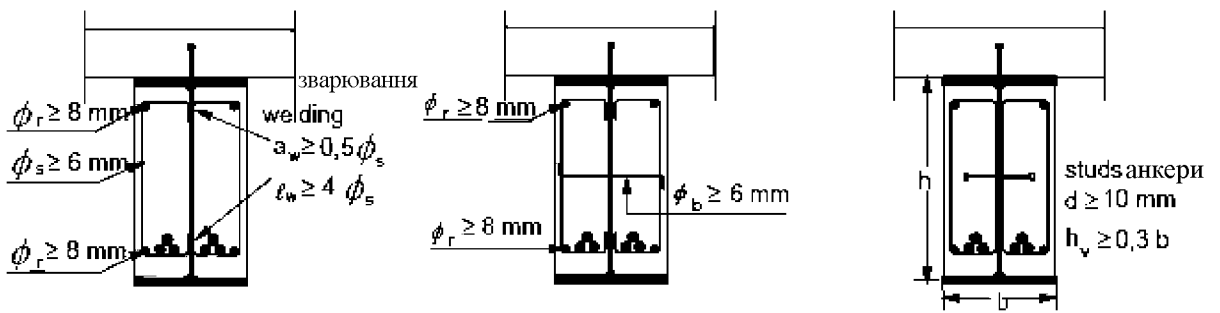
(6) In cases where concrete encasement provides only an insulation function, steel fabric reinforcement with a maximum spacing of 250 mm and a minimum diameter of 4 mm in both directions is to be placed around the section and should fulfil (5).

(7) When the concrete cover of reinforcing bars exceeds 50 mm, a mesh must be placed near the exposed surface to satisfy (5).

5.2 Балки

(1)P Для балок, що містять сталеві профілі з частковим бетонним облицюванням, бетон між полицями має бути армований та кріпитися до стінок балки.

(2) Бетон часткового облицювання має бути армований хомутами з мінімальним діаметром 6 мм або арматурною сіткою з мінімальним діаметром 4 мм. Захисний шар бетону арматурних хомутів не повинен перевищувати 35 мм. Крок хомутів не повинен перевищувати 250 мм. По кутах хомутів має виконуватись поздовжнє армування з мінімальним діаметром 8 мм (рисунок 5.1).



а) Зварювання хомутів зі стінкою балки

a) Welding of stirrups to the web

б) Стрижні, прикріплені до хомутів крізь отвори у стінці

b) Bars through holes in the web, fixed to the stirrups

в) Приварювання стрижневих анкерів до стінки

c) Welding of studs to the web

Рисунок 5.1: Заходи, що забезпечують з'єднання між сталевим профілем та бетонним облицюванням

Figure 5.1: Measures providing connection between the steel profile and the encasing concrete

(3) Бетон між полицями може кріпитися за допомогою зварювання хомутів зі стінкою кутовим швом з мінімальною катетом $a_w = 0,5\phi_s$ та мінімальною довжиною $l_w = 4\phi_s$ (рисунок 5.1.а).

(3) The concrete between the flanges may be fixed to the web by welding the stirrups to the web by a fillet weld with a minimum throat thickness a_w of $0,5\phi_s$ and a minimum length l_w of $4\phi_s$ (see Figure 5.1.a).

(4) Бетон між полицями може кріпитися до стінки за допомогою стрижнів, що проходять крізь отвори в стінці, або стрижневих анкерів, приварених до стінки з обох сторін, за таких умов:

(4) The concrete between the flanges may be fixed to the web of the beam by means of bars, penetrating the web through holes, or studs welded to both sides of the web under following conditions:

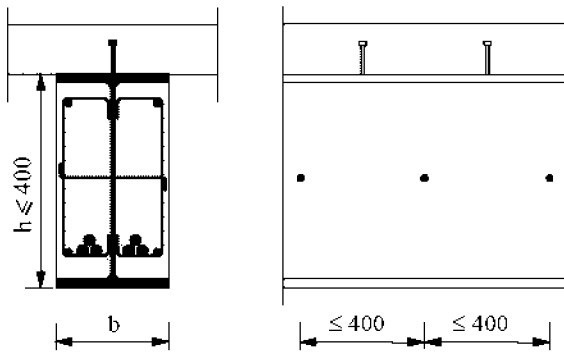
- мінімальний діаметр стрижнів 6мм (рисунок 5.1.б) та

- the bars have a minimum diameter ϕ_b of 6 mm (see Figures 5.1.b) and

- мінімальний діаметр стрижневих анкерів $d = 10$ мм, а мінімальна довжина $h_v = 0,3b$. Їх головки мають бути покриті бетоном щонайменше на 20 мм (рисунок 5.1.с);

- the studs have a minimum diameter d of 10 mm and a minimum length h_v of $0,3b$. Their head should be covered by at least 20 mm of concrete (see Figures 5.1.c);

- стрижні або стрижневі анкери, що розміщені згідно з рисунком 5.2.a для сталевго профілю $h \leq 400$ мм або згідно з рисунком 5.2.b для сталевго профілю $h > 400$ мм. Якщо висота більше 400 мм, відстані між рядами з'єднань, розміщених у шаховому порядку, мають бути не більше 200 мм.



а) сталевий профіль висотою $h \leq 400$ мм
a) height of steel profile $h \leq 400$ mm

Рисунок 5.2: Розміщення стрижнів та стрижневих анкерів, що забезпечують з'єднання сталевго профілю з бетонним облицюванням

5.3 Колони

5.3.1 Колони зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням

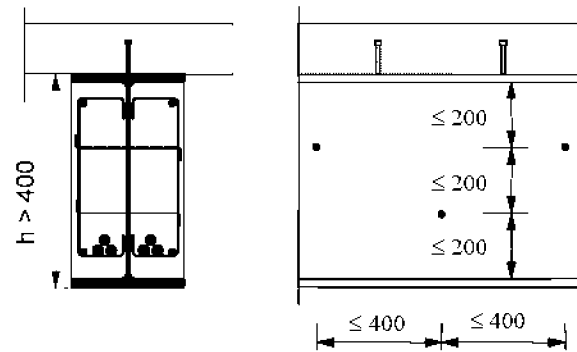
(1)Р Бетон між полицями сталевих профілів має кріпитися до стінок за допомогою хомутів або стрижневих анкерів (рисунок 5.1).

(2) Хомути мають приварюватись до стінки або проходити крізь отвори в ній. Якщо використовуються стрижневі анкери, вони мають бути приварені до стінки.

(3) Крок стрижневих анкерів або хомутів колони не повинен перевищувати 500 мм. На ділянках прикладення навантаження крок має бути зменшено згідно з EN 1994-1-1.

Примітка. Для сталевих профілів висотою $h > 400$ мм стрижневі анкери та хомути можуть бути вибраними відповідно до рисунку G.2 у додатку G.

- the bars or studs are arranged as given in Figure 5.2.a for steel profiles with a maximum depth h of 400 mm or as given in Figure 5.2.b for steel profiles with a depth h larger than 400 mm. When the height is larger than 400 mm, the rows of connectors disposed in staggered way should be at a distance smaller or equal to 200 mm.



б) сталевий профіль висотою $h > 400$ мм
b) height of steel profile $h > 400$ mm

Figure 5.2: Arrangement of bars or studs providing connection between the steel profile and the encased concrete

5.3 Composite columns

5.3.1 Composite columns with partially encased steel sections

(1)P The concrete between the flanges of the steel sections shall be fixed to the web either by means of stirrups or by studs (see Figure 5.1).

(2) The stirrups should be welded to the web or penetrate the web through holes. If studs are used, they should be welded to the web.

(3) The spacing of studs or stirrups along the column axis should not exceed 500 mm. At load introduction areas this spacing should be reduced according to EN 1994-1-1.

NOTE: For steel sections with a profile depth h greater than 400 mm, studs and stirrups may be chosen according to Figure G.2 of Annex G.

5.3.2 Трубобетонні колони

(1)P Не повинно бути додаткового з'єднання, що працює на зсув, уздовж колони, з'єднання між балкою та колоною.

(2) Додаткова арматура має кріпитися за допомогою хомутів та монтажної арматури.

(3) Крок хомутів уздовж осі колони не має перевищувати 15 мінімальних діаметрів поздовжніх арматурних стрижнів.

(4)P Пустотілий сталевий профіль має містити отвори діаметром не менше 20 мм, розташовані принаймні один зверху та один знизу колони кожного поверху.

(5) Відстань між цими отворами не повинна перевищувати 5 м.

5.4 З'єднання між балками та колонами

5.4.1 Загальні положення

(1)P З'єднання балок з колонами мають бути розраховані та сконструйовані таким чином, щоб сприймати прикладені сили та моменти протягом такого ж часу вогнестійкості, як і конструкція, що передає навантаження.

(2) Для конструкцій, захищених від вогневого впливу, єдиним способом виконання вимог 5.4.1.1 є застосування принаймні такого ж вогнезахисту, як і для конструкції, що передає навантаження, та забезпечення для з'єднання коефіцієнту навантаження, який є меншим або дорівнює тому, що застосовується для балки.

Примітка. Методи проектування з'єднань, захищених від вогневого впливу, наведено в 4.2.1.6 та в додатку D EN 1993-1-2.

(3) Балки та колони можуть з'єднуватися за допомогою опорних блоків або з'єднувальних планок, приварених до сталевому профілю колони. Балки опираються на опорні блоки або їх стінки кріпляться болтами до з'єднувальних

5.3.2 Composite columns with concrete filled hollow sections

(1)P There shall be no additional shear connection along the column, between the beam to column connections.

(2) The additional reinforcement should be held in place by means of stirrups and spacers.

(3) The spacing of stirrups along the column axis should not exceed 15 times the smallest diameter of the longitudinal reinforcing bars.

(4)P The hollow steel section shall contain holes with a diameter of not less than 20 mm located at least one at the top and one at the bottom of the column in every storey.

(5) The spacing of these holes should never exceed 5 m.

5.4 Connections between composite beams and columns

5.4.1 General

(1)P The beam to column connections shall be designed and constructed in such a way that they support the applied forces and moments for the same fire resistance time as that of the member transmitting the actions.

(2) For fire protected members one way of achieving the requirement of (1)P is to apply at least the same fire protection as that of the member transmitting the actions, and to ensure for the connection a load ratio which is less than or equal to that of the beam.

NOTE: For the design of fire protected connections, methods are given in 4.2.1 (6) and Annex D of EN 1993-1-2.

(3) Composite beams and columns may be connected using bearing blocks or shear flats welded to the steel section of the composite column. The beams are supported on the bearing blocks or their webs are bolted to

планок. При використанні опорних блоків, відповідні конструктивні заходи мають гарантувати, що балка не зійде з опор протягом фази охолодження.

(4) Якщо з'єднання виконані відповідно до рисунків 5.4-5.6, їх вогнестійкість може вважатися такою, що відповідає вимогам прилеглих конструкційних елементів. Несучі блоки, що приварені до колон, можуть використовуватися із захищеними сталевими балками.

(5) Якщо балка шарнірно обперта при розрахунку за нормальної температури, згинальний момент може розвиватися на опорі під час пожежі, за умови, що плита армована таким чином, щоб гарантувати нерозрізність плити, та за умови, що існує дійсна передача стискальної сили через сталеве з'єднання (рисунок 5.3).

(6) Від'ємний згинальний момент може розвиватись за 5.4.1.5 та рисунку 5.3 під час пожежі, якщо:

- зазор < 10 мм або
- 10 мм < зазор < 15 мм для R30 до R180 та прольоту балки > 5 м.

the shear flats. If bearing blocks are used, appropriate construction detailing should guarantee that the beam cannot slip from supports during the cooling phase.

(4) If connections are made in accordance with Figures 5.4 to 5.6, their fire resistance may be assumed to comply with the requirements of the adjacent structural members. Bearing blocks welded to composite columns may be used with protected steel beams.

(5) In the case of a beam simply supported for normal temperature design, a hogging moment may be developed at the support in the fire situation, provided the concrete slab is reinforced in such a way as to guarantee the continuity of the slab and provided there is an effective transmission of the compression force through the steel connection (see Figure 5.3).

(6) A hogging moment may always be developed according to (5) and Figure 5.3 in the fire situation if

- gap < 10 mm or
- 10 mm ≤ gap < 15 mm, for R30 up to R180 and a beam span larger than 5 m.

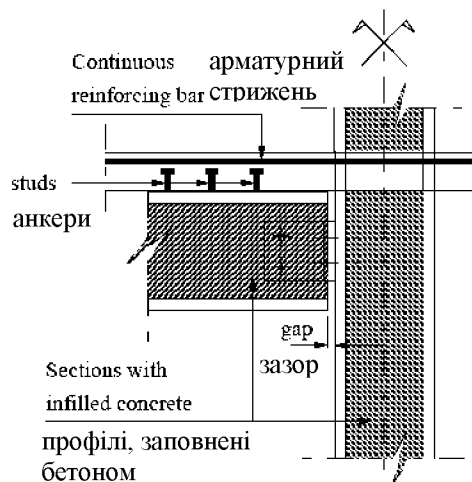


Рисунок 5.3: З'єднання для сприйняття моменту на опорі під час пожежі

Figure 5.3: Hogging moment connection for fire conditions

5.4.2 З'єднання між комбінованими балками та колонами зі сталевих профілів, взятих в бетонну обійму

(1) Опорні блоки або з'єднувальні пластини згідно з рисунком 5.4 можуть бути безпосередньо приварені до полиці сталевих профілів колони для того, щоб підтримувати балку.

5.4.2 Connections between composite beams and composite columns with steel sections encased in concrete

(1) Bearing blocks or shear flats according to Figure 5.4 may be directly welded to the flange of the steel profile of the composite column in order to support a composite beam.

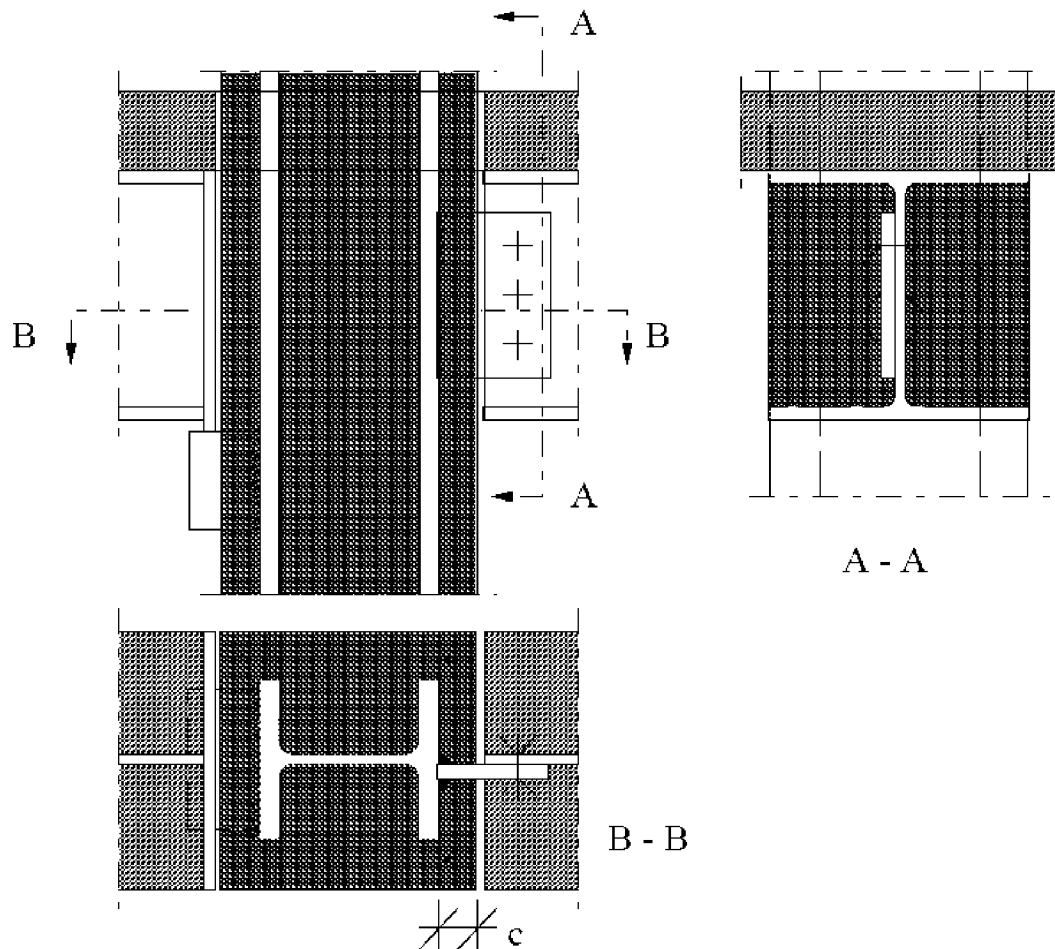


Рисунок 5.4: Приклади з'єднань з колонами, повністю взятими в бетонну обійму

Figure 5.4: Examples of connections to a totally encased steel section of a column.

5.4.3 З'єднання між комбінованими балками та колонами зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням

(1) Слід встановлювати додаткові стрижневі анкери, якщо використовуються незахищені опорні блоки (рисунком 5.5.a), оскільки зварні шви зазнають вогневого впливу. Опір стрижневих анкерів на зсув має бути перевірено згідно з 4.3.4.2.5(1) за температури анкерів, що дорівнює середній температурі опорного блоку.

5.4.3 Connections between composite beams and composite columns with partially encased steel sections.

(1) Additional studs should be provided if unprotected bearing blocks are used (see Figure 5.5.a), because welds are exposed to fire. The shear resistance of studs should be checked according to 4.3.4.2.5 (1) with a stud temperature equal to the average temperature of the bearing block.

(2) Додаткові стрижневі анкери для межі вогнестійкості до R120 не потрібні, якщо виконуються такі умови (рисунок 5.5.б):

- мінімальна товщина незахищеного опорного блоку має бути не менше 80 мм;
- опорний блок цілком приварений з чотирьох сторін до полиці колони;
- верхній шов, захищений від прямого випромінювання, має товщину принаймні в 1,5 рази більше від товщини оточуючих швів та має при розрахунку за нормальної температури сприймати принаймні 40 % розрахункової поперечної сили.

(2) For fire resistance classes up to R 120 the additional studs are not needed if the following conditions are fulfilled (see Figure 5.5.b):

- the unprotected bearing block has a minimum thickness of at least 80 mm;
- it is continuously welded on four sides to the column flange;
- the upper weld, protected against direct radiation, has a thickness of at least 1,5 times the thickness of the surrounding welds and should in normal temperature design support at least 40 % of the design shear load.

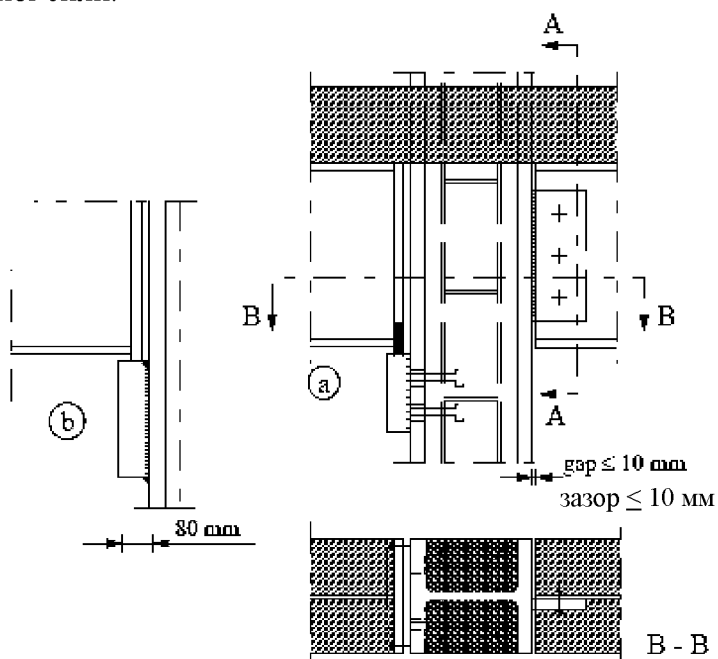


Рисунок 5.5: Приклади з'єднань з частково облицьованими сталевими профілями

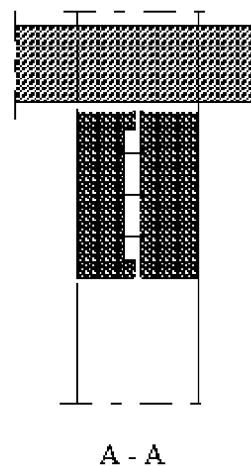


Figure 5.5: Examples of connections to a partially encased steel section

(3) Якщо застосовуються з'єднувальні пластини, зазор між балкою та колоною, що становить менше 10 мм не потребує додаткового захисту (рисунок 5.5.а).

(3) If shear flats are used, the remaining gap between beam and column needs no additional protection if smaller than 10 mm (see Figure 5.5.a).

(4) Стосовно інших типів зв'язків посилатися на 5.4.1(1)Р.

(4) For different types of connections, refer to (1)P of 5.4.1.

5.4.4 З'єднання між балками та трубобетонними колонами

5.4.4 Connections between composite beams and composite columns with concrete filled hollow sections

(1) Балки можуть з'єднуватися з трубобетонними колонами за допомогою як опорних блоків, так і з'єднувальних пластин (рисунок 5.6).

(1) Composite beams may be connected to composite columns with concrete filled hollow sections using either bearing blocks or shear flats (see Figure 5.6).

(2)Р Поперечні та розтягуючі сили мають передаватися відповідними засобами від балки на залізобетонне ядро колони.

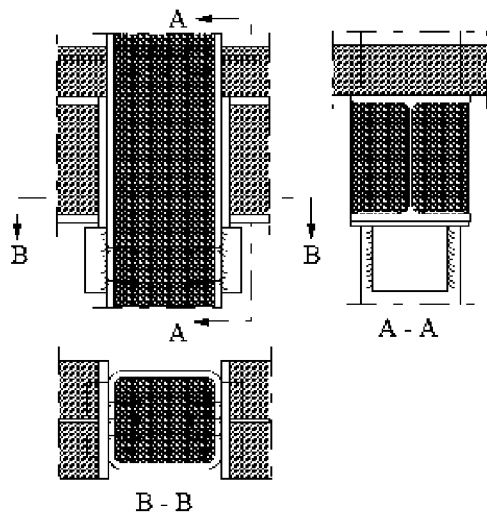
(2)P Shear and tension forces shall be transmitted by adequate means from the beam to the reinforced concrete core of this composite column type.

(3) Якщо використовуються опорні блоки (рисунок 5.6.а) передача зсувного навантаження під час пожежі має здійснюватися за допомогою додаткових стрижневих анкерів. Опір на зсув стрижневих анкерів має перевірятися згідно з 4.3.4.2.5(1), за температури стрижневих анкерів, що дорівнює середній температурі опорного блоку.

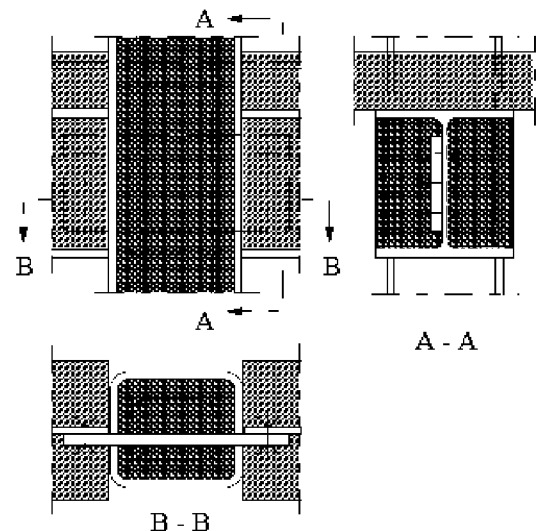
(3) If bearing blocks are used (see Figure 5.6.a) the shear load transfer in case of fire should be ensured by means of additional studs. The shear resistance of studs should be checked according to 4.3.4.2.5(1) with a stud temperature equal to the average temperature of the bearing block.

(4) Якщо використовуються з'єднувальні пластини (рисунок 5.6.б), вони мають проходити крізь колону та приєднуватися зварюванням до обох стінок.

(4) If shear flats are used (see Figure 5.6.b), they should penetrate the column and they should be connected to both walls by welding.



а) Опорні блоки з додатковими стрижневими анкерами
a) Bearing blocks with additional studs



б) Проникаючі з'єднувальні пластини
b) Penetrating shear flats

Рисунок 5.6: Приклади з'єднань з трубобетонними колонами

Figure 5.6: Examples of connections to a concrete filled hollow section

Додаток А
(довідковий)

Співвідношення “напруження-деформації” для конструкційних сталей за підвищених температур

(1) Діаграми “напруження-деформації” для сталі марки S235 наведено на рисунку А.1 до максимальної відносної деформації $\epsilon_{a,\theta} = 2\%$. Це зображення відповідає стадіям I та II рисунку 3.1 та даним таблиці 3.2 без механічного зміцнення, як зазначено в розділі 3.2.1.

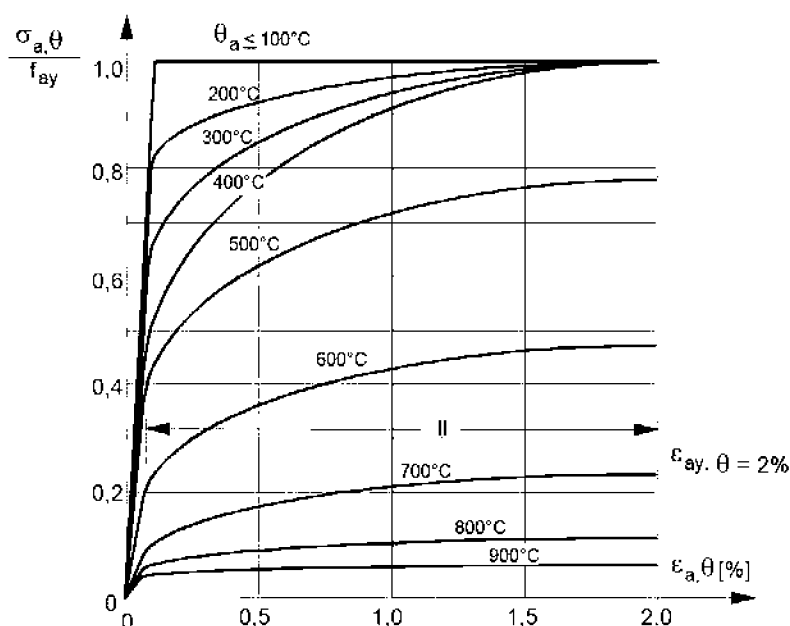


Рисунок А.1: Діаграми “напруження-деформації” для сталі марки S235 аж до відносної деформації 2 %

Annex A
[informative]

Stress-strain relationships at elevated temperatures for structural steels.

(1) A graphical display of the stress-strain relationships for the steel grade S235 is presented in Figure A.1 up to a maximum strain of $\epsilon_{a,\theta} = 2\%$. This presentation corresponds to ranges I and II of Figure 3.1 and to the tabulated data of Table 3.2 without strain-hardening, as specified in 3.2.1.

Figure A.1: Graphical presentation of the stress-strain relationships for the steel grade S235 up to a strain of 2 %.

(2) Для сталей марки S235, S275, S355, S420 та S460 співвідношення “напруження-деформації” можуть визначатися аж до максимальної деформації 2 % за допомогою рівнянь, даних у таблиці 3.1.

(2) For steel grades S235, S275, S355, S420 and S460 the stress strain relationships may be evaluated up to a maximum strain of 2 % through the equations presented in Table 3.1.

(3) Для температур нижче 400°C може бути використаний в (4), (5) та (6) альтеративний варіант зміцнення, наведений у 3.2.1(4).

(3) For temperatures below 400°C, the alternative strain-hardening option mentioned in (4) of 3.2.1. may be used as follows in (4), (5) and (6).

(4) Діаграми “напруження-деформації” з урахуванням зміцнення наведено на рисунку А.2, де:
- для деформацій до 2 %, рисунок А.2 відповідає рисунку А.1 (стадії I та II);

(4) A graphical display of the stress-strain relationships, strain-hardening included, is given in Figure A.2 where:
- for strains up to 2 %, Figure A.2 is in conformity with Figure A.1 (range I and II);

- для деформацій між 2 % та 4 % приймається лінійно зростаюча ділянка (стадія IIIa);
- для деформацій між 4 % та 15 % (стадія IIIб) горизонтальна ділянка вважається до $\varepsilon_{au,\theta} = 15\%$ включно;
- для деформацій між 15 % та 20 % низхідна ділянка (стадія IV) вважається до $\varepsilon_{ae,\theta} = 20\%$ включно.

(5) Межа міцності на розтяг за підвищених температур $f_{au,\theta}$, з урахуванням зміцнення (рисунок А.3), може визначатися таким чином:

$$\begin{aligned} \theta_a \leq 300\text{ }^\circ\text{C}; & \quad f_{au,\theta} = 1,25 f_{ay}, & \text{(A.1)} \\ 300 \leq \theta_a \leq 400\text{ }^\circ\text{C}; & \quad f_{au,\theta} = f_{ay} (2 - 0,0025 \theta_a), & \text{(A.2)} \\ \theta_a \geq 400\text{ }^\circ\text{C}; & \quad f_{au,\theta} = f_{ay}, & \text{(A.3)} \end{aligned}$$

(6) Для деформацій $\varepsilon_{a,\theta}$ вище за 2 % співвідношення “напруження-деформації” з урахуванням зміцнення можуть визначатися таким чином:

$$2\% < \varepsilon_{a,\theta} < 4\% \quad \sigma_{a,\theta} = [(f_{au,\theta} - f_{ay,\theta}) / 0,02] \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2f_{ay,\theta}, \quad \text{(A.4)}$$

$$4\% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15\% \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta}, \quad \text{(A.5)}$$

$$15\% < \varepsilon_{a,\theta} < 20\% \quad \sigma_{a,\theta} = [1 - ((\varepsilon_{a,\theta} - 0,15) / 0,05)] f_{au,\theta}, \quad \text{(A.6)}$$

$$\varepsilon_{a,\theta} \geq 20\% \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \quad \text{(A.7)}$$

- for strains between 2 % and 4 %, a linear increasing branch is assumed (range IIIa);
- for strains between 4 % and 15 % (range IIIb) an horizontal plateau is considered with $\varepsilon_{au,\theta} = 15\%$;
- for strains between 15 % and 20 % a decreasing branch (range IV) is considered with $\varepsilon_{ae,\theta} = 20\%$.

(5) The tensile strength at elevated temperature $f_{au,\theta}$ allowing for strain-hardening (see Figure A.3), may be determined as follows:

(6) For strains $\varepsilon_{a,\theta}$ higher than 2 % the stress-strain relationships allowing for strain-hardening may be determined as follows:

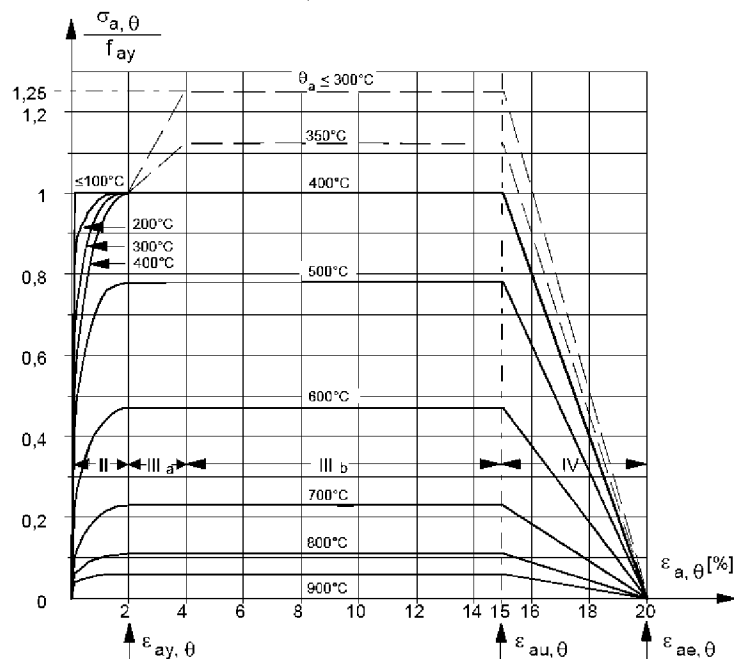


Рисунок А.2: Діаграми “напруження-деформації” за підвищених температур для конструкційної сталі, з урахуванням зміцнення

Figure A.2: Graphical presentation of the stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures, strain-hardening included.

(7) Головні параметри $E_{a,\theta}$, $f_{ap,\theta}$, $f_{ay,\theta}$ та $f_{au,\theta}$ альтернативного варіанту зміцнення можна отримати завдяки коефіцієнтам зниження k_θ на рисунку А.3.

(7) The main parameters $E_{a,\theta}$, $f_{ap,\theta}$, $f_{ay,\theta}$ and $f_{au,\theta}$ of the alternative strain-hardening option may be obtained from the reduction factors k_θ of Figure A.3.

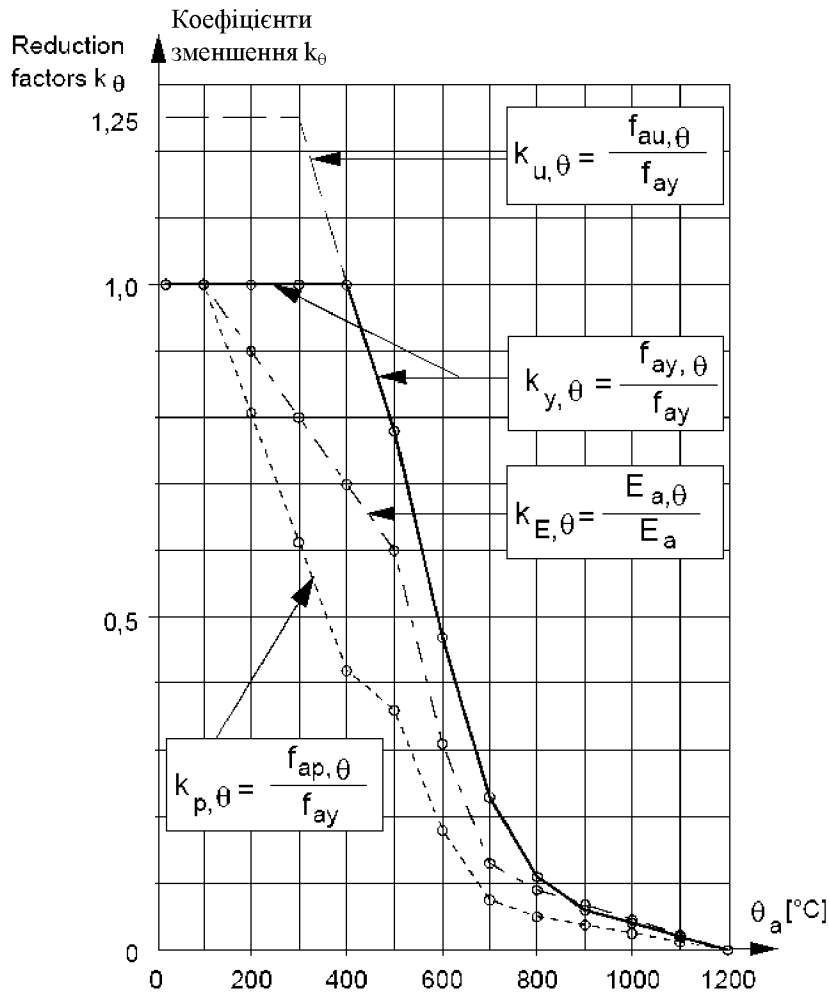


Рисунок А.3: Коефіцієнти зниження k_θ для співвідношень “напруження-деформації” з урахуванням зміцнення конструкційної сталі за підвищених температур (таблиця 3.2)

Figure A.3: Reduction factors k_θ for stress-strain relationships allowing for strain-hardening of structural steel at elevated temperatures (see also Table 3.2 of 3.2.1).

Додаток В
(довідковий)

Співвідношення “напруження-деформації” для бетону з силікатним заповнювачем за підвищених температур

- (1) Діаграми “напруження-деформації” для бетону з силікатним заповнювачем наведено на рисунку В.1 до максимальної деформації $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$. Це зображення відповідає математичному формулюванню на рисунку 3.2 та даним в таблиці 3.3, як зазначено в 3.2.2.
- (2) Допустимий діапазон та рекомендовані значення деформації $\varepsilon_{cu,\theta}$ для $f_{c,\theta}$ (рисунок 3.2) можна отримати з таблиці В.1.
- (3) Рекомендовані значення $\varepsilon_{ce,\theta}$ можна отримати з таблиці В.1.

Annex B
[informative]

Stress-strain relationships at elevated temperatures for concrete with siliceous aggregates

- (1) A graphical display of the stress-strain relationships for concrete with siliceous aggregates is presented in Figure B.1 up to a maximum strain of $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$. This presentation corresponds to the mathematical formulation of Figure 3.2 and to the tabulated data of Table 3.3 as specified in 3.2.2.
- (2) The permitted range and the recommended values of $\varepsilon_{cu,\theta}$ strain corresponding to $f_{c,\theta}$ according to Figure 3.2, may be taken from Table B.1.
- (3) The recommended values of $\varepsilon_{ce,\theta}$ may be taken from Table B.1.

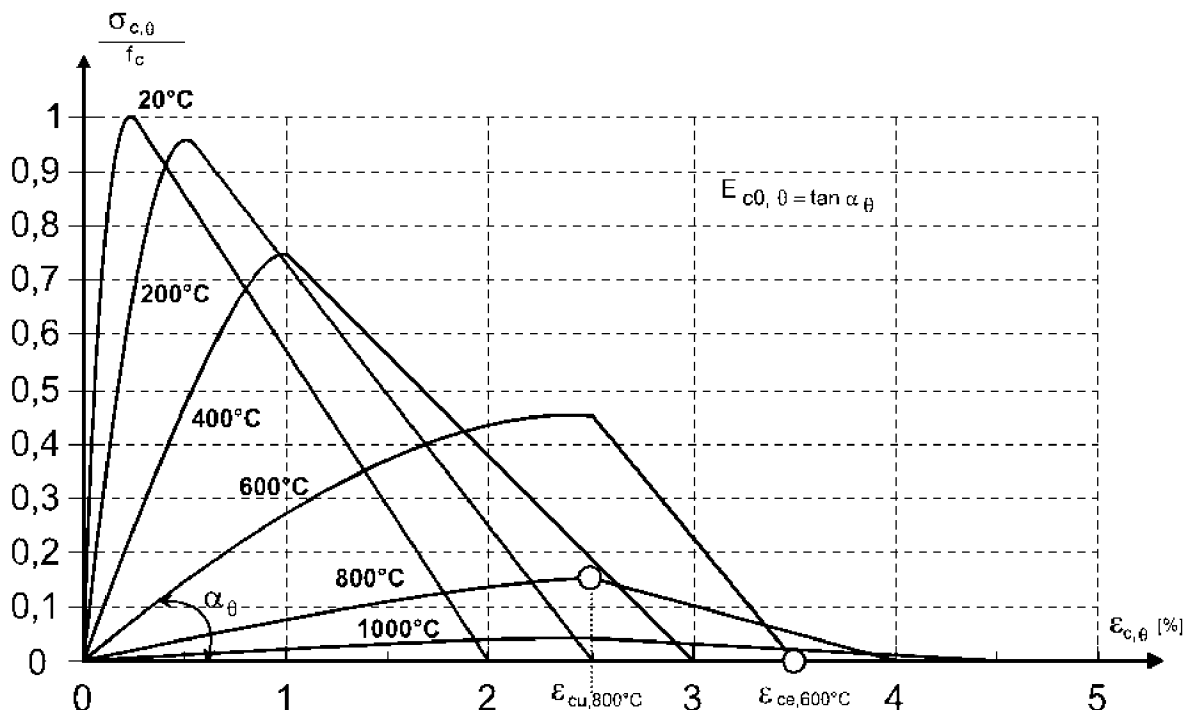


Рисунок В.1: Діаграми “напруження-деформації” для бетону з силікатним заповнювачем з лінійно низхідною ділянкою, включаючи рекомендовані значення $\varepsilon_{cu,\theta}$ та $\varepsilon_{ce,\theta}$ з таблиці В.1

Figure B.1: Graphical presentation of the stress-strain relationships for concrete with siliceous aggregates with a linear descending branch, including the recommended values $\varepsilon_{cu,\theta}$ and $\varepsilon_{ce,\theta}$ of Table B.1.

Таблиця В.1: Параметри $\varepsilon_{cu,\theta}$ та $\varepsilon_{ce,\theta}$, що визначають рекомендований діапазон низхідної ділянки для співвідношень “напруження-деформації” бетону за підвищених температур

Table. B.1: Parameters $\varepsilon_{cu,\theta}$ and $\varepsilon_{ce,\theta}$ defining the recommended range of the descending branch, for the stress-strain relationships of concrete at elevated temperatures.

Температура бетону Concrete temperature $\theta_c, ^\circ\text{C}$	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ рекомендоване значення recommended value	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$ рекомендоване значення recommended value
20	2,5	20,0
100	4,0	22,5
200	5,5	25,0
300	7,0	27,5
400	10	30,0
500	15	32,5
600	25	35,0
700	25	37,5
800	25	40,0
900	25	42,5
1000	25	45,0
1100	25	47,5
1200	-	-

(4) Основні параметри $f_{c,\theta}$ та $\varepsilon_{cu,\theta}$ співвідношень “напруження-деформації” за підвищених температур для звичайного бетону з силікатним заповнювачем та легкого бетону можуть бути наведені на рисунку В.2. Міцність на стис $f_{c,\theta}$ та відповідна деформація $\varepsilon_{cu,\theta}$ повністю визначають стадію I моделі матеріалу разом з рівняннями рисунку 3.2 (таблиця 3.3 в п.3.2.2.).

(4) The main parameters $f_{c,\theta}$ and $\theta \varepsilon_{cu,\theta}$ of the stress-strain relationships at elevated temperatures, for normal concrete with siliceous aggregates and for lightweight concrete, may be illustrated by Figure B.2. The compressive strength $f_{c,\theta}$ and the corresponding strain $\varepsilon_{cu,\theta}$ define completely range I of the material model together with the equations of Figure 3.2 (see also Table 3.3 of 3.2.2.).

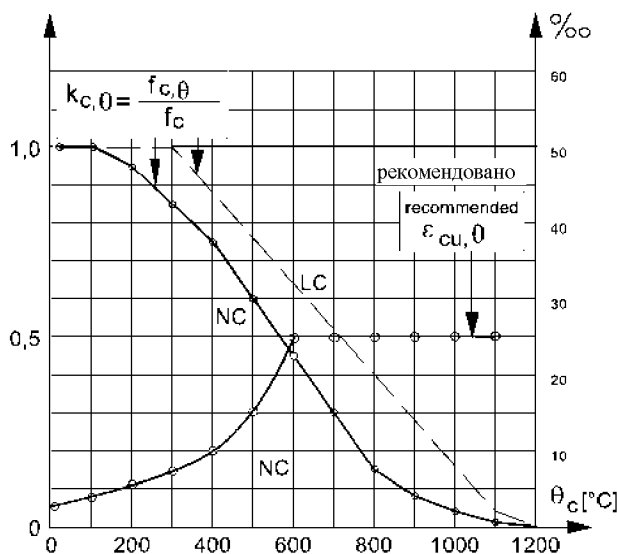


Рисунок В.2: Параметри співвідношень “напруження-деформації” за підвищених температур для звичайного бетону (ЗБ) та легкого бетону (ЛБ)

Figure B.2: Parameters for stress-strain relationships at elevated temperatures of normal concrete (NC) and lightweight concrete (LC).

Додаток С
(довідковий)

Співвідношення “напруження-деформації” із низхідною ділянкою нагрівання для бетону, що застосовують для реальних пожеж та використовують в уточнених розрахункових моделях

(1) Після нагрівання до максимальної температури θ_{max} , з подальшим охолодженням до температури навколишнього середовища $20\text{ }^\circ\text{C}$, бетон не відновлює свою початкову міцність на стиск f_c .

(2) Якщо розглядається низхідна ділянка кривої нагрівання бетону (рисунок С.1), значення $\epsilon_{cu,\theta}$ та значення нахилу низхідної ділянки діаграми “напруження-деформації” можуть прийматися такими, що дорівнюють відповідним значенням за температури θ_{max} (рисунок С.2).

(3) Залишкова міцність бетону на стиск, нагрітого до максимальної температури θ_{max} та охолодженого до температури навколишнього середовища $20\text{ }^\circ\text{C}$, може бути визначений таким чином:

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = \varphi f_c,$$

де для $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_{max} < 100\text{ }^\circ\text{C}$;

$$\varphi = k_{c,\theta_{max}},$$

$100\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_{max} < 300\text{ }^\circ\text{C}$;

$$\varphi = 0,95 - [0,185(\theta_{max} - 100)/200],$$

$\theta_{max} \geq 300\text{ }^\circ\text{C}$;

$$\varphi = 0,9k_{c,\theta_{max}},$$

Примітка. Коефіцієнт зниження $k_{c,\theta_{max}}$ прийнятий згідно з 3.2.2.4.

(4) Під час охолодження бетону $\theta_{max} \geq \theta \geq 20\text{ }^\circ\text{C}$, відповідна циліндрична міцність на стиск $f_{c,\theta}$ може бути інтерпольована лінійним шляхом між $f_{c,\theta_{max}}$ та $f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}$.

(5) Вищенаведені правила можуть бути відображені на рисунку С.2 для класу бетону С40/50 таким чином:

Annex C
[informative]

Concrete stress-strain relationships adapted to natural fires with a decreasing heating branch for use in advanced calculation models.

(1) Following heating to a maximum temperature of θ_{max} , and subsequent cooling down to ambient temperature of $20\text{ }^\circ\text{C}$, concrete does not recover its initial compressive strength f_c .

(2) When considering the descending branch of the concrete heating curve (see Figure C.1), the value of $\epsilon_{cu,\theta}$ and the value of the slope of the descending branch of the stress-strain relationship may both be maintained equal to the corresponding values for θ_{max} (see Figure C.2).

(3) The residual compressive strength of concrete heated to a maximum temperature θ_{max} and having cooled down to the ambient temperature of $20\text{ }^\circ\text{C}$, may be given as follows:

$$\text{where for} \quad (C.1)$$

$$(C.2)$$

$$(C.3)$$

$$(C.4)$$

Note: The reduction factor $k_{c,\theta_{max}}$ is taken according to (4) of 3.2.2.

(4) During the cooling down of concrete with $\theta_{max} \geq \theta \geq 20\text{ }^\circ\text{C}$, the corresponding compressive cylinder strength $f_{c,\theta}$ may be interpolated in a linear way between $f_{c,\theta_{max}}$ and $f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}$.

(5) The above rules may be illustrated in Figure C.2 for a concrete grade C40/50 as follows:

$$\theta_1 = 200 \text{ }^\circ\text{C}; \quad f_{c,\theta_1} = 0,95 \cdot 40 = 38, \text{ Н/мм}^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.5})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_1} = 0,55, \% \quad (\text{C.6})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_1} = 2,5, \% \quad (\text{C.7})$$

$$\theta_1 = 400 \text{ }^\circ\text{C}; \quad f_{c,\theta_1} = 0,75 \cdot 40 = 30, \text{ Н/мм}^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.8})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_2} = 1, \% \quad (\text{C.9})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_2} = 3,0, \% \quad (\text{C.10})$$

Для максимально можливої температури бетону $\theta_{max} = 600 \text{ }^\circ\text{C}$:

For a possible maximum concrete temperature of $\theta_{max} = 600 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$f_{c,\theta_{max}} = 0,45 \cdot 40 = 18, \text{ Н/мм}^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.11})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_{max}} = 2,5, \% \quad (\text{C.12})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_{max}} = 3,5, \% \quad (\text{C.13})$$

Для будь-якої нижчої температури, отриманої протягом наступної стадії охолодження, як для $\theta_3 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$:

For any lower temperature obtained during the subsequent cooling down phase as for $\theta_3 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = (0,9k_{c,\theta_{max}})f_c = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2, \text{ Н/мм}^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.14})$$

$$f_{c,\theta_3} = f_{c,\theta_{max}} - [(f_{c,\theta_{max}} - f_{c,\theta,20^\circ\text{C}})(\theta_{max} - \theta_3)/(\theta_{max} - 20)] = 17,4, \text{ Н/мм}^2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.15})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_{max}} = 2,5, \% \quad (\text{C.16})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_3} = \varepsilon_{ce,\theta_3} + [(\varepsilon_{ce,\theta_{max}} - \varepsilon_{ce,\theta_{max}})(f_{c,\theta_3} / f_{c,\theta_{max}})] = 3,46, \% \quad (\text{C.17})$$

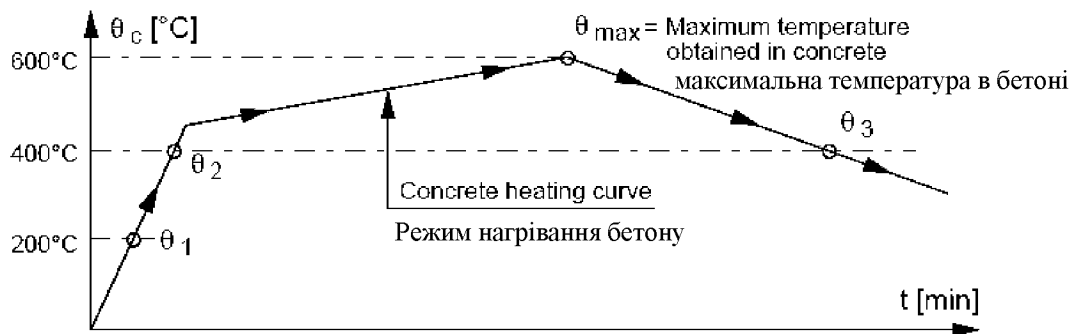


Рисунок С.1: Приклад нагрівання та охолодження бетону

Figure C.1: Example of concrete heating and cooling

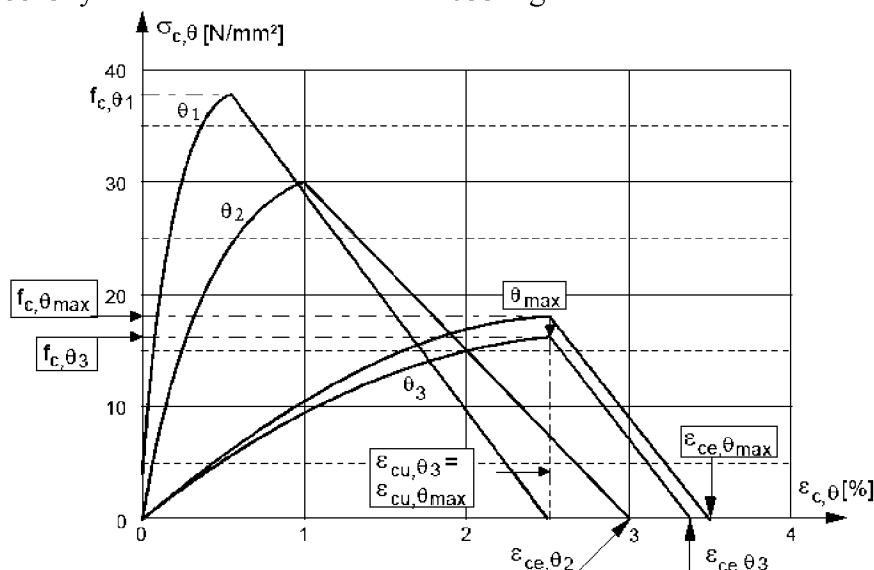


Рисунок С.2: Співвідношення “напруження - деформації” для класу з міцності бетону С40/50, нагрітого до $\theta_1 = 200 \text{ }^\circ\text{C}$, $\theta_2 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$, $\theta_{max} = 600 \text{ }^\circ\text{C}$ та охолодженого до $\theta_3 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$

Figure C.2: Stress-strain relationships of the concrete strength class C40/50, heated up to $\theta_1 = 200 \text{ }^\circ\text{C}$, $\theta_2 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$, $\theta_{max} = 600 \text{ }^\circ\text{C}$ and cooled down to $\theta_3 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$

Додаток D
(довідковий)

**Модель для розрахунку межі
вогнестійкості незахищених плит, що
знають вогневого впливу знизу за
стандартним температурним режимом**

**D.1 Межа вогнестійкості за ознакою
втрати теплоізолювальної здатності**

(1) Межа вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності (середнє підвищення температури становить 140 °С, максимальне підвищення температури становить 180 °С), визначається за формулою:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (D.1)$$

де t_i – межа вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності, хв;

A – об'єм бетону ребра на метр довжини, мм³/м;

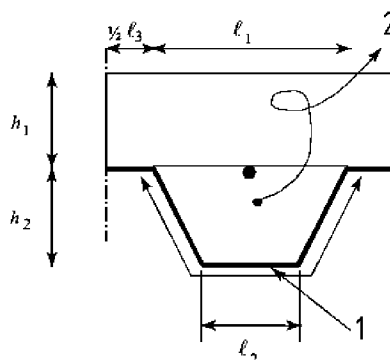
L_r – відкрита поверхня ребра на метр довжини ребра, мм²/м;

A/L_r – коефіцієнт геометрії ребра, мм;

Φ – коефіцієнт форми верхньої полиці;

ℓ_3 – ширина верхньої полиці, мм (рисунок D.1).

За значеннями коефіцієнтів a_i , висоти h_1 для звичайного та легкого бетону звертатися до рисунку D.1 та таблиці D.1. Для проміжних значень дозволена лінійна інтерполяція.



1 – Поверхня, що зазнає вогневого впливу L_r

2 – Площа A

Рисунок D.1: Визначення коефіцієнту геометрії ребра A/L_r для ребер плит

Annex D
[informative]

**Model for the calculation of the fire
resistance of unprotected composite slabs
exposed to fire beneath the slab according
to the standard temperature-time curve**

**D.1 Fire resistance according to thermal
insulation**

(1) The fire resistance with respect to both the average temperature rise (=140°C) and the maximum temperature rise (=180°C), criterion “I”, may be determined according to the following equation:

where:

t_i the fire resistance with respect to thermal insulation [min]

A concrete volume of the rib per metre of rib length [mm³/m]

L_r exposed area of the rib per metre of rib length [mm²/m]

A/L_r the rib geometry factor [mm]

Φ the view factor of the upper flange [-]

ℓ_3 the width of the upper flange (see Figure D.1) [mm].

For the factors a_i , for different values of the concrete depth h_1 , for both normal and lightweight concrete, refer to Figure D.1 and Table D.1. For intermediate values, linear interpolation is allowed.

Key

1 – Exposed surface: L_r

2 – Area: A

Figure D.1: Definition of the rib geometry factor A/L_r for ribs of composite slabs

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{2} \right)}{\ell_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{\ell_1 - \ell_2}{2} \right)^2}}, \quad (\text{D.2})$$

Таблиця D.1: Коефіцієнти для визначення межі вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності

Table D.1: Coefficients for determination of the fire resistance with respect to thermal insulation

	a ₀ , хВ [min]	a ₁ , хВ/ММ [min/mm]	a ₂ , хВ [min]	a ₃ , хВ/ММ [min/mm]	a ₄ , ММ·хВ [mm min]	a ₅ , хВ [min]
Звичайний бетон Normal weight concrete	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Легкий бетон Lightweight concrete	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

(2) Коефіцієнт конфігурації або форми Φ верхньої полиці можна визначити таким чином:

(2) The configuration or view factor Φ of the upper flange may be determined as follows:

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3, \quad (\text{D.3})$$

D.2 Розрахунок несучої здатності прольотного перерізу на згин $M_{fj,Rd}^+$

D.2 Calculation of the sagging moment resistance $M_{fj,Rd}^+$

(1) Температура θ_a нижньої й верхньої полиці та стінки сталевго настилу може бути прийнята:

(1) The temperatures θ_a of the lower flange, web and upper flange of the steel decking may be given by:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2, \quad (\text{D.4})$$

where:

де θ_a – температура нижньої й верхньої полиці та стінки, °С.

θ_a is the temperature of the lower flange, web or upper flange [°C].

За значеннями коефіцієнтів b_i для звичайного та легкого бетону звертатися до таблиці D.2. Для проміжних значень дозволена лінійна інтерполяція.

For factors b_i , for both normal and lightweight concrete, refer to Table D.2. For intermediate values, linear interpolation is allowed.

Таблиця D.2: Коефіцієнти для визначення температури частин сталевго настилу

Table D.2: Coefficients for the determination of the temperatures of the parts of the steel decking

Бетон Concrete	Вогнестійкість, хв. Fire resistance [min]	Частина сталевго листа Part of the steel sheet	$b_0, ^\circ\text{C}$	$b_1,$ $^\circ\text{C}\cdot\text{мм}$	$b_2,$ $^\circ\text{C}\cdot\text{мм}$	$b_3, ^\circ\text{C}$	$b_4, ^\circ\text{C}$	
Звичайний бетон Normal weight concrete	60	Нижня полиця Lower flange	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7	
		Рябро (стінка) Web	661	-833	-2,96	537,7	-351,9	
		Верхня полиця Upper flange	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8	
	90	Нижня полиця Lower flange	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1	
		Рябро (стінка) Web	816	-959	-2,21	464,9	-340,2	
		Верхня полиця Upper flange	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0	
	120	Нижня полиця Lower flange	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8	
		Рябро (стінка) Web	925	-949	-1,82	344,2	-267,4	
		Верхня полиця Upper flange	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0	
	Легкий бетон Light weight concrete	30	Нижня полиця Lower flange	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
			Рябро (стінка) Web	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
			Верхня полиця Upper flange	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
60		Нижня полиця Lower flange	955	-622	-1,32	47,7	-81,1	
		Рябро (стінка) Web	761	-558	-1,67	426,5	-303,0	
		Верхня полиця Upper flange	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0	
90		Нижня полиця Lower flange	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8	
		Рябро (стінка) Web	906	-654	-1,36	287,8	-230,3	
		Верхня полиця Upper flange	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0	
120		Нижня полиця Lower flange	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7	
		Рябро (стінка) Web	989	-629	-1,07	186,1	-152,6	
		Верхня полиця Upper flange	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2	

(2) Коефіцієнт форми Φ верхньої полиці та коефіцієнт геометрії ребра A / L_r можуть визначатися згідно з розділом D.1.

(3) Температура θ_s арматурних стрижнів у ребрі (рисунок D.2) визначається за:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_3} \right)$$

де θ_s – температура додаткового армування ребра, °C;

u_3 – відстань до нижньої полиці, мм;

z – позначення положення в ребрі, мм^{-0.5} (D.2.4);

α – кут стінки, градуси.

За значеннями коефіцієнтів c_i для звичайного та легкого бетонів звертатися до таблиці D.3. Для проміжних значень застосовується лінійна інтерполяція.

Таблиця D.3 - Коефіцієнти визначення температури арматурних стрижнів у ребрі

Бетон Concrete	Вогнестійкість, хв Fire resistance [min]	c_0 , °C	c_1 , °C	c_2 , °C·мм ^{0.5}	c_3 , °C·мм	c_4 , °C/°	c_5 , °C·мм
Звичайний бетон Normal weight concrete	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Легкий бетон Light weight concrete	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

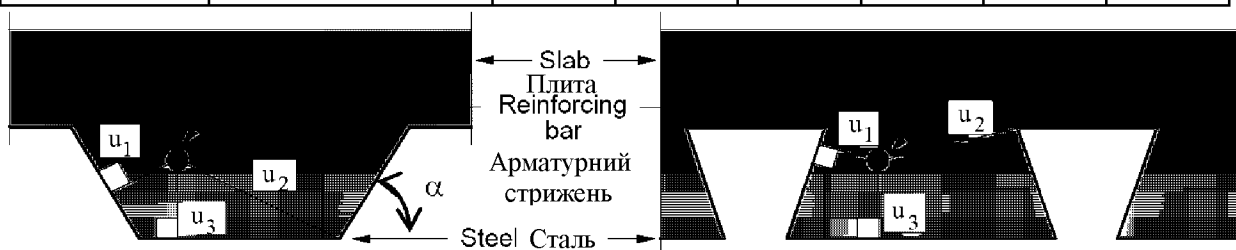


Рисунок D.2: Параметри розташування арматурних стрижнів

(2) The view factor Φ of the upper flange and the rib geometry factor A / L_r may be established according to D.1.

(3) The temperature θ_s of the reinforcement bars in the rib (see Figure D.2) is given by:

(D.5)

where:

θ_s the temperature of additional reinforcement in the rib [°C]

u_3 distance to lower flange [mm]

z indication of the position in the rib (see (4)) [mm^{-0.5}]

α angle of the web [degrees]

For factors c_i for both normal and lightweight concrete, refer to Table D.3. For intermediate values, linear interpolation is allowed.

Table D.3: Coefficients for the determination of the temperatures of the reinforcement bars in the rib.

Figure D.2: Parameters for the position of the reinforcement bars

(4) Коефіцієнт z , що визначає розташування арматурного стрижня дорівнює:

(4) The z -factor which indicates the position of the reinforcement bar is given by:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}, \quad (\text{D.6})$$

(5) Відстані u_1 , u_2 та u_3 , виражені в мм, та визначаються таким чином:

u_1 , u_2 – найменша відстань від центру арматурного стрижня до будь-якої точки стінок сталевго листа;

u_3 – відстань від центру арматурного стрижня до нижньої полиці сталевго листа.

(6) Межі міцності частин плити та несуча здатність прольотного перерізу на згин визначаються відповідно до розділу 4.3.1, базуючись на значеннях температур у пунктах D.2.1 - D.2.5.

D.3 Розрахунок несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{fj,Rd}$

(1) Традиційно припускають, що внеском сталевго настилу до несучої здатності опорного перерізу на згин можна знехтувати.

(2) Несуча здатність опорного перерізу на згин визначається з урахуванням зменшеного поперечного перерізу. Частини поперечного перерізу з температурою вище визначеної критичної температури θ_{lim} не враховуються. Залишковий поперечний переріз розглядається за умов нормальної температури.

(3) Залишковий поперечний переріз встановлюється на основі ізотерми для граничної температури (рисунок D.3). Ізотерма для граничної температури побудована за допомогою чотирьох характеристичних точок таким чином:

точка I: розташована на осі ребра на відстані від нижньої полиці сталевго листа та визначається як функція граничної температури за рівняннями D.7 та D.9;

точка IV: розташована на осі між двома ребрами на відстані від верхньої полиці сталевго листа та визначається як функція граничної температури за рівняннями D.7 та D.14;

(5) The distances u_1 , u_2 and u_3 are expressed in mm and are defined as follows:

u_1 , u_2 : shortest distance of the centre of the reinforcement bar to any point of the webs of the steel sheet;

u_3 : distance of the centre of the reinforcement bar to the lower flange of the steel sheet.

(6) Based on the temperatures given by (1) to (5), the ultimate stresses of the parts of the composite slab and the sagging moment resistance are calculated according to 4.3.1.

D.3 Calculation of the hogging moment resistance $M_{fi,Rd}$

(1) As a conservative approximation, the contribution of the steel decking to the hogging moment capacity may be ignored.

(2) The hogging moment resistance of the slab is calculated by considering a reduced cross section. The parts of the cross section, with temperatures beyond a certain limiting temperature θ_{lim} , are neglected. The remaining cross section is considered as under room temperature conditions.

(3) The remaining cross section is established, on the basis of the isotherm for the limiting temperature (see Figures D.3). The isotherm for the limiting temperature, is schematised by means of 4 characteristic points, as follows:

point I: is situated at the central line of the rib, at a distance from the lower flange of the steel sheet and calculated as a function of the limiting temperature according to equation D.7 and D.9 of (4) and (5);

point IV: is situated at the central line between two ribs, at a distance from the upper flange of the steel sheet, calculated as a function of the limiting temperature according to equations D.7 and D.14 of (4) and (5);

точка II: розташована на лінії, що проходить через точку I паралельно нижній полиці сталевго листа, на відстані від стінки сталевго листа, що дорівнює відстані до нижньої полиці;

точка III: розташована на лінії, що проходить через верхню полицю сталевго листа, на відстані від стінки сталевго листа, що дорівнює відстані від точки IV до верхньої полиці.

Ізотерма отримана завдяки лінійній інтерполяції між точками I, II, III та IV.

Примітка. Гранична температура визначається з рівняння через поперечний переріз та, таким чином, не має відношення до температурного поширення.

A) Розподіл температури у поперечному перерізі.

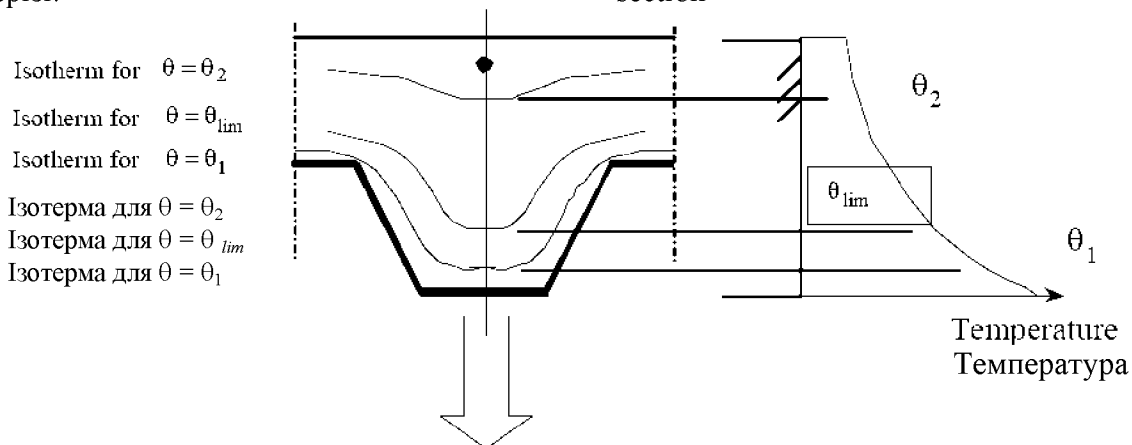


Рисунок D.3.a: Схематичне зображення ізотерми

Figure D.3.a: Schematisation isotherm

B) Схематичне зображення характерної ізотерми $\theta = \theta_{lim}$

B) Schematisation specific isotherm $\theta = \theta_{lim}$

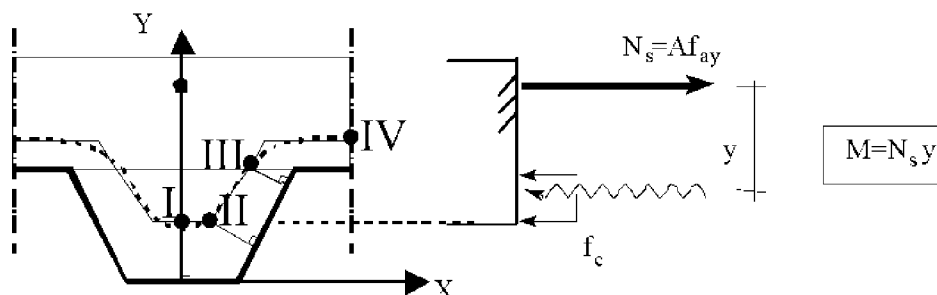


Рисунок D.3.б: Встановлення ізотерми

Figure D.3.b: Establishment of isotherms

(4) Гранична температура θ_{lim} визначається:

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{l_3},$$

де N_s – нормальне зусилля в арматурі при згинанні, Н.

(4) The limiting temperature, θ_{lim} is given by:

$$(D.7)$$

where:

N_s is the normal force in the hogging reinforcement [N].

За значеннями коефіцієнтів d_i для звичайного та легкого бетону наведено у таблиці D.4. Для проміжних значень застосовується лінійна інтерполяція.

For factors d_i , for both normal and lightweight concrete, refer to Table D.4 For intermediate values, linear interpolation is allowed.

(5) Координати точок I - IV дорівнюють:

(5) The coordinates of the four points I to IV are given by:

$$X_I = 0, \quad (D.8)$$

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}}\right)^2}, \quad (D.9)$$

$$X_{II} = \frac{1}{2}\ell_2 + \frac{Y_I}{\sin \alpha} \cdot (\cos \alpha - 1), \quad (D.10)$$

$$X_{III} = \frac{1}{2}\ell_1 - \frac{b}{\sin \alpha}, \quad (D.11)$$

$$Y_{III} = h_2 \quad (D.12)$$

$$X_{IV} = \frac{1}{2}\ell_1 + \frac{1}{2}\ell_3, \quad (D.13)$$

$$Y_{IV} = h_2 + b, \quad (D.14)$$

with: $\alpha = \arctan\left(\frac{2h_2}{\ell_1 - \ell_2}\right)$
де

with: $a = \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}}\right)^2 \ell_1 \sin \alpha$,
де

with: $b = \frac{1}{2}\ell_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a}\right)$,
де

with: $c = -8 \cdot (1 + \sqrt{1+a})$; $a \geq 8$,
де

with: $c = +8 \cdot (1 + \sqrt{1+a})$; $a < 8$.
де

Таблиця D.4: Коефіцієнти визначення граничних температур			Table D.4 : Coefficients for the determination of the limiting temperature.			
Бетон Concrete	Нормована межа вогнестійкості, хв. Fire resistance [min]	d_0 , °C [°C]	d_1 , °C·H [°C]·N	d_2 , °C·мм [°C]·mm	d_3 , °C [°C]	d_4 , °C·мм [°C]·mm
Звичайний бетон Normal weight concrete	60	867	$-1,9 \cdot 10^{-4}$	-8,75	-123	-1378
	90	1055	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,91	-154	-1990
	120	1144	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,71	-166	-2155
Легкий бетон Light weight concrete	30	524	$-1,6 \cdot 10^{-4}$	-3,43	-80	-392
	60	1030	$-2,6 \cdot 10^{-4}$	-10,95	-181	-1834
	90	1159	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,88	-208	-2233
	120	1213	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,09	-214	-2320

(6) Параметр z , даний в пункті (5) можна отримати з рівняння для визначення температури арматури (наприклад, рівняння D.5), за умови, що $u_3/h_2 = 0,75$ та враховуючи $\theta_s = \theta_{lim}$.

(6) The parameter z given in (5) may be solved from the equation for the determination of the rebar temperature (i.e. equ. D.5), assuming $u_3/h_2 = 0,75$ and using $\theta_s = \theta_{lim}$.

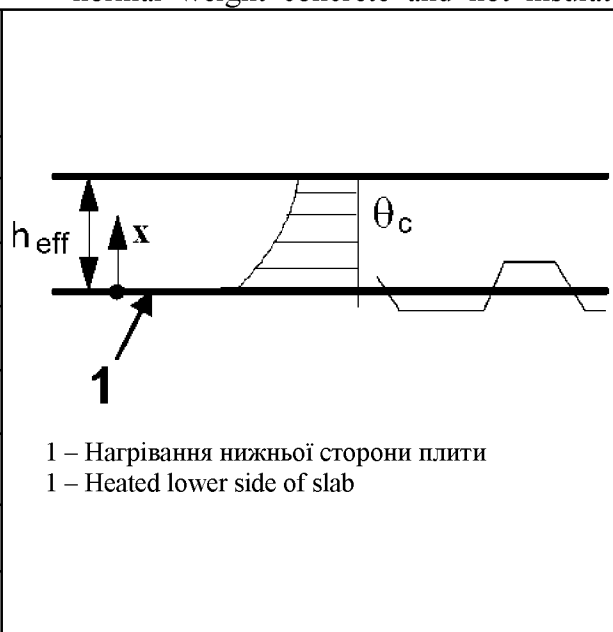
(7) У випадку $Y_I > h_2$ ребрами плити можна знехтувати. Таблиця D.5 може використовуватися для положення ізотерми, як консервативне припущення.

(7) In the case of $Y_I > h_2$, the ribs of the slab may be neglected. Table D.5 may be used to obtain the location of the isotherm as a conservative approximation.

Таблиця D.5: Розподіл температури у суцільній нетеплоізолюваній плиті товщиною 100 мм зі звичайного бетону

Відстань, x, мм Depth, x, mm	Температура θ_c , °C після пожежі тривалістю, хв. Temperature θ [°C] after a fire duration in min. of					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

Table D.5: Temperature distribution in a solid slab of 100 mm thickness composed of normal weight concrete and not insulated.



(8) Несуча здатність опорного перерізу при згині розраховується, використовуючи залишковий поперечний переріз, що визначений за D.3.1 - D.3.7 та з посиланням на розділ 4.3.1.

(8) The hogging moment resistance is calculated by using the remaining cross section determined by (1) to (7) and by referring to 4.3.1.

(9) Для легкого бетону температури з таблиці D.5 зменшуються на 90 % від даних значень.

(9) For lightweight concrete, the temperatures of Table D.5 are reduced to 90% of the values given.

D.4 Розрахункова товщина плити

D.4 Effective thickness of a composite slab

(1) Розрахункова h_{eff} визначається за формулами:

(1) The effective h is given by the formula:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right), \quad (D.15a)$$

для $h_2/h_1 \leq 1,5$ та $h_1 > 40$ мм;

for $h_2/h_1 \leq 1,5$ and $h_1 > 40$ mm

$$h_{eff} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right], \quad (D.15b)$$

для $h_2/h_1 > 1,5$ та $h_1 > 40$ мм.

for $h_2/h_1 > 1,5$ and $h_1 > 40$ mm

Розміри поперечного перерізу плити h_1 , h_2 , l_1 , l_2 та l_3 наведені на рисунках 4.1 та 4.2.

The cross sectional dimensions of the slab h_1 , h_2 , l_1 , l_2 and l_3 are given in Figures 4.1 and 4.2.

(2) Якщо $l_3 > 2l_1$, розрахункова товщина може дорівнювати h_1 .

(2) If $l_3 > 2l_1$, the effective thickness may be taken equal to h_1 .

(3) Залежність вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності від мінімальної розрахункової товщини h_{eff} наведено в таблиці D.6 для нормованих значень межі вогнестійкості, де h_3 - товщина стяжки зверху бетонної плити, якщо вона є.

(3) The relation between the fire resistance with respect to the thermal insulation criterion and the minimum effective slab thickness h_{eff} is given in Table D.6 for common levels of fire resistance, where h_3 is the thickness of the screed layer if any on top of the concrete slab.

Таблиця D.6 – Мінімальна розрахункова товщина залежно від нормованої межі вогнестійкості

Table D.6: Minimum effective thickness as a function of the standard fire resistance.

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Мінімальна робоча товщина h_{eff} , мм Minimum effective thickness h_{eff} [mm]
R 30	$60 - h_3$
R 60	$80 - h_3$
RI 90	$100 - h_3$
R 120	$120 - h_3$
R 180	$150 - h_3$
R 240	$175 - h_3$

D.5 Сфера застосування

D.5 Field of application

(1) Сфера застосування незахищених плит наведено в таблиці D.7 для звичайного бетону (ЗБ) та для легкого бетону (ЛБ). Позначення вказано на рисунках 4.1 та 4.2.

(1) The field of application for unprotected composite slabs is given in Table D.7 for both normal weight concrete (NC) and lightweight concrete (LC). For notations see Figures 4.1 and 4.2.

Таблиця D.7: Межі застосування

Table D.7: Field of application

Для профілів зі вхідними кутами	Для трапецеїдальних профілів з листової сталі
$77,0 \text{ мм} \leq \ell_1 \leq 135,0 \text{ мм}$	$80,0 \text{ мм} \leq \ell_1 \leq 155,0 \text{ мм}$
$110,0 \text{ мм} \leq \ell_2 \leq 150,0 \text{ мм}$	$32,0 \text{ мм} \leq \ell_2 \leq 132,0 \text{ мм}$
$38,5 \text{ мм} \leq \ell_3 \leq 97,5 \text{ мм}$	$40,0 \text{ мм} \leq \ell_3 \leq 115,0 \text{ мм}$
$50,0 \text{ мм} \leq h_1 \leq 130,0 \text{ мм}$	$50,0 \text{ мм} \leq h_1 \leq 125,0 \text{ мм}$
$30,0 \text{ мм} \leq h_2 \leq 60,0 \text{ мм}$	

Додаток Е
(довідковий)

Модель для розрахунку несучої здатності при згині опорного та прольотного перерізів сталеві балки спільно з бетонною плитою, що зазнає вогневого впливу знизу

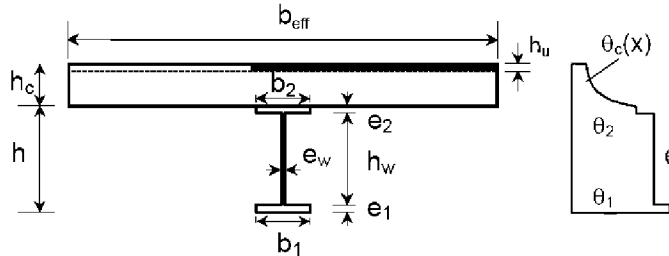


Рисунок Е.1: Розрахунок несучої здатності прольотного перерізу на згин

Е.1 Розрахунок несучої здатності прольотного перерізу на згин $M_{ff,Rd}^+$

(1) Згідно з рисунком Е.1 розтягуюча сила T^+ та точку її прикладання y_T можна визначити за формулами:

$$T^+ = [(f_{ay,\theta_1}(b_1 e_1) + f_{ay,\theta_w}(b_w e_w) + f_{ay,\theta_2}(b_2 e_2)] / \gamma_{M,fi,a}$$

$$y_T = [(f_{ay,\theta_1}(b_1)(e_1^2/2) + f_{ay,\theta_w}(h_w e_w)(e_1 + h_w/2) + f_{ay,\theta_2}(b_2 e_2)(h - e_2/2)] / (T^+ \gamma_{M,fi,a})$$

де $f_{ay,\theta}$ - максимальний рівень напруження згідно з розділом 3.2.1 за температури θ , визначеної згідно з 4.3.4.2.2.

(2) У вільно опертій балці значення розтягуючої сили T^+ , отримане з Е.1.1, обмежується:

$$T^+ \leq NP_{fi,Rd}$$

де N - мінімальне число стрижневих анкерів для будь-якої граничної довжини балки;

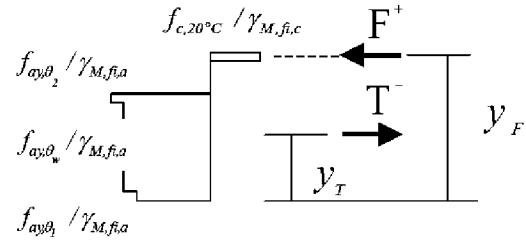
$P_{fi,Rd}$ - розрахунковий опір стрижневого анкера на зсув під час пожежі згідно з 4.3.4.2.5.

Примітка. Граничні довжини визначаються кінцевими опорами та поперечним перерізом з максимальним згинальним моментом.

Annex E
[informative]

Model for the calculation of the sagging and hogging moment resistances of a steel beam connected to a concrete slab and exposed to fire beneath the concrete slab.

Стиск Compression



Розтяг Tension

Figure E.1: Calculation of the sagging moment resistance

Е.1 Calculation of the sagging moment resistance $M_{ff,Rd}^+$

(1) According to Figure E.1 the tensile force T^+ and its location y_T may be obtained from:

$$(E.1)$$

$$(E.2)$$

with $f_{ay,\theta}$ the maximum stress level according to 3.2.1 at temperature θ defined following 4.3.4.2.2.

(2) In a simply supported beam, the value of the tensile force T^+ obtained from (1) is limited by:

$$(E.3)$$

where:

N is the smaller number of shear connectors related to any critical length of the beam and

$P_{fi,Rd}$ is the design shear resistance in the fire situation of a shear connector according to 4.3.4.2.5.

NOTE: The critical lengths are defined by the end supports and the cross-section of maximum bending moment.

(3) Висота стиснутої зони h_u визначається за формулою:

$$h_u = T^+ / (b_{eff} f_c / \gamma_{M,f,c}) \quad (E.4)$$

де b_{eff} – розрахункова ширина згідно з 5.4.1.2 EN 1994-1-1;

f_c – міцність бетону на стиск за нормальної температури.

(4) Може бути розглянуто два випадки:

$$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$$

де h_{cr} – відстань x за таблицею D.5, що відповідає температурі бетону нижче 250 °C. У цьому випадку використовується значення h_u за рівнянням (E.4).

$$\text{або } (h_c - h_u) < h_{cr};$$

деякі шари стиснутої зони бетону мають температуру, вищу за 250 °C. Зважаючи на це, може спостерігатися зниження міцності бетону на стиск згідно з 3.2.2. Значення h_u можна визначити ітерацією, змінюючи індекс “n” та приймаючи середню температуру кожного шару товщиною 10 мм на основі таблиці D.5, наприклад:

$$T^+ = F = [(h_c - h_{cr})(b_{eff})f_c + \sum_{i=2}^{n-1} (10b_{eff})f_{c,\theta_i} + (h_{u,n}b_{eff})f_{c,\theta_n}] / \gamma_{M,f,c}, \quad (E.5)$$

$$\text{де } h_u = (h_c - h_{cr}) + 10(n - 2) + h_{u,n}, \text{ мм}$$

n – загальна кількість стиснутих шарів бетону, включаючи верхній шар бетону ($h_c - h_{cr}$) з температурою нижче 250 °C.

(5) Положення точки прикладення стискаючої сили визначена за формулою:

$$y_F \approx h + h_c - (h_u / 2).$$

Несуча здатність прольотного перерізу на згин:

$$M_{f,Rd^+} = T^+ (y_F - y_T), \quad (E.7)$$

де T^+ – розтягуюча сила, визначена за формулою (E.5), з урахуванням умови (E.3).

(6) Ця розрахункова модель може застосовуватися для плити з профільованим сталевим настилом, за умови, що у формулах E.1.3 та E.1.4; h_c замінено на h_{eff} , як визначено в D.4.1, та h_u обмежується значенням h_l , як показано на рисунках 4.1 та 4.2.

(3) The thickness of the compressive zone h_u is determined from:

where b_{eff} is the effective width according to 5.4.1.2 of EN 1994-1-1, and f_c the compressive strength of concrete at room temperature.

(4) Two situations may occur:

with h_{cr} is the depth x according to Table D.5 corresponding to a concrete temperature below 250°C. In that situation the value of h_u according to equation (E.4) applies.

or some layers of the compressive zone of concrete are at a temperature higher than 250°C. In this respect, a decrease of the compressive strength of concrete may be considered according to 3.2.2. The h_u value may be determined by iteration varying the index “n” and assuming on the basis of Table D.5 an average temperature for every slice of 10 mm thickness, such as:

where:
[mm]

n is the total number of concrete layers in compression, including the top concrete layer ($h_c - h_{cr}$) with a temperature below 250°C.

(5) The point of application of this compression force is obtained from

$$\text{and the sagging moment resistance is} \quad (E.6)$$

with T^+ , the tensile force given by the value of (E.5) while taking account of (E.3).

(6) This calculation model may be used for a composite slab with a profiled steel sheet, provided in (3) and (4), h_c is replaced by h_{eff} as defined in (1) of D.4 and h_u is limited by h_l as defined in Figures 4.1 and 4.2.

(7) Дана розрахункова модель розроблена спільно з 4.3.4.2.4 та може бути використана для моделі критичної температури згідно з 4.3.4.2.3, припускаючи, що $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$.

(8) Схожий підхід може застосовуватись, якщо нейтральна вісь проходить не в бетонній плиті, а в сталевій балці.

E.2 Розрахунок несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{fj,Rd}$ на проміжній опорі (або в защемленні)

(1) Розрахункова ширина плити на проміжній опорі (або в защемленні) b_{eff} може бути визначена таким чином, щоб пластична нейтральна вісь не проходила в бетонній плиті, наприклад, плита розглядається з тріщиною крізь всю товщину. Ця розрахункова ширина не має бути більшою за таку, що визначається за нормальної температури згідно з 5.4.1.2 EN 1994-1-1.

(2) Поздовжні розтягнуті арматурні стрижні можуть бути прийняті з пластичною межею текучості f_{sy, θ_s} , де θ_s - температура в плиті на рівні розміщення арматурних стрижнів.

(3) Ці розділи припускають, що пластична нейтральна вісь проходить точно по межі розділення плити та сталевого перерізу. Подібний підхід можна застосовувати, якщо пластична нейтральна вісь проходить через поперечний переріз, змінивши відповідним чином формулу.

(4) Пластичний опір перерізу негативному згинальному моменту може визначатися з урахуванням епюри напружень на рисунку E.2 для значень температури θ_1 , θ_2 , θ_w розрахованих згідно з 4.3.4.2.2.

(7) This calculation model established in connection to 4.3.4.2.4, may be used for the critical temperature model of 4.3.4.2.3 by assuming that $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$.

(8) A similar approach may be used if the neutral axis is not inside the concrete slab but in the steel beam.

E.2 Calculation of the hogging moment resistance $M_{fj,Rd}$ at an intermediate support (or at a restraining support)

(1) The effective width of the slab at an intermediate support (or at the restraining support) – b_{eff} may be determined so that the plastic neutral axis does not lie in the concrete slab, i.e. the slab is assumed to be cracked over its whole thickness. This effective width may not be larger than that determined at normal temperature, according to 5.4.1.2 of EN 1994-1-1.

(2) The longitudinal tensile reinforcing bars may be assumed at the plastic yield f_{sy, θ_s} where θ_s is the temperature in the slab, at the level where the reinforcing bars are located.

(3) The following clauses assume that the plastic neutral axis is located just at the interface between the slab and the steel section. A similar approach may be used if the plastic neutral axis is within the steel cross section, by changing the formulae accordingly.

(4) The hogging plastic moment resistance of the composite section may be determined by considering the stress diagram of Figure E.2, with temperatures θ_1 , θ_2 , θ_w calculated according to 4.3.4.2.2.

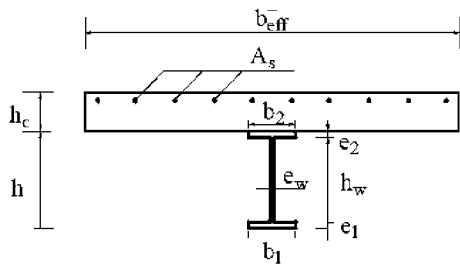


Рисунок Е.2: Розрахунок несучої здатності опорного перерізу при згині

(5) Несуча здатність опорного перерізу на згин визначається за формулою:

$$M_{f_i,Rd^+} = T^- (y_T^- - y_F^-),$$

де T^- – загальне розтягуюче зусилля, що дорівнює стискальній силі F^- у сталевому перерізі.

(6) Значення стискальної сили F в критичному поперечному перерізі плити в прольоті відповідно до Е.1(2) може бути таким:

$$F \leq N \times P_{f_i,Rd} - T^-,$$

де N – кількість стрижневих анкерів між критичним поперечним перерізом та проміжною опорою (або защемленням);

$P_{f_i,Rd}$ – опір стрижневого анкера на зсув під час пожежі, як зазначено у 4.3.4.2.5.

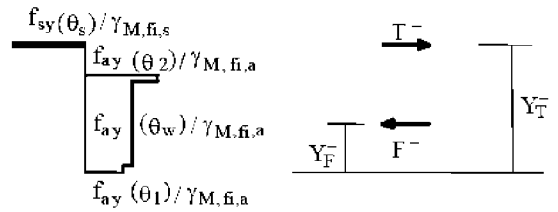
(7) Попередні правила можуть використовуватися для поперечних перерізів класів 1 та 2 під час пожежі, для перерізів класів 3 та 4 застосовуються правила Е.2.8 та Е.2.9.

Примітка. Класифікація може бути зроблена згідно з 4.2.2 EN 1993-1-2.

(8) Якщо сталева стінка або нижня сталева полиця комбінованого перерізу належить до класу 3 під час пожежі, їх ширина може бути зменшена до розрахункового значення, пристосована з EN 1993-1-5, де f_y та E відповідно замінені на $f_{ay,\theta}$ та $E_{a,\theta}$.

(9) Якщо сталева стінка або нижня сталева полиця комбінованого сталевих перерізу належить до класу 4 під час пожежі, її опором можна знехтувати.

Tension Розтяг



Compression Стиск

Figure E.2: Calculation of the hogging moment resistance

(5) The hogging moment resistance is given by:

where :

T^- is the total tensile force of the reinforcing bars, equal to the compressive force F^- in the steel section.

(6) The value of the compressive force F in the slab, at the critical cross section within the span, see (2) of E.1, may be such as:

$$(E.8)$$

where:

N is the number of shear connectors between the critical cross-section and the intermediate support (or the restraining support) and where $P_{f_i,Rd}$ is the shear resistance of a shear connector in case of fire, as mentioned in clause 4.3.4.2.5.

(7) The previous clauses may be used for cross sections of class 1 or 2 defined in the fire situation; for sections of class 3 or 4 the following clauses (8) to (9) apply.

NOTE: Classification may be done according to 4.2.2 of EN 1993-1-2.

(8) When the steel web or the lower steel flange of the composite section is of class 3 in the fire situation, its width may be reduced to an effective value adapted from EN 1993-1-5, where f_y and E are respectively replaced by $f_{ay,\theta}$ and $E_{a,\theta}$.

(9) When the steel web or the bottom steel flange of the composite section is of class 4 in the fire situation, its resistance may be neglected.

E.3 Місцева стійкість на опорах

(1) Місцевий опір сталевому перерізу має перевірятися на дію реакції на опори (або в защемленні).

(2) Температура ребра жорсткості θ_r розраховується з урахуванням коефіцієнта поперечного перерізу A_r/V_r , згідно 4.3.4.2.2.

(3) Місцевий опір сталевому перерізу на опори (або в защемленні) дорівнює меншому зі значень опорів поздовжньому згину або зминанню.

(4) Для розрахунку опору на поздовжній згин максимальна ширина стінки $15\epsilon e_w$ з кожної сторони ребра жорсткості (рисунок E.3), може враховуватися в робочому поперечному перерізі ребра. Відносна гнучкість $\bar{\lambda}_\theta$, що використовується для розрахунку опору на поздовжній згин:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot \max\left\{\left(k_{y,\theta_w} / k_{E,\theta_w}\right)^{0.5}; \left(k_{y,\theta_r} / k_{E,\theta_r}\right)^{0.5}\right\} \quad (\text{E.9})$$

де $k_{E,\theta}$ та $k_{y,\theta}$ наведені в таблиці 3.2,

$\bar{\lambda}$ – відносна гнучкість ребра жорсткості разом з частиною стінки за нормальної температури, як показано на рисунку E.3 та

ϵ – розраховується згідно з 4.2.2 EN 1993-1-2.

(5) Розрахунковий опір на зминання $R_{fi,y,Rd}$ стінки з ребрами жорсткості:

$$R_{fi,y,Rd} = [s_s + 5(e_1 + r)]e_w f_{ay,\theta_w} / \gamma_{M,f,a} + A_r f_{ay,\theta_r} / \gamma_{M,f,a}$$

де f_{ay,θ_w} та f_{ay,θ_r} – відповідно максимальні напруження сталі за температури стінки θ_w та ребра жорсткості θ_r ;

r – радіус впадини гарячекатаного профілю або $a\sqrt{2}$, де a – катет шва для звареного поперечного перерізу.

E.3 Local resistance at supports

(1) The local resistance of the steel section shall be checked against the reaction force at the support (or at the restraining support).

(2) The temperature of stiffener θ_r is calculated by considering its own section factor, A_r/V_r , according to 4.3.4.2.2.

(3) The local resistance of the steel section at the support (or at the restraining support) is taken equal to the lower value of the buckling or the crushing resistance.

(4) For the calculation of the buckling resistance a maximum width of the web of $15\epsilon e_w$ on each side of the stiffener (see Figure E.3) may be added to the effective cross section of the stiffener. The relative slenderness $\bar{\lambda}_\theta$, used to calculate buckling resistance is given by:

where:

$k_{E,\theta}$ and $k_{y,\theta}$ are given in Table 3.2,

$\bar{\lambda}$ is the relative slenderness at room temperature for the stiffener associated with part of web as shown in Figure E.3 and

ϵ is calculated according to 4.2.2 of EN1993-1-2.

(5) For the calculation of the crushing resistance, the design crushing resistance, $R_{fi,y,Rd}$, of the web with the stiffeners is given by:

$$(\text{E.10})$$

where:

f_{ay,θ_w} and f_{ay,θ_r} are respectively the maximum stresses in steel at the temperature of web θ_w and of stiffener θ_r ;

r is equal to the root radius for a hot rolled section, or to $a\sqrt{2}$ with a the throat of fillet weld for a welded cross-section.

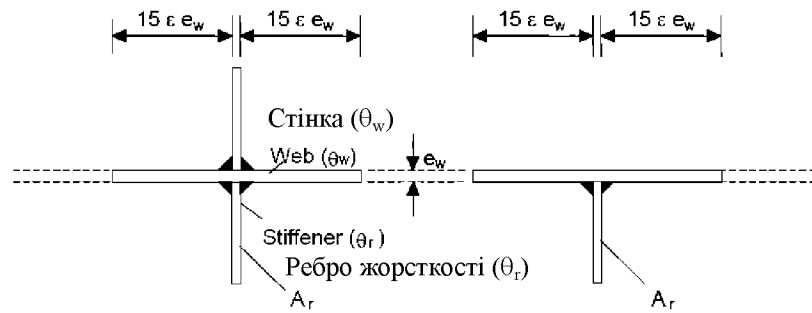


Рисунок Е.3: Решо жорсткості на проміжній опорі

Figure E.3: Stiffener on an intermediate support

Е.4 Розрахункове значення поперечної сили

(1) Умови, що наведені в 6.2.2 EN 1994-1-1, використовується для перевірки балки на дію поперечної сили під час пожежі шляхом заміни E_a, f_{ay} та γ_a на $E_{a,\theta}, f_{ay,\theta}$ та $\gamma_{M,fi,a}$ відповідно, як визначено в таблиці 3.2 та пункті 2.3(1)P.

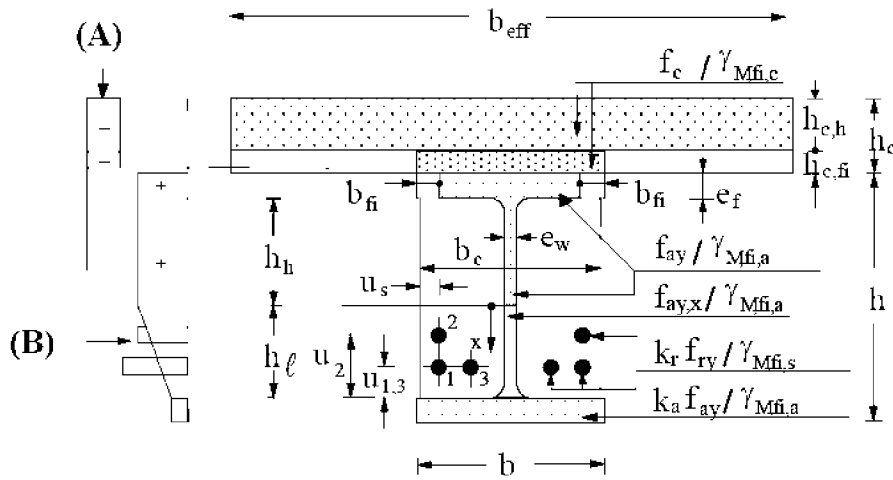
Е.4 Vertical shear resistance

(1) Clauses in 6.2.2 of EN 1994-1-1 may be used to check the vertical shear resistance of composite beams in fire situation by replacing E_a, f_{ay} and γ_a by $E_{a,\theta}, f_{ay,\theta}$ and $\gamma_{M,fi,a}$ respectively as defined in Table 3.2 and clause 2.3(1)P.

Додаток F
(довідковий)

Модель для розрахунку несучої здатності на згин опорного та прольотного перерізів частково облицьованої сталеві балки спільно з бетонною плитою, що зазнає вогневого впливу знизу за стандартним температурним режимом

F.1 Зведений поперечний переріз для розрахунку несучої здатності прольотного перерізу на згин $M_{ff,Rd}^+$



А – Приклад розподілу напруження в бетоні
Б – Приклад розподілу напруження в сталі
Рисунок F.1: Розрахункова схема для визначення несучої здатності прольотного перерізу на згин

(1) Переріз бетонної плити зменшено, як показано на рисунку F.1, але розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_c / \gamma_{M,fi,c}$ не змінюється залежно від класів пожеж. Значення зменшення товщини $h_{c,fi}$ бетонної плити наведені в таблиці F.1 для різних значень межі вогнестійкості.

Таблиця F.1: Зменшення товщини $h_{c,fi}$ бетонної плити

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Зменшення товщини плити $h_{c,fi}$, мм Slab Reduction $h_{c,fi}$ [mm]
R30	10
R60	20
R90	30
R120	40
R180	55

Annex F
[informative]

Model for the calculation of the sagging and hogging moment resistances of a partially encased steel beam connected to a concrete slab and exposed to fire beneath the concrete slab according to the standard temperature-time curve.

F.1 Reduced cross-section for sagging moment resistance $M_{ff,Rd}^+$

Note to Figure F.1: (A) Example of stress distribution in concrete;
(B) Example of stress distribution in steel
Figure F.1: Calculation scheme for the sagging moment resistance.

(1) The section of the concrete slab is reduced as shown in Figure F.1, but the design value of the compressive concrete strength $f_c / \gamma_{M,fi,c}$ is not varying in function of the fire classes. The values of the thickness reduction $h_{c,fi}$ of a flat concrete slab are given in Table F.1 for the different fire classes.

Table F.1: Thickness reduction $h_{c,fi}$ of the concrete slab.

(2) Для інших систем бетонних плит застосовуються такі правила:

- для трапецеїдальних сталевих листів (рисунок 1.1), розташованих у поперечному до балки напрямку, зменшення товщини $h_{c,fi}$ з таблиці F.1 може бути використано на верхній стороні сталевго настилу (рисунок F.2.a);
- для профілів зі вхідними кутами (рисунок 1.1), розташованих у поперечному до балки напрямку, зменшення товщини $h_{c,fi}$ з таблиці F.1 може бути використано на нижній стороні сталевго настилу. Однак, значення $h_{c,fi}$ не може бути менше ніж висота профілю настилу (рисунок F.2.б);
- для збірних залізобетонних настилів зменшення товщини $h_{c,fi}$ з таблиці F.1 може бути використано на нижній стороні настилу, але не має бути меншою ніж висота зазору між збірними елементами, які не можуть передавати стискальні напруження (рисунок F.2.в);
- для профілів зі вхідними кутами, розташованих у поздовжньому до балки напрямку, зменшення товщини $h_{c,fi}$ з таблиці F.1 може бути використано застосовується до нижньої сторони сталевго настилу;
- для трапецеїдальних сталевих листів, розміщених паралельно до балки, зменшення товщини $h_{c,fi}$ з таблиці F.1 може бути використано для робочої висоти плити h_{eff} (рисунок F.2.г), де робоча товщина плити h_{eff} вказана на рисунках 4.1 та у розділі D.4 додатку D.

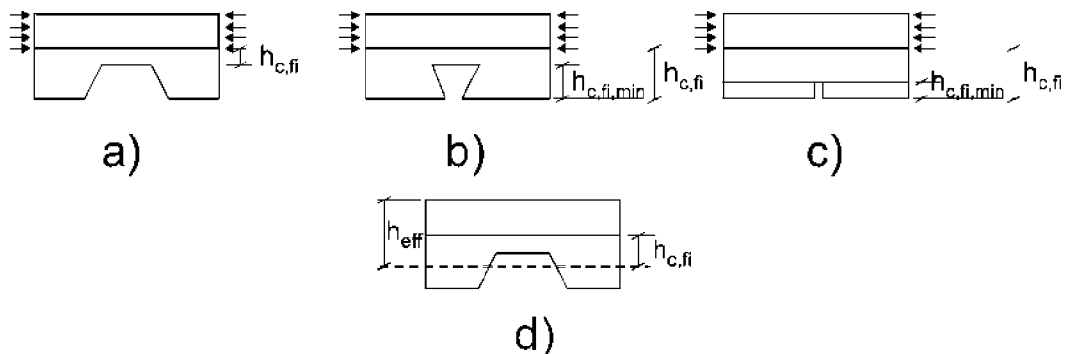


Рисунок F.2: Зменшення товщини $h_{c,fi}$ для різних типів бетонних плит

(2) For other concrete slab systems the following rules apply:

- for trapezoidal steel sheets (see Figure 1.1) disposed transversally on the beam, the thickness reduction $h_{c,fi}$ of Table F.1 may be applied on the upper face of the steel deck (Figure F.2.a);
- for re-entrant profiles (see Figure 1.1) disposed transversally on the beam, the thickness reduction $h_{c,fi}$ of Table F.1 may be applied on the lower face of the steel deck. However, the value of $h_{c,fi}$ may not be smaller than the height of the deck profile (Figure F.2.b);
- when prefabricated concrete planks are used, the thickness reduction $h_{c,fi}$ of Table F.1 may be applied on the lower face of the concrete plank, but may not be smaller than the height of the joint, between precast elements, unable to transmit a compression stress (Figure F.2.c);
- for re-entrant profiles parallel to the beam, the thickness reduction $h_{c,fi}$ of Table F.1 applies on the lower face of the steel deck;
- for trapezoidal steel sheets parallel to the beam, the thickness reduction $h_{c,fi}$ of Table F.1 may be applied on the effective height of the slab h_{eff} (see Figure F.2.d), where the effective thickness of the slab h_{eff} is given in Figures 4.1 and in D.4 of Annex D.

Figure F.2: Thickness reduction $h_{c,fi}$ for various types of concrete slabs

(3) Температура θ_C шару бетону $h_{c,fi}$, розташованого прямо над верхньою полицею, може дорівнювати 20 °C.

(3) The temperature θ_C of the concrete layer $h_{c,fi}$ situated directly on top of the upper flange, may be assumed to be 20°C.

(4) Робоча ширина верхньої полиці профілю $(b-2b_{fi})$ змінюється залежно від різних значень межі вогнестійкості, але розрахункове значення границі текучості сталі дорівнює $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$. Значення зменшення ширини полиці b_{fi} наведено в таблиці F.2 для різних значень межі вогнестійкості.

Таблиця F.2: Зменшення ширини b_{fi} верхньої полиці

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Зменшення ширини b_{fi} верхньої полиці, мм Width Reduction b_{fi} of the Upper Flange [mm]
R30	$(e_f/2) + (b-b_c)/2$
R60	$(e_f/2) + 10 + (b-b_c)/2$
R90	$(e_f/2) + 30 + (b-b_c)/2$
R120	$(e_f/2) + 40 + (b-b_c)/2$
R180	$(e_f/2) + 60 + (b-b_c)/2$

(5) Стінка розділена на дві частини: верхню висотою h_h та нижню висотою h_l . Значення h_l визначені для різних значень межі вогнестійкості за формулою $h_l = a_1/b_c + a_2e_w/(b_c \cdot h)$. Параметри a_1 та a_2 наведені в таблиці F.3 для $h/b_c \leq 1$ або $h/b_c \geq 2$.

Значення висоти нижньої частини h_l наведено в таблиці F.3 для $1 < h/b_c < 2$.

Таблиця F.3: Висота нижньої частини стінки h_l , мм та $h_{l,min}$, мм враховуючи, що $h_{l,max}$ становить $(h-2e_f)$

	Нормована межа вогнестійкості	a_1 , мм ²	a_2 , мм ²	$h_{l,min}$, мм
	R30	3600	0	20
	R60	9500	20000	30
$h/b_c \leq 1$	R90	14000	160000	40
	R 120	23000	180000	45
	R 180	35000	400000	55
	R30	3600	0	20
	R60	9500	0	30
$h/b_c \geq 2$	R90	14000	75000	40
	R 120	23000	110000	45
	R 180	35000	250000	55

(4) The effective width of the upper flange of the profile $(b-2b_{fi})$ varies as a function of the fire classes, but the design value of the yield point of the steel is taken equal to $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$. The values of the flange width reduction b_{fi} are given in Table F.2 for the different fire classes.

Table F.2: Width reduction b_{fi} of the upper flange

(5) The web is divided into two parts, the top part h_h and the bottom part h_l . The values of h_l are given for the different fire classes by the formula $h_l = a_1/b_c + a_2e_w/(b_c \cdot h)$. Parameters a_1 and a_2 are given in Table F.3 for $h/b_c \leq 1$ or $h/b_c \geq 2$.

The bottom part h_l is given directly in Table F.3 for $1 < h/b_c < 2$.

Table F.3: Bottom part of the web h_l [mm] and $h_{l,min}$ [mm], with $h_{l,max}$ equal to $(h-2e_f)$.

	R30	$h_l = 3600/b_c$	20
	R60	$h_l = 9500/b_c + 20000 (e_w/b_c \cdot h) (2 - h/b_c)$	30
$1 < h/b_c < 2$	R90	$h_l = 14000/b_c + 75000 (e_w/b_c \cdot h) + 85000 (e_w/b_c \cdot h) (2 - h/b_c)$	40
	R120	$h_l = 23000/b_c + 110000 (e_w/b_c \cdot h) + 70000 (e_w/b_c \cdot h) (2 - h/b_c)$	45
	R180	$h_l = 35000/b_c + 250000 (e_w/b_c \cdot h) + 150000 (e_w/b_c \cdot h) (2 - h/b_c)$	55

(6) Значення висоти нижньої частини $h_l \geq h_{l,min}$, дано в таблиці F.3.

(6) The bottom part h_l of the web may always be larger or equal than $h_{l,min}$ given in Table F.3.

(7) Для верхньої частини h_h стінки розрахункове значення межі текучості сталі дорівнює $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$. Для нижньої частини h_l розрахункове значення межі текучості залежить від відстані x , виміряної від краю верхньої частини стінки (рисунок F.1). Знижене значення межі текучості для частини h_l можна визначити за формулою:

(7) For the top part h_h of the web, the design value of the yield point of the steel is taken equal to $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$. For the bottom part h_l , the design value of the yield point depends on the distance x measured from the end of the top part of the web (see Figure F.1). The reduced yield point in h_l may be obtained from:

$$f_{ay,x} = f_{ay} [1 - x(1 - k_a)/h_l], \quad (F.1)$$

де k_a – коефіцієнт зменшення межі текучості нижньої полиці, даний в F.1.8. Це приводить до трапецеїдальної форми розподілу напружень в h_l .

where:

k_a is the reduction factor of the yield point of the lower flange given in (8). This leads to a trapezoidal form of the stress distribution in h_l .

(8) Площа нижньої полиці сталевго профілю не змінюється. Її межа текучості зменшена завдяки коефіцієнту k_a , даному в таблиці F.4. Коефіцієнт зменшення k_a обмежений мінімальним та максимальним значеннями, даними в таблиці.

(8) The area of the lower flange of the steel profile is not modified. Its yield point is reduced by the factor k_a given in Table F.4. The reduction factor k_a is limited by the minimum and maximum values given in this table.

Таблиця F.4: Коефіцієнт зменшення k_a межі текучості нижньої полиці, де $a_0 = (0,018 e_f + 0,7)$

Table F.4: Reduction factor k_a of the yield point of the lower flange, with $a_0 = (0,018 e_f + 0,7)$.

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Коефіцієнт зменшення, k_a Reduction Factor	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R30	$[(1,12) - (84/b_c) + (h/22b_c)]a_0$	0,5	0,8
R60	$[(0,21) - (26/b_c) + (h/24b_c)]a_0$	0,12	0,4
R90	$[(0,12) - (17/b_c) + (h/38b_c)]a_0$	0,06	0,12
R120	$[(0,1) - (15/b_c) + (h/40b_c)]a_0$	0,05	0,10
R180	$[(0,03) - (3/b_c) + (h/50b_c)]a_0$	0,03	0,06

(9) Межа текучості арматурних стрижнів зменшується з підвищенням температури. Їх коефіцієнт зменшення k_r , даний в таблиці F.5, залежить від класу пожежі та від положення арматурного стрижня. Коефіцієнт зменшення k_r обмежений мінімальним та максимальним значеннями, даними в цій таблиці.

(9) The yield point of the reinforcing bars decreases with their temperature. Its reduction factor k_r is given in Table F.5 and depends on the fire class and on the position of the reinforcing bar. The reduction factor k_r is limited by the minimum and maximum values given in this table.

Таблиця F.5: Коефіцієнт зменшення k_r межі текучості арматурного стрижня

Table F.5: Reduction factor k_r of the yield point of a reinforcing bar with

$k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m/V)}$				$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	a_3	a_4	a_5		
R30	0,062	0,16	0,126	0,1	1
R60	0,034	-0,04	0,101		
R90	0,026	-0,154	0,090		
R 120	0,026	-0,284	0,082		
R 180	0,024	-0,562	0,076		

$$\text{де } A_m = 2h + b_c, \text{ мм,}$$

$$V = h \cdot b_c, \text{ мм}^2,$$

$$u = 1/[1/u_i + 1/u_{si} + 1/(b_c - e_w - u_{si})]$$

де u_i – відстань від осі арматурного стрижня до внутрішньої сторони полиці, мм та

u_{sj} – відстань від осі арматурного стрижня до зовнішньої бічної грані бетону, мм (рисунок F.1).

where:

[mm]

[mm²]

(F.2)

where:

u_i is the axis distance [mm] from the reinforcing bar to the inner side of the flange and

u_{si} is the axis distance [mm] from the reinforcing bar to the outside border of the concrete (see Figure F.1).

(10) Захисний шар бетону арматурних стрижнів має відповідати вимогам розділу 5.1.

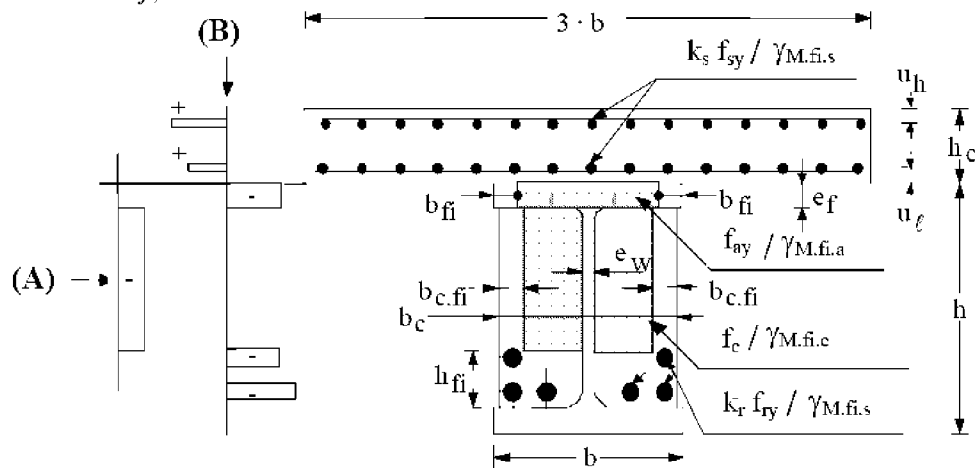
(10) The concrete cover of reinforcing bars should comply with 5.1.

(11) Опір сталевій стінки на дію поперечної сили може перевірятися, використовуючи розподіл розрахункових значень межі текучості, відповідно до (7). Якщо $V_{fi,Sd} \geq 0.5V_{fi,pl,Rd}$, то може враховувати опір залізобетону.

(11) The shear resistance of the steel web may be verified using the distribution of the design values of yield strength according to (7). If $V_{fi,Sd} \geq 0.5V_{fi,pl,Rd}$ the resistance of the reinforced concrete may be considered.

F.2 Зменшений поперечний переріз для розрахунку несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{fi,Rd}$

F.2 Reduced cross-section for hogging moment resistance $M_{fi,Rd}$



Примітка до Рисунку F.3:
 А – Приклад розподілення напружень у бетоні
 Б – Приклад розподілення напружень у сталі

Note to Figure F.3:
 (A) Example of stress distribution in concrete;
 (B) Example of stress distribution in steel

Рисунок F.3: Розрахункова схема несучої здатності опорного перерізу при згині

Figure F.3: Calculation scheme for the hogging moment resistance.

(1) Значення межі текучості арматурних стрижнів плити перемножується на коефіцієнт зменшення k_s , (таблиця F.6), що залежить від межі вогнестійкості та розташування арматурних стрижнів. Коефіцієнт зменшення k_s обмежений мінімальним та максимальним значеннями, даними в цій таблиці.

(1) The yield point of the reinforcing bars in the slab is multiplied by a reduction factor k_s given in Table F.6 and depends on the fire class and on the position of the reinforcing bars. The reduction factor k_s is limited by the minimum and maximum values given in this table.

Таблиця F.6 – Коефіцієнт зменшення k_s межі текучості арматурних стрижнів у бетонній плиті, де u - відстань від центру арматури до нижньої грані плити, мм, що дорівнює u_l або $(h_c - u)$ (рисунок F.3)

Table F.6: Reduction factor k_s of the yield point of the reinforcing bars in the concrete slab with u , distance [mm] from the centre of the reinforcement to the lower slab edge, equal to u_l or $(h_c - u)$ (see Figure F.3).

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Коефіцієнт зменшення, k_s Reduction Factor	$k_{s,min}$	$k_{s,max}$
R30	1	0	1
R60	$(0,022u) + 0,34$		
R90	$(0,0275u) - 0,1$		
R 120	$(0,022u) - 0,2$		
R 180	$(0,018u) - 0,26$		

(2) Для верхньої полиці профілю застосовується вимога F.1.4.

(2) For the upper flange of the profile, (4) of F.1 applies.

(3) Поперечний переріз бетону між полицями зменшено, як показано на рисунку F.3, але розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_c/\gamma_{M,fi,c}$ не змінюється залежно від значень межі вогнестійкості. Значення зменшення ширини $b_{c,fi}$ та висоти h_{fi} бетону для облицювання дані в таблиці F.7. Зменшення ширини та висоти обмежені мінімальними значеннями, вказаними в цій таблиці.

(3) The cross-section of the concrete between the flanges is reduced as shown in Figure F.3 but the design value of the compressive concrete strength $f_c/\gamma_{M,fi,c}$ does not vary as a function of the fire classes. The values of the width reduction $b_{c,fi}$ and of the height reduction h_{fi} of the encased concrete are given in Table F.7. The width and height reductions are limited by the minimum values given in this table.

Таблиця F.7 - Зменшення поперечного перерізу бетонного облицювання між полицями

Table F.7: Reduction of the cross-section of the concrete encased between the flanges.

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	h_{fi} , мм	$h_{fi,min}$, мм	$b_{c,fi}$, мм	$b_{c,fi,min}$, мм
R30	25	25	25	25
R60	$165-(0,4b_c)-8(h/b_c)$	30	$60-(0,15b_c)$	30
R90	$220-(0,5b_c)-8(h/b_c)$	45	$70-(0,1b_c)$	35
R 120	$290-(0,6b_c)-10(h/b_c)$	55	$75-(0,1b_c)$	45
R 180	$360-(0,7b_c)-10(h/b_c)$	65	$85-(0,1b_c)$	55

(4) Для арматурних стрижнів, розташованих в бетоні часткового облицювання профілю, застосовується умова F.1.9.

(4) For the reinforcing bars situated in the concrete of the partially encased profile, (9) of F.1 applies.

(5) Захисний шар бетону арматурних стрижнів має відповідати вимогам 5.1.

(5) The concrete cover of reinforcing bars should comply with 5.1.

(6) В зоні дії негативного згинального моменту прийнято, що поперечна сила сприймається сталеву стінкою, яку не враховують під час розрахунку несучої здатності поперечного перерізу при згині.

(6) In the areas with hogging bending moments, the shear force is assumed to be transmitted by the steel web, which is neglected when calculating the hogging bending moment resistance.

(7) Опір сталевій стінці дії поперечної сили може бути перевірений, використовуючи розподіл розрахункових значень межі текучості відповідно до F.1.7.

(7) The shear resistance of the steel web may be verified using the distribution of the design values of yield strength according to (7) of F.1.

F.3 Сфера застосування

F.3 Field of application

(1) Значення висоти h , ширини b_c та площі профілю $h \cdot b_c$ мають бути не меншими ніж значення, наведені в таблиці F.8.

(1) The height h of the profile, b_c and the area $h \cdot b_c$ should be at least equal to the minimum values given in Table F.8.

Примітка. Позначення b_c - мінімальне значення ширини b нижньої полиці або ширини бетонної частини полиці, враховуючи товщину стінки e_w (рисунк F.1).

NOTE: The symbol b_c is the minimum value of either the width b of the lower flange or the width of the concrete part between the flanges, web thickness e_w included (see Figure F.1).

Таблиця F.8: Мінімальні розміри поперечного перерізу

Table F.8: Minimum cross-section dimensions

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Мінімальна висота профілю h та мінімальна ширина b_c , мм Minimum Profile Height h and Minimum Width b_c [mm]	Мінімальна площа $h \cdot b_c$, мм ² Minimum Area $h \cdot b_c$ [mm ²]
R30	120	17500
R60	150	24000
R90	170	35000
R120	200	50000
R180	250	80000

(2) Значення товщини полиці $e_f < h/8$.

(2) The flange thickness e_f should be smaller than the height h of the profile divided by 8.

Додаток G
(довідковий)

Узагальнена модель для розрахунку вогнестійкості колон з частково облицьованими сталевими перерізами для згинання відносно слабкої осі, що зазнають вогневого впливу з усіх сторін за стандартним температурним режимом

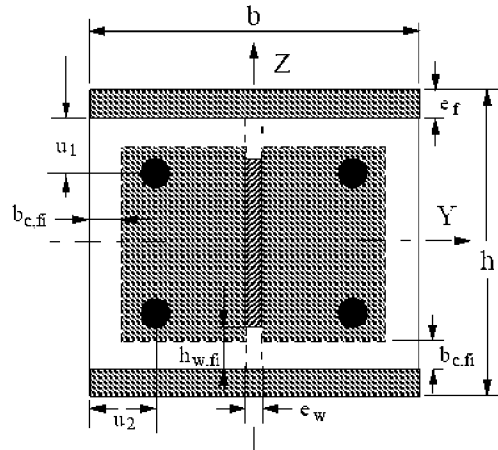


Рисунок G.1: Зменшений поперечний переріз для розрахунку вогнестійкості

Annex G
[informative]

Balanced summation model for the calculation of the fire resistance of composite columns with partially encased steel sections, for bending around the weak axis, exposed to fire all around the column according to the standard temperature-time curve.

Figure G.1: Reduced cross-section for structural fire design

G.1 Вступ

(1) Дана розрахункова модель базується на принципах та правилах 4.3.5.1, але розроблена лише для випадку згину відносно осі Z, а саме:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \tag{G.1}$$

(2) Для розрахункового значення пластичного опору осьовому стиску $N_{fi,pl,Rd}$ та характеристичного значення жорсткості $(EI)_{fi,eff,z}$ на згин під час пожежі, поперечний переріз поділено на чотири складові:

- полиці сталевого профілю;
- стінка сталевого профілю;
- бетон облицювання сталевого профілю;
- арматурні стрижні.

(3) Кожна складова може бути оцінена на основі зменшеного характеристичного значення міцності, зменшеного модуля пружності та зменшеного поперечного перерізу залежно від нормованої вогнестійкості R30, R60, R90 або R120.

G.1 Introduction

(1) This calculation model is based on the principles and rules given in 4.3.5.1, but has been developed only for bending around the axis Z such as:

(2) For the calculation of the design value of the plastic resistance to axial compression $N_{fi,pl,Rd}$ and of the effective flexural stiffness $(EI)_{fi,eff,z}$ in the fire situation, the cross-section is divided into four components:

- the flanges of the steel profile;
- the web of the steel profile;
- the concrete contained by the steel profile and
- the reinforcing bars.

(3) Each component may be evaluated on the basis of a reduced characteristic strength, a reduced modulus of elasticity and a reduced cross-section in function of the standard fire resistance R30, R60, R90 or R120.

(4) Розрахункове значення пластичного опору поздовжньому стиску та характеристичного значення жорсткості на згин поперечного перерізу можна визначити згідно з 4.3.5.1.4 та 4.3.5.1.5, збалансованою сукупністю відповідних значень чотирьох складових.

(4) The design value of the plastic resistance to axial compression and the effective flexural stiffness of the cross-section may be obtained, according to (4) and (5) of 4.3.5.1, by a balanced summation of the corresponding values of the four components.

(5) Міцність та деформаційні властивості арматури та бетону за підвищеної температури відповідають вимогам 3.1 та 3.2.

(5) Strength and deformation properties of steel and concrete at elevated temperatures complies with the corresponding principles and rules of 3.1 and 3.2.

G.2 Полиці сталевго профілю

G.2 Flanges of the steel profile

(1) Середня температура полиці може бути визначена за формулою:

(1) The average flange temperature may be determined from:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (A_m/V), \quad (G.2)$$

де t – тривалість вогневого впливу, хв.;
 A_m/V – коефіцієнт поперечного перерізу, m^{-1} , де $A_m=2(h+b)$, м та $V=h \cdot b$, m^2 ;
 $\theta_{o,t}$ – температура, °C (таблиця G.1);
 k_t – емпіричний коефіцієнт (таблиця G.1).

where:

t is the duration in minutes of the fire exposure

A_m/V is the section factor in m^{-1} , with $A_m=2(h+b)$ in [m] and $V= h b$ in [m^2]

$\theta_{o,t}$ is a temperature in °C given in Table G.1

k_t is an empirical coefficient given in Table G.1.

Таблиця G.1 – Значення параметрів для відповідної температури полиць

Table G.1: Parameters for the flange temperature

Стандартна межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	$\theta_{o,t}$, °C	k_t , $m \cdot ^\circ C$
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

(2) Максимальний рівень напруження та модуль пружності за температури $\theta = \theta_{f,t}$ визначаються за формулами:

(2) For the temperature $\theta = \theta_{f,t}$ the corresponding maximum stress level and the modulus of elasticity are determined from:

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f} k_{y,\theta} \quad \text{та} \quad (G.3)$$

$$E_{a,f,t} = E_{a,f} k_{E,\theta}, \quad (G.4)$$

де $k_{y,\theta}$ та $k_{E,\theta}$ за таблицею 3.2

with $k_{y,\theta}$ and $k_{E,\theta}$ following Table 3.2 of 3.2.1

(3) Розрахункове значення пластичного опору осовому стиску та жорсткості на згин двох полиць сталевго профілю під час пожежі визначаються за:

(3) The design value of the plastic resistance to axial compression and the flexural stiffness of the two flanges of the steel profile in the fire situation are determined from:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b e_f f_{ay,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} \quad \text{та} \quad (G.5)$$

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t} (e_f b^3) / 6, \quad (G.6)$$

G.3 Стінка сталевго профілю

(1) Частиною стінки висотою $h_{w,fi}$, що починається від внутрішньої грані полиці, можна знехтувати (рисунок G.1). Ця висота визначається за формулою:

$$h_{w,fi} = 0,5(h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16(H_t/h)}\right),$$

де H_t дано в таблиці G.2.

Table G.2: Parameter for height reduction of the web

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance		H_t , мм
	R 30	350
	R 60	770
	R 90	1100
	R 120	1250

(2) Максимальний рівень напруження визначається за формулою:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - (0,16H_t/h)},$$

(3) Розрахункове значення пластичного опору осьовому стиску та жорсткості на згин стінки сталевго профілю під час пожежі визначаються за формулою:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = [e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) f_{ay,w,t}] / \gamma_{M,fi,a}$$

$$(EI)_{fi,w,z} = [E_{a,w} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3] / 12,$$

G.4 Бетон

(1) Зовнішнім шаром бетону товщиною $b_{c,fi}$ при розрахунку можна знехтувати (рисунок G.1). Товщина $b_{c,fi}$ дана в таблиці G.3, де A_m/V – коефіцієнт перерізу цілого складеного поперечного перерізу, m^{-1} .

Таблиця G.3: Зменшення товщини бетонного перерізу

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	$b_{c,fi}$, мм
R30	4,0
R60	15,0
R90	$0,5 \cdot (A_m/V) + 22,5$
R120	$2,0 \cdot (A_m/V) + 24,0$

G.3 Web of the steel profile

(1) The part of the web with the height $h_{w,fi}$ and starting at the inner edge of the flange may be neglected (see Figure G.1). This part is determined from:

$$(G.7)$$

where H_t is given in Table G.2.

Table G.2: Parameter for height reduction of the web

(2) The maximum stress level is obtained from:

$$(G.8)$$

(3) The design value of the plastic resistance to axial compression and the flexural stiffness of the web of the steel profile in the fire situation are determined from:

$$(G.9)$$

$$(G.10)$$

G.4 Concrete

(1) An exterior layer of concrete with a thickness $b_{c,fi}$ may be neglected in the calculation (see Figure G.1). The thickness $b_{c,fi}$ is given in Table G.3, with A_m/V , the section factor in m^{-1} of the entire composite cross-section.

Table G.3: Thickness reduction of the concrete area

(2) Середня температура бетону $\theta_{c,t}$ дана в таблиці G.4 залежно від коефіцієнта A_m/V цілого поперечного перерізу та нормованої межі вогнестійкості.

(2) The average temperature in concrete $\theta_{c,t}$ is given in Table G.4 in function of the section factor A_m/V of the entire composite cross-section and for the standard fire resistance classes.

Таблиця G.4 - Середня температура бетону

Table G.4: Average concrete temperature

R30		R60		R90		R120	
$A_m/V, m^{-1}$	$\theta_{c,t}, ^\circ C$	$A_m/V, m^{-1}$	$\theta_{c,t}, ^\circ C$	$A_m/V, m^{-1}$	$\theta_{c,t}, ^\circ C$	$A_m/V, m^{-1}$	$\theta_{c,t}, ^\circ C$
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

(3) За температури $\theta = \theta_{c,t}$ січний модуль бетону визначається за формулою:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_c k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}$$

де $k_{c,\theta}$ та $\varepsilon_{cu,\theta}$ згідно таблиці 3.3.

(3) For the temperature $\theta = \theta_{c,t}$ the secant modulus of concrete is obtained from:

$$(G.11)$$

with $k_{c,\theta}$ and $\varepsilon_{cu,\theta}$ following Table 3.3 of 3.2.2.

(4) Розрахункове значення пластичного опору осьовому стиску та жорсткості на згин бетону під час пожежі визначаються за:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \times (b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s \} f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c}$$

де A_s - поперечний переріз арматурних стрижнів та 0,86 - коефіцієнт калібрування.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} [\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \times ((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3) / 12 \} - I_{s,z}],$$

де $I_{s,z}$ - момент інерції арматурних стрижнів відносно центральної осі Z поперечного перерізу.

(4) The design value of the plastic resistance to axial compression and the flexural stiffness of the concrete in the fire situation are determined from:

$$(G.12)$$

where A_s is the cross-section of the reinforcing bars, and 0,86 is a calibration factor.

$$(G.13)$$

where $I_{s,z}$ is the second moment of area of the reinforcing bars related to the central axis Z of the composite cross-section.

G.5 Арматурні стрижні

G.5 Reinforcing bars

(1) Коефіцієнт зменшення $k_{y,t}$ межі текучості та коефіцієнт зменшення $k_{E,t}$ модуля пружності арматурних стрижнів, визначені залежно від нормованої вогнестійкості та середнього геометричного значення відстані и від осі арматури до зовнішніх граней бетону (таблиці G.5 та G.6).

(1) The reduction factor $k_{y,t}$ of the yield point and the reduction factor $k_{E,t}$ of the modulus of elasticity of the reinforcing bars, are defined in function of the standard fire resistance and the geometrical average u of the axis distances of the reinforcement to the outer borders of the concrete (see Tables G.5 and G.6).

Таблиця G.5: Коефіцієнт зменшення $k_{y,t}$ границі текучості f_{sy} арматурних стрижнів

u, мм	40	45	50	55	60
Нормована межа вогнестійкості					
R30	1	1	1	1	1
R60	0,789	0,883	0,976	1	1
R90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Table G.5: Reduction factor $k_{y,t}$ for the yield point f_{sy} of the reinforcing bars

Таблиця G.6: Коефіцієнт зменшення $k_{E,t}$ модуля пружності E_s арматурних стрижнів

u, мм	40	45	50	55	60
Нормована межа вогнестійкості					
R30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

Table G.6: Reduction factor $k_{E,t}$ for the modulus of elasticity E_s of the reinforcing bars

(2) Середнє геометричне значення u відстаней до осі u_1 та u_2 отримано за:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2},$$

де u_1 – відстань від осі зовнішнього арматурного стрижня до внутрішньої грані полиці, мм

u_2 – відстань від осі зовнішнього арматурного стрижня до поверхні бетону, мм.

Примітка. Якщо $(u_1 - u_2) > 10$ мм, то $u = \sqrt{u_2(u_2 + 10)}$, або $(u_2 - u_1) > 10$ мм, то $u = \sqrt{u_1(u_1 + 10)}$.

(3) Розрахункове значення пластичного опору осьовому стиску та жорсткості на згин арматурних стрижнів визначаються за:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s k_{y,t} f_{sy} / \gamma_{M,fi,s},$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} E_s I_{s,z},$$

G.6 Розрахунок поздовжньої граничної сили за підвищених температур

(1) Відповідно до G.1(4) розрахункове значення пластичного опору поздовжньому стиску та ефективна жорсткість на згин поперечного перерізу під час пожежі визначені за формулою:

(2) The geometrical average u of the axis distances u_1 and u_2 is obtained from:

$$(G.14)$$

where:

u_1 is the axis distance from the outer reinforcing bar to the inner flange edge [mm]

u_2 is the axis distance from the outer reinforcing bar to the concrete surface [mm]

Note: If $(u_1 - u_2) > 10$ mm, then $u = \sqrt{u_2(u_2 + 10)}$, or $(u_2 - u_1) > 10$ mm, then $u = \sqrt{u_1(u_1 + 10)}$.

(3) The design value of the plastic resistance to axial compression and the flexural stiffness of the reinforcing bars in the fire situation are obtained from:

$$(G.15)$$

$$(G.16)$$

G.6 Calculation of the axial buckling load at elevated temperatures

(1) According to (4) of G.1, the design value of the plastic resistance to axial compression and the effective flexural stiffness of the cross-section in the fire situation are determined from:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + \quad (G.17)$$

$$+ N_{fi,pl,Rd,s} + N_{fi,pl,Rd,c} \\ (EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \quad (G.18) \\ + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z}$$

де $\varphi_{i,\theta}$ - коефіцієнт зменшення залежно від впливу теплових напружень. Значення $\varphi_{i,\theta}$ дані в таблиці G.7.

where $\varphi_{i,\theta}$ is a reduction coefficient depending on the effect of thermal stresses. The values of $\varphi_{i,\theta}$ are given in Table G.7.

Таблиця G.7 - Коефіцієнт зменшення жорсткості на згин

Table G.7: Reduction coefficients for bending stiffness

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

(2) Гранична сила Ейлера для поздовжнього згину або граничне навантаження визначають за формулою:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / l_{\theta}^2,$$

де l_{θ} - гранична довжина колони під час пожежі.

(2) The Euler buckling load or elastic critical load follows by:

$$(G.19)$$

where:

l_{θ} is the buckling length of the column in the fire situation.

(3) Співвідношення для визначення гнучкості:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}}$$

де $N_{fi,pl,R}$ - значення $N_{fi,pl,Rd}$ згідно з (1), якщо коефіцієнти $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ та $\gamma_{M,fi,s}$ дорівнюють 1,0.

(3) The non-dimensional slenderness ratio is obtained from:

$$(G.20)$$

where:

$N_{fi,pl,R}$ is the value of $N_{fi,pl,Rd}$ according to (1) when the factors $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ and $\gamma_{M,fi,s}$ are taken as 1,0.

(4) Використовуючи $\bar{\lambda}_{\theta}$ та криву поздовжнього згину c згідно з EN 1993-1-1, можна визначити коефіцієнт зменшення χ_z та розрахункове поздовжнє навантаження для поздовжнього згину під час пожежі визначається за формулою:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd},$$

$$(G.21)$$

(5) Розрахункові значення несучої здатності елементів при поздовжньому стиску або розрахункові граничні навантаження $N_{fi,Rd,z}$ наведені на рисунках G.2 та G.3, залежно від граничної довжини l_{θ} для профілів серії HEA та марки сталі S355, класу бетону C40/50, класу арматури S500 та нормованої вогнестійкості R60, R90 та R120.

(4) Using $\bar{\lambda}_{\theta}$ and the buckling curve c of EN 1993-1-1, the reduction coefficient χ_z may be calculated and the design axial buckling load in the fire situation is obtained from:

(5) The design values of the resistance of members in axial compression or the design axial buckling loads $N_{fi,Rd,z}$ are shown in Figures G.2 and G.3 as a function of the buckling length l_{θ} for the profile series HEA and the material grades S355 of the steel profile, C40/50 of the concrete, S500 of the reinforcing bars and for the standard fire resistance classes R60, R90 and R120.

Дані розрахункові криві базуються на коефіцієнтах надійності для матеріалів $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,s} = 1,0$.

G.7 Позацентричний стиск

(1) Для колони, до якої прикладене навантаження з ексцентриситетом δ , розрахункове навантаження при поздовжньому згині, $N_{fi,Rd,\delta}$, можна визначити за:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} (N_{Rd,\delta} / N_{Rd}),$$

де N_{Rd} та $N_{Rd,\delta}$ – поздовжнє навантаження при поздовжньому згині та граничне навантаження з ексцентриситетом згідно EN 1994-1-1, при проектуванні за нормальної температури.

(2) Точка прикладання навантаження з ексцентриситетом знаходиться в межах поперечного перерізу колони.

G.8 Сфера застосування

(1) Дана розрахункова модель може застосовуватися лише за таких умов: reinforcing bars and for the standard fire resistance classes R60, R90 and R120.

гранична довжина $l_{\theta} \leq 13,5b$,
buckling length

230 мм \leq висота поперечного перерізу $h \leq 1100$ мм,
height of cross section

230 мм \leq ширина поперечного перерізу $b \leq 500$ мм,
width of cross section

1 % \leq відсоток армування ≤ 6 %,
percentage of reinforcing steel

нормована межа вогнестійкості ≤ 120 хв
standard fire resistance

(2) Додатково до (1) мінімальний розмір поперечного перерізу b та h має бути обмежено 300 мм для меж вогнестійкості R90 та R120.

(3) Для даної розрахункової моделі максимальна гранична довжина l_{θ} має бути обмежена значенням $10b$ у таких випадках:

- для R60, якщо $230 \text{ мм} \leq b < 300 \text{ мм}$ або якщо $h/b > 3$ та
- для R90, та R 120 мм, якщо $h/b > 3$.

These design graphs are based on the partial material safety factors $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,s} = 1,0$.

G.7 Eccentricity of loading

(1) For a column submitted to a load with an eccentricity δ , the design buckling load $N_{fi,Rd,\delta}$ may be obtained from:

$$(G.22)$$

where:

N_{Rd} and $N_{Rd,\delta}$ represent the axial buckling load and the buckling load in case of an eccentric load calculated according to EN 1994-1-1, for normal temperature design.

(2) The application point of the eccentric load remains inside the composite cross-section of the column.

G.8 Field of application

(1) This calculation model may only be applied in the following conditions:

maximum buckling length $l_{\theta} \leq 13,5b$

230 mm \leq height of cross section $h \leq 1100$ mm

230 mm \leq width of cross section $b \leq 500$ mm

percentage of reinforcing steel $1\% \leq \leq 6\%$

standard fire resistance ≤ 120 h

(2) In addition to (1), the minimum cross-section size b and h should be limited to 300 mm for the fire classes R90 and R120.

(3) For this calculation model the maximum buckling length l_{θ} should be limited to $10b$ in the following situations:

- for R60, if $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$ or if $h/b > 3$ and
- for R90 and R120, if $h/b > 3$.

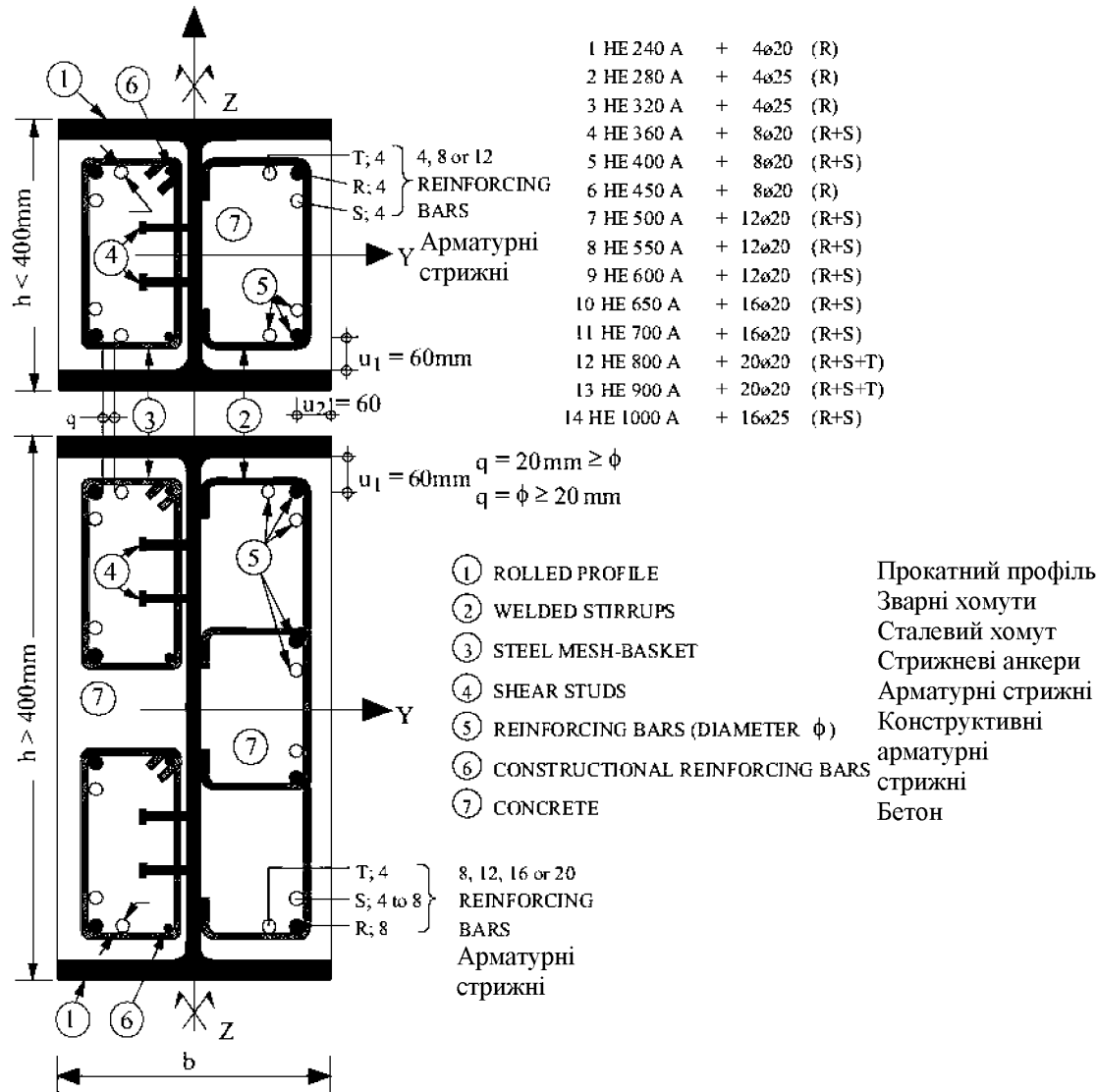


Рисунок G.2: Характеристики для визначення міцності за поздовжнього згину сталевих профілів з частковим облицюванням
 Figure G.2: Parameters for buckling resistance of partially encased steel sections

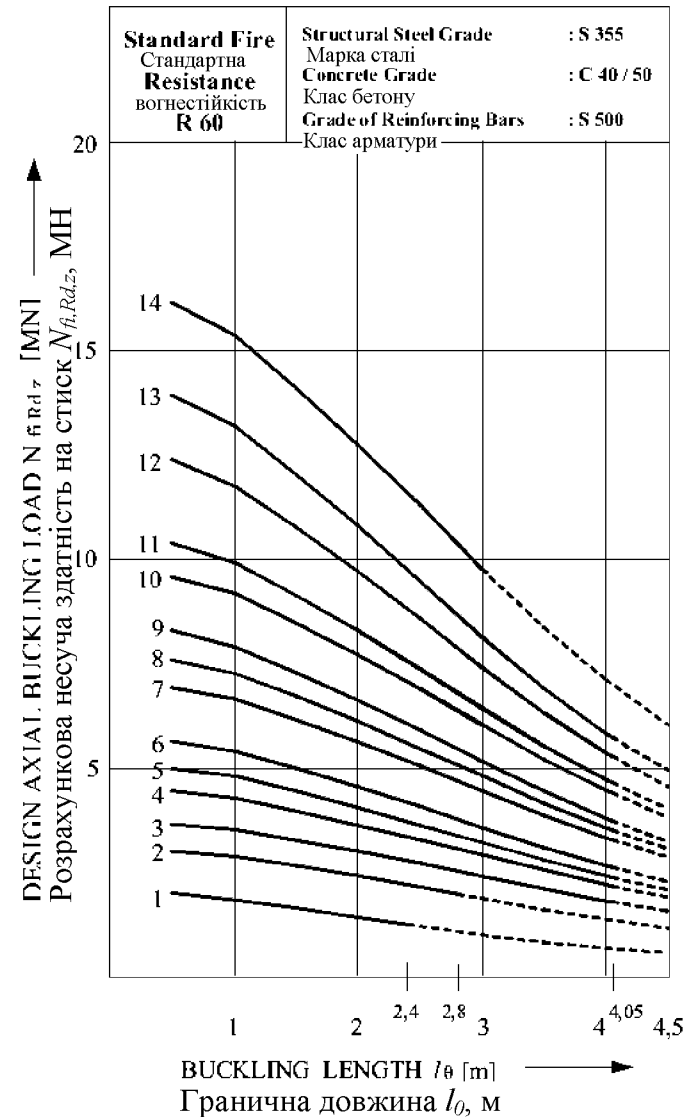


Рисунок G.3.a: Критичні навантаження для частково облицьованих сталевих профілів для значення межі вогнестійкості R60
 Figure G.3.a: Buckling loads of partially encased steel sections for R60

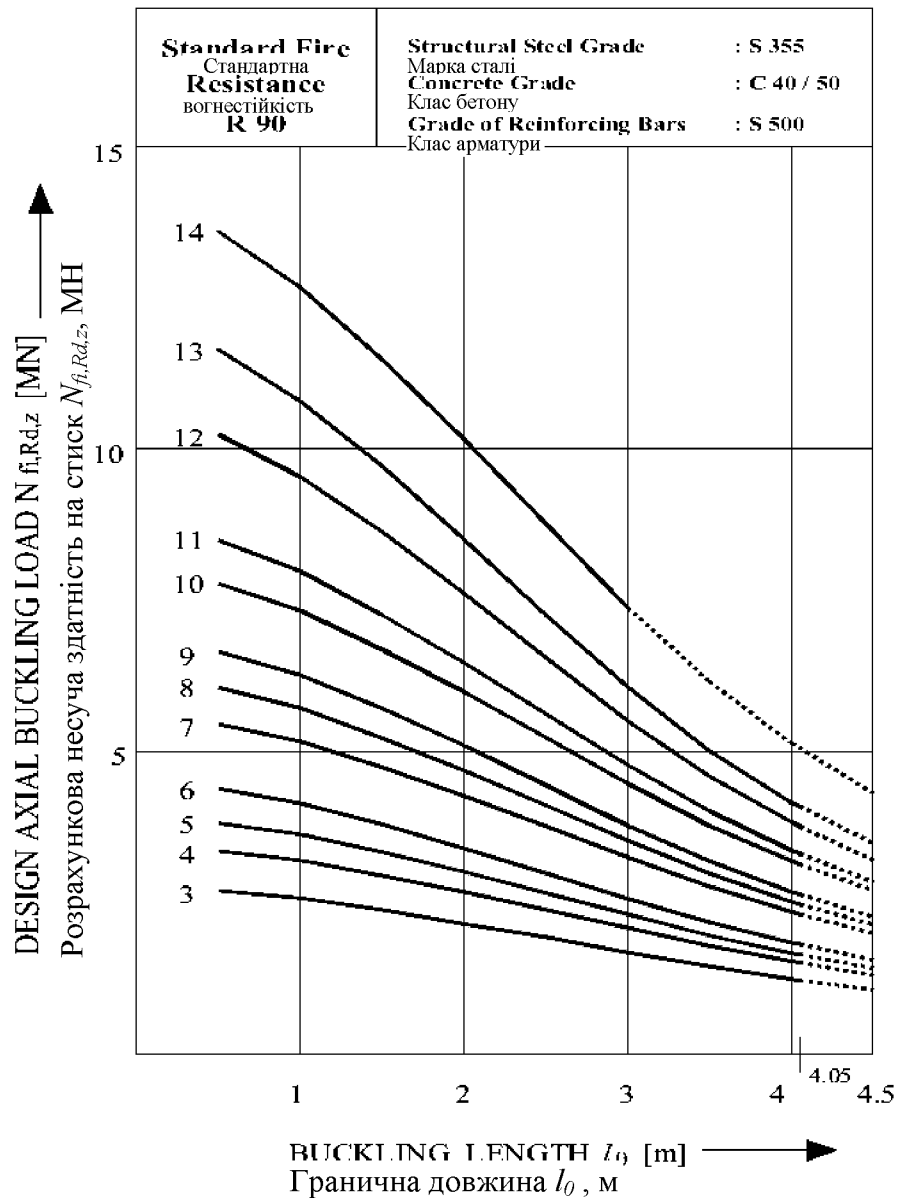


Рисунок G.3.b: Критичні навантаження для частково облицьованих сталевих профілів для значення межі вогнестійкості R90

Figure G.3.b: Buckling loads of partially encased steel sections for R90

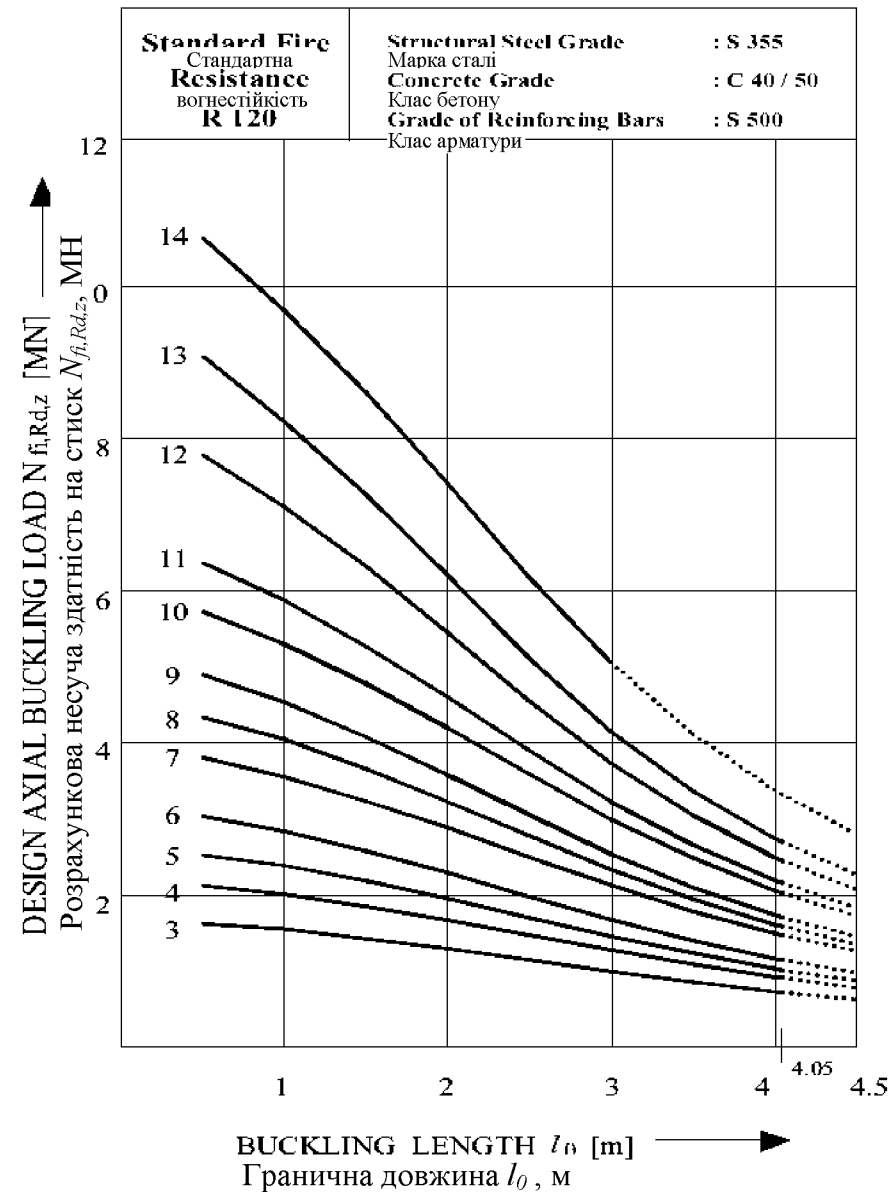


Рисунок G.3.c: Критичні навантаження для частково облицьованих сталевих профілів для значення межі вогнестійкості R120

Figure G.3.c: Buckling loads of partially encased steel sections for R120

Додаток Н (довідковий)

Спрощена розрахункова модель для трубобетонних конструкцій, що зазнають вогневого впливу по периметру перерізу за стандартним температурним режимом

Н.1 Вступ

(1) Розрахункова модель для визначення розрахункової несучої здатності трубобетонних конструкцій за поздовжнього стиску під час пожежі складається з двох незалежних етапів:

- визначення температурного поля у поперечному перерізі після вогневого впливу певної тривалості;

- визначення розрахункового граничного поздовжнього навантаження за поздовжнього згину $N_{fi,Rd}$ для температурного поля, визначеного вище.

Н.2 Розподіл температури

(1) Розподіл температури має визначитися відповідно до розділу 4.4.2.

(2) При визначенні розподілу температури температурним опором між сталеву стінкою та бетоном можна знехтувати.

Н.3 Розрахункове поздовжнє граничне навантаження, що спричиняє втрату стійкості за підвищених температур

(1) Розрахункове поздовжнє граничне навантаження $N_{fi,Rd}$, що спричиняє втрату стійкості, для трубобетонних конструкцій можна визначити за формулою:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}, \text{ де}$$

$$N_{fi,cr} = \pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s] / \ell_\theta^2, \text{ та}$$
$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s},$$

та де $N_{fi,cr}$ – граничне навантаження або гранична сила Ейлера;

$N_{fi,pl,Rd}$ – розрахункове значення пластичного опору поздовжньому стиску цілого поперечного перерізу;

ℓ_θ - гранична довжина під час пожежі;

Annex H [informative]

Simple calculation model for concrete filled hollow sections exposed to fire all around the column according to the standard temperature-time curve.

H.1 Introduction

(1) The calculation model to determine the design value of the resistance of a concrete filled hollow section column in axial compression and in the fire situation, is divided in two independent steps:

- calculation of the field of temperature in the composite cross-section after a given duration of fire exposure and

- calculation of the design axial buckling load $N_{fi,Rd}$ for the field of temperature previously obtained.

H.2 Temperature distribution

(1) The temperature distribution shall be calculated in accordance with 4.4.2.

(2) In calculating the temperature distribution, the thermal resistance between the steel wall and the concrete may be neglected.

H.3 Design axial buckling load at elevated temperature

(1) For concrete filled hollow sections, the design axial buckling load $N_{fi,Rd}$ may be obtained from:

where: (H.1)

and (H.2)

and where (H.3)

$N_{fi,cr}$ is the elastic critical or Euler buckling load,

$N_{fi,pl,Rd}$ is the design value of the plastic resistance to axial compression of the total cross-section,

ℓ_θ is the buckling length in the fire situation,

$E_{i,\theta,\sigma}$ – тангенціальний модуль пружності для співвідношення “напруження-деформації” матеріалу i за температури θ та напруженні $\sigma_{i,\theta}$, (таблиця 3.1 та рисунок 3.2);

I_i – момент інерції площі матеріалу i відносно центральної осі y або z поперечного перерізу;

A_i – площа поперечного перерізу матеріалу i ;

$\sigma_{i,\theta}$ – напруження в матеріалі i за температури θ .

(2) $E_{i,\theta,\sigma}I_i$ та $A_i \cdot \sigma_{i,\theta}$ розраховані як сума всіх елементарних частин $dydz$ температурою θ після пожежі тривалістю t .

(3) Значення $E_{i,\theta,\sigma}$ та $\sigma_{i,\theta}$ для використання узгоджуються з:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon$$

де ε – поздовжня деформація колони;

ε_i – поздовжня деформація матеріалу i поперечного перерізу.

(4) Значення розрахункових поздовжніх граничних навантажень $N_{fi,Rd}$ можуть бути дані у розрахункових кривих, наведених на рисунках Н.3 та Н.4, залежно від відповідних фізичних параметрів.

Примітка. Звичайна методика застосовується для поетапного збільшення деформацій. Зі збільшенням деформацій, $E_{i,\theta,\sigma}$ та $N_{fi,cr}$ знижуються, а $\sigma_{i,\theta}$ та $N_{fi,pl,Rd}$ збільшуються. Рівень деформації визначається, якщо $N_{fi,cr}$ дорівнює $N_{fi,pl,Rd}$, а умова (1) виконана.

Н.4 Ексцентриситет навантаження

(1) Ці правила застосовуються за умови, що під час пожежі співвідношення між згинальним моментом та поздовжньою силою $M/N = \delta$ не перевищує 0,5 b або d поперечного перерізу.

(2) Для ексцентриситету навантаження δ еквівалентне осьове навантаження N_{equ} , що використовується разом з розрахунковими графіками осьового навантаження під час пожежі, може бути визначено за:

$$N_{equ} = N_{fi,Sd} / (\varphi_s \cdot \varphi_\delta),$$

$E_{i,\theta,\sigma}$ is the tangent modulus of the stress-strain relationship for the material i at temperature θ and for a stress $\sigma_{i,\theta}$, (see Table 3.1 and Figure 3.2)

I_i is the second moment of area of the material i , related to the central axis y or z of the composite cross-section,

A_i is the cross-section area of material i ,

$\sigma_{i,\theta}$ is the stress in material i , at the temperature θ .

(2) $E_{i,\theta,\sigma}I_i$ and $A_i \cdot \sigma_{i,\theta}$ are calculated as a summation of all elementary elements $dydz$ having the temperature θ after a fire duration t .

(3) The values of $E_{i,\theta,\sigma}$ and $\sigma_{i,\theta}$ to be used comply with:

$$(H.4)$$

where:

ε is the axial strain of the column and

ε_i is the axial strain of the material i of the cross-section.

(4) The design axial buckling loads $N_{fi,Rd}$ may be given in design graphs, like those of Figures H.3 and H.4, in function of the relevant physical parameters.

NOTE: The normal procedure is to increase the strain in steps. As the strain increases, $E_{i,\theta,\sigma}$ and $N_{fi,cr}$ decrease and $\sigma_{i,\theta}$ and $N_{fi,pl,Rd}$ increase. The level of strain is found where $N_{fi,cr}$ and $N_{fi,pl,Rd}$ are equal and the condition in (1) is satisfied.

Н.4 Eccentricity of loading

(1) The following rules are applicable provided that, in the fire situation, the ratio between bending moment and axial force, $M/N = \delta$, does not exceed 0,5 times the size b or d of the cross-section.

(2) For a load eccentricity δ , the equivalent axial load N_{equ} to be used in connection with the axial load design graphs in the fire situation may be obtained from:

$$(H.5)$$

де φ_s – дано на рисунку Н.1 та φ_δ - на рисунку Н.2;

b – розмір квадратного перерізу;

d – діаметр круглого перерізу;

δ – ексцентриситет навантаження.

where:

φ_s is given by Figure H.1 and φ_δ by Figure H.2.

b is the size of a square section,

d is the diameter of a circular section,

δ is the eccentricity of the load.

Н.5 Область застосування

(1) Дана розрахункова модель може застосовуватися лише для квадратних або круглих перерізів за таких умов:

Н.5 Field of application

(1) This calculation model may only be applied for square or circular sections in the following conditions:

гранична довжина $l_\theta \leq 4,5$ м,

buckling length

140мм \leq розмір b або діаметр d поперечного перерізу \leq 400 мм,

depth b or diameter d of cross-section

C20/25 \leq класи бетону \leq C40/50,

concrete grades

0 % \leq відсоток армування \leq 5 %,

percentage of reinforcing steel

Нормована межа вогнестійкості \leq 120 хв.

Standard fire resistance

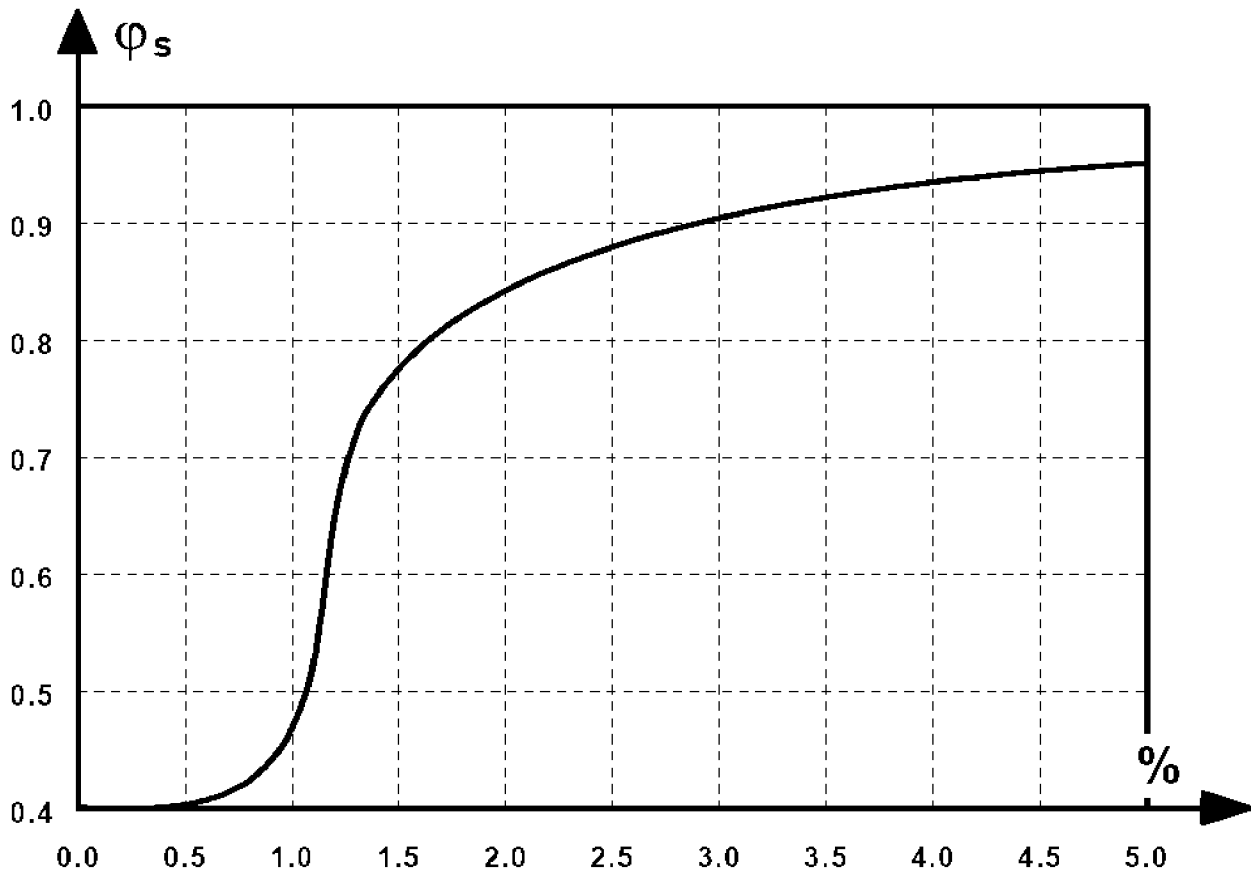


Рисунок Н.1: Залежність коефіцієнту корегування φ_s від відсотку армування

Figure H.1: Correction coefficient φ_s as a function of the percentage of reinforcement

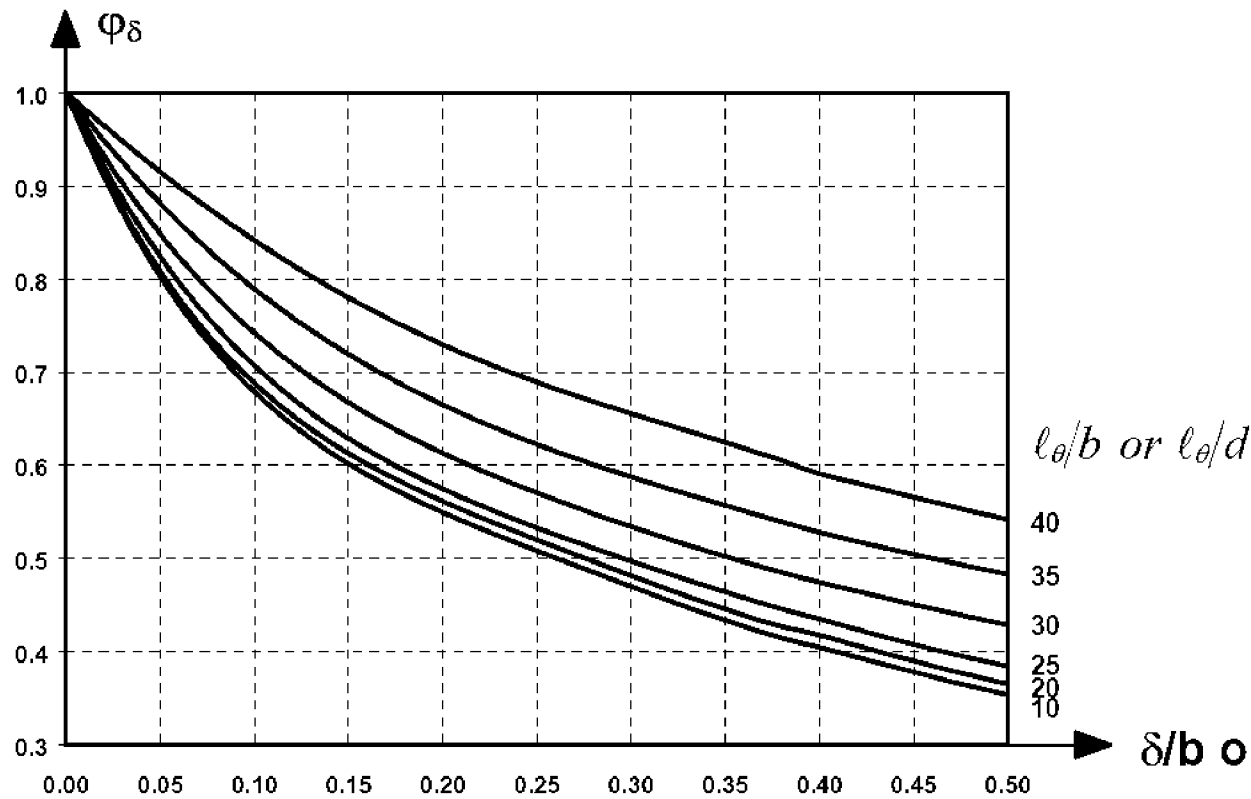


Рисунок Н.2: Залежність коефіцієнту корегування φ_δ від ексцентриситету δ

Figure H.2: Correction coefficient φ_δ as a function of the eccentricity δ

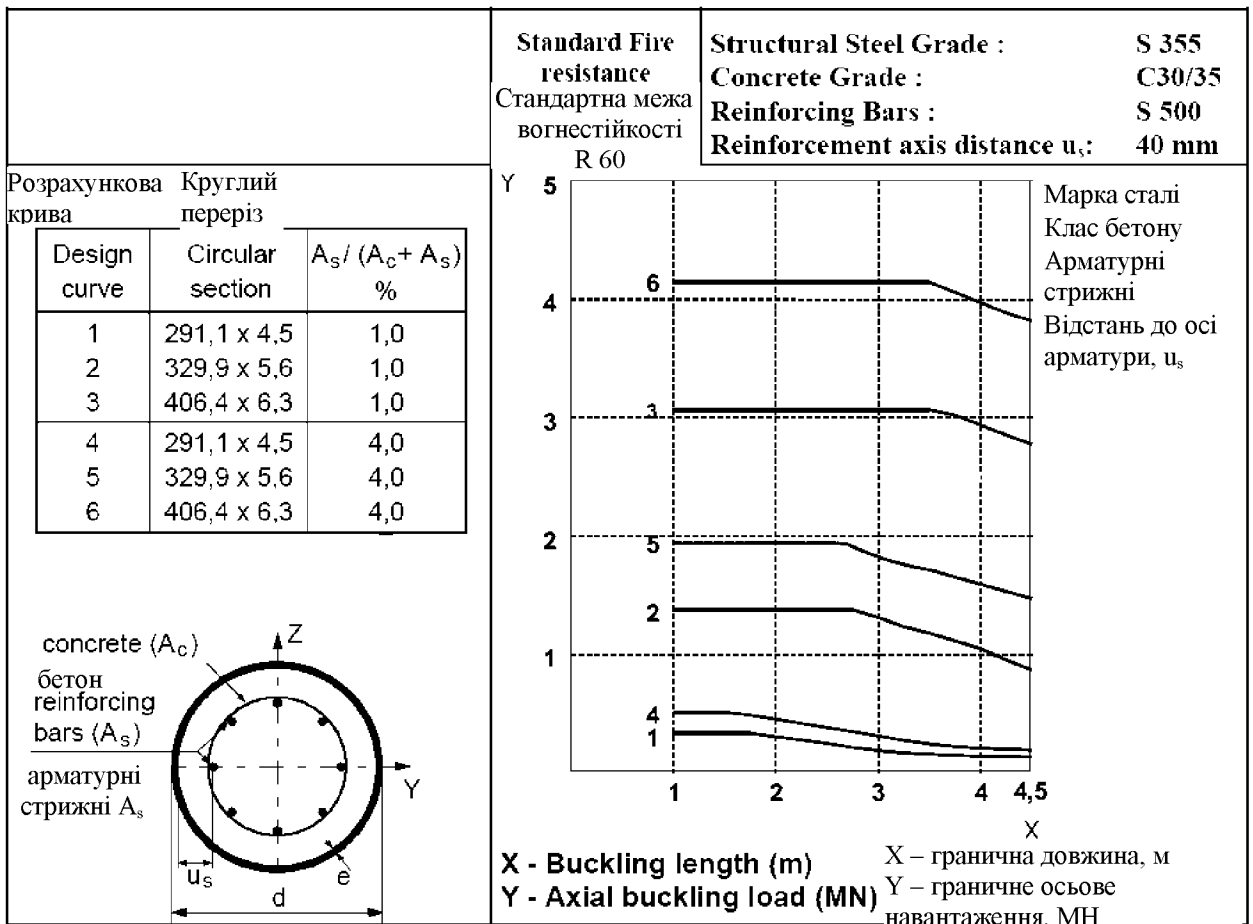
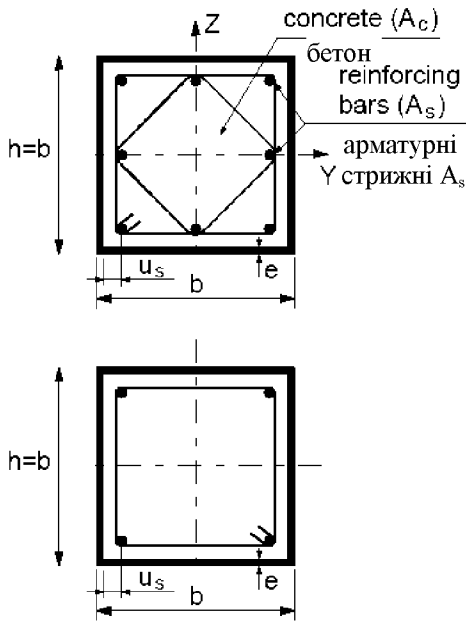


Рисунок Н.3: Приклад розрахункової діаграми для круглих пустотілих перерізів (R60)
 Figure H.3: Example of design graph for CIRCULAR HOLLOW SECTIONS (R60)

Розрахункова крива Квадратний переріз

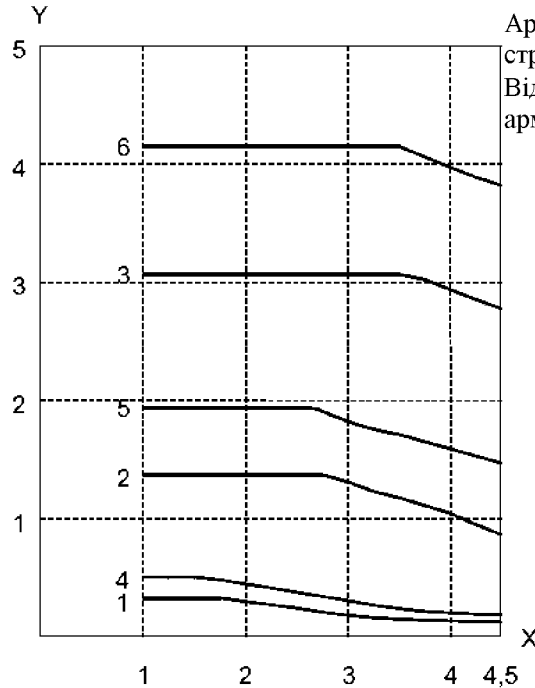
Design curve	Square section	$A_s / (A_c + A_s)$ %
1	200 x 6,3	1,0
2	300 x 7,1	1,0
3	400 x 10	1,0
4	200 x 6,3	4,0
5	300 x 7,1	4,0
6	400 x 10	4,0



Standard Fire resistance
Стандартна межа вогнестійкості
R 60

Structural Steel Grade : S 355
Concrete Grade : C30/35
Reinforcing Bars : S 500
Reinforcement axis distance u_s : 40 mm

Марка сталі
Клас бетону
Арматурні стрижні
Відстань до осі арматури, u_s



X - Buckling length (m) X – гранична довжина, м
Y - Axial buckling load (MN) Y – граничне осьове навантаження, МН

Рисунок Н.4: Приклад розрахункової діаграми для квадратних пустотілих перерізів (R90)
Figure H.4: Example of design graph for SQUARE HOLLOW SECTIONS (R90)

Додаток І
(довідковий)
Розроблення та оцінка
експериментальних моделей

I.1 Вступ

(1) Результати випробування можуть використовуватись для оцінки роботи конструкцій, підсистем або конструктивних систем в цілому під час пожежі, якщо вони отримані з проведених випробувань.

(2) Під час випробування можуть розглядати один з можливих теплових впливів відповідно до розділу 3 EN 1991-1-2.

(3) За результатами випробування можливо зробити загальну оцінку вогнестійкості конструктивної системи або її частини.

(4) Випробування враховують умови нагрівання під час пожежі та відповідні механічні впливи. Результатом випробувань є проміжок часу, протягом якого конструкція чинить опір спільному впливу вогню та статичного навантаження.

(5) Результати випробування уточнюють неповну інформацію стосовно однієї або кількох стадій вищезгаданих розрахункових моделей.

(6) Додаткова інформація стосується теплоізолювальної здатності плит, температурного поля в перерізі або типу руйнування елемента конструктивної системи.

(7) Випробування можуть проводитись лише щонайменше через 5 місяців після бетонування.

Annex I
[informative]
Planning and evaluation of experimental
models

I.1 Introduction

(1) Test results may be used to assess the fire behaviour of structural members, sub-assemblies or entire structures if they come from tests adequately performed.

(2) Tests may consider one of the possible thermal actions of section 3, of EN 1991-1-2.

(3) Test results may lead to a global assessment of the fire resistance of a structure or a part of it.

(4) Tests may take into account the heating conditions occurring in a fire and the adequate mechanical actions. The result is the time during which the structure maintains its resistance to the combined action of fire and static loads.

(5) Test results may lead to more accurate partial information concerning one or several stages of the aforementioned calculation models.

(6) Partial information may concern the thermal insulation of a slab, the field of temperature in a section, or the kind of failure of a structural element.

(7) Tests may only be carried out after a minimum of 5 months following concreting.

I.2 Випробування для оцінки в цілому

(1) Проектування дослідного зразка та прикладених механічних впливів відображає умови використання.

(2) Випробування, що проведені за режимами умовної пожежі відповідно до стандартів CEN, вважають такими, що відповідають вищезгаданому положенню.

(3) Отримані результати можуть використовуватись лише для визначених умов випробування та, якщо це має місце, для області застосування, узгодженої стандартами CEN.

I.3 Випробування для оцінки додаткової інформації

(1) Зразок для випробування розробляють відповідно до виду додаткової інформації, яку необхідно отримати.

(2) Умови випробувань відрізняють від умов використання елемента конструктивної системи, якщо це не впливає на додаткову інформацію, що буде отримана.

(3) Використання додаткової інформації, що отримана шляхом випробування, обмежується відповідними параметрами, які досліджуються під час випробування.

(4) Стосовно теплопереносу, результати є дійсними для того самого розміру поперечного перерізу елемента та тих самих умов нагрівання.

(5) Стосовно механізму руйнування, результати є дійсними для проектування однакових конструктивних систем або їх частин, однакових граничних умов та рівня навантаження.

(6) Результати випробувань, отримані згідно з вищезгаданими правилами, можуть використовуватись для уточнення відповідної інформації, що визначена за розрахунковими моделями у розділах 4.2, 4.3 та 4.4.

I.2 Test for global assessment

(1) The design of the tested specimen and the mechanical actions applied may reflect the conditions of use.

(2) Tests carried out on the basis of the conventional fire according to CEN standards may be considered to fulfil the aforementioned rule.

(3) The results obtained may only be used for the specific conditions of the test and, if any, for the field of application agreed by CEN standards.

I.3 Test for partial information

(1) The tested specimen may be designed according to the kind of partial information expected.

(2) Testing conditions may differ from the conditions of use of the structural member, if this has no influence on the partial information to be obtained.

(3) The use of the partial information obtained by testing is limited to the same relevant parameters as those studied during the test.

(4) Regarding heat transfer, results are valid for the same size of the element cross section and the same heating conditions.

(5) Regarding failure mechanism, results are valid for the same design of the structure, or part of it, the same boundary conditions and the same levels of loading.

(6) Test results obtained according to the aforementioned rules may be used to replace the appropriate information given by the calculation models of 4.2, 4.3 and 4.4.

Додаток НА
(довідковий)

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС,
посилання на які є в EN 1994-1-2:2005

Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ)	Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності
ДСТУ EN 10025-1:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 1. Загальні технічні умови постачання (EN 10025-1:2007, IDT)	EN 10025-1:2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 1: General technical delivery conditions	IDT
ДСТУ EN 10025-2:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 2. Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2004, IDT)	EN 10025-2:2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels	IDT
ДСТУ EN 10025-3:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 3. Технічні умови постачання зварюваних дрібно-зернистих конструкційних сталей, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT)	EN 10025-3:2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels	IDT
ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 4. Технічні умови постачання термомеханічно-оброблених зварюваних дрібнозернистих сталей (EN 10025-4:2007, IDT)	EN 10025-4:2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels	IDT
ДСТУ EN 10025-5:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 5. Технічні умови постачання конструкційних сталей з підвищеною тривкістю до атмосферної корозії (EN 10025-5:2004, IDT)	EN 10025-5:2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 5: Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance	IDT
ДСТУ EN 10025-6:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 6. Технічні умови постачання плоских виробів з конструкційної сталі з високою границею плинності в загартованому та відпущеному стані (EN 10025-6:2004, IDT)	EN 10025-6:2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 6: Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition	IDT
ДСТУ EN 10080:2009 Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь. Загальні вимоги (EN 10080:2005, IDT)	EN 10080:2005 Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel. General	IDT
ДСТУ EN 10210-1:2009 Профілі порожнисті гарячого оброблення з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 1. Технічні умови постачання (EN 10210-1:2006, IDT)	EN 10210-1:2006 Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels – Part 1: Technical delivery conditions	IDT

ДСТУ EN 10219-1:2009 Профілі порожнисті зварні холодного формування з неалюгованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій Частина 1. Технічні умови постачання (EN 10219-1:2006, IDT)	EN 10219-1:2006 Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels – Part 1: Technical delivery conditions	IDT
ДСТУ – Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)	EN 1990:2002 Eurocode: Basis of structural design	IDT
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1:2002, IDT)	EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.1: General Actions - Densities, selfweight and imposed loads	IDT
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)	EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.2: General Actions - Actions on structures exposed to fire	IDT
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-3:2003, IDT)	EN 1991-1-3:2003 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.3: General Actions - Actions on structures - Snow loads	IDT
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-4:2005, IDT)	EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.4: General Actions - Actions on structures - Wind loads	IDT
ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)	EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings	IDT
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)	EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings	IDT
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)	EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.2: Structural fire design	IDT
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. (EN 1994-1-1:2004, IDT)	EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings	IDT
Проект ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2. Загальні правила. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT)	EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.2: Structural fire design	IDT

EUROPEAN STANDARD

EN 1994-1-2:2005/AC

NORME EUROPÉENNE

July 2008

EUROPÄISCHE NORM

Juillet 2008

Juli 2008

ICS 91.080.10; 91.080.40; 91.010.30; 13.220.50

English version
Version Française
Deutsche Fassung

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2:
General rules - Structural fire design

Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes
acier-béton - Partie 1-2: Règles générales -
Calcul du comportement au feu

Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion
von Verbundtragwerken aus Stahl und
Beton - Teil 1-2: Allgemeine Regeln
Tragwerksbemessung für den Brandfall

This corrigendum becomes effective on 30 July 2008 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 30 juillet 2008 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 30. Juli 2008 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.

Європейський стандарт

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10

EN 1994-1-2:2005/AC

Липень 2008

Український переклад англomовної версії

Єврокод 4 - Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні
правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість

Технічна поправка набуває чинності з 30 липня 2008 р. зі включенням до версій EN
трьома офіційними мовами.

Сторінка 10

Національні додатки до EN 1994-1-2

Видалити “2.3(1)P” та замінити на “2.3 (1)P NOTE 1”.

Видалити “2.3(2)P” та замінити на “2.3 (2)P NOTE 1”.

Видалити “2.4.2(3)” та замінити на 2.4.2 (3) NOTE 1”.

Видалити “3.3.2(9)” та замінити на “3.3.2 (9) NOTE 1”.

Видалити “4.3.5.1(10)” та замінити на “4.3.5.1 (10) NOTE 1”.

Сторінка 14

1.2 Нормативні посилання

Видалити «ENV 13381-6 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 6: Захисне покриття колон з порожнистих листів, що заповнені бетоном»

та замінити на «ENV 13381-6 Методи випробування для визначеного підвищення вогнестійкості елементів конструкцій – Частина 6: Захисне покриття порожнистих сталевих колон, що заповнені бетоном»

Сторінка 61

4.3.5.1 Робота конструкції

(4) Видалити визначення $A_{i,\theta}$:

« $A_{i,\theta}$ - площа кожного елемента поперечного перерізу з температурою θ » та замінити на

« $A_{i,\theta}$ - площа кожного елемента поперечного перерізу ($i = a$ або c або s), що може перебувати під впливом пожежі.»

Сторінка 77

ДОДАТОК С (довідковий)

Співвідношення “напруження-деформації” із низхідною ділянкою нагрівання для бетону, що застосовують для реальних пожеж та використовують в уточнених розрахункових моделях

(3) Видалити формулу (С.3)

« $\varphi = 0,95 - [0,185(\theta_{\max} - 100)/200]$ »

та замінити на

« $\varphi = 1,0 - [0,235(\theta_{\max} - 100)/200]$ ».

Page 10

National Annexes for EN 1994-1-2

Delete “2.3(1)P” and replace with “2.3 (1)P NOTE 1”.

Delete “2.3(2)P” and replace with “2.3 (2)P NOTE 1”.

Delete “2.4.2(3)” and replace with “2.4.2 (3) NOTE 1”.

Delete “3.3.2(9)” and replace with “3.3.2 (9) NOTE 1”.

Delete “4.3.5.1(10)” and replace with “4.3.5.1 (10) NOTE 1”.

Page 14

1.2 Normative references

Delete: “ENV 13381-6 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow sheet columns”

and replace with: “ENV 13381-6 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow steel columns”.

Page 61

4.3.5.1 Structural behaviour

(4) Delete the definition of $A_{i,\theta}$:

“ $A_{i,\theta}$ is the area of each element of the cross-section to which is attributed a certain temperature θ .”

and replace with:

“ $A_{i,\theta}$ is the area of each element of the cross-section ($i = a$ or c or s), which may be affected by the fire”.

Page 77

Annex C [informative]

Concrete stress-strain relationships adapted to natural fires with a decreasing heating branch for use in advanced calculation models.

(3) Delete Equation (C.3)

“ $\varphi = 0,95 - [0,185(\theta_{\max} - 100)/200]$ ”

and replace with:

“ $\varphi = 1,0 - [0,235(\theta_{\max} - 100)/200]$ ”.

Сторінка 85

D.4 Розрахункова товщина плити

Видалити таблицю D.6 і заголовки

та замінити на:

«Таблиця D.6 – Мінімальна розрахункова товщина залежно від нормованої межі вогнестійкості

Нормована межа вогнестійкості Standard Fire Resistance	Мінімальна робоча товщина h_{eff} , мм Minimum effective thickness h_{eff} [mm]
I 30	$60 - h_3$
I 60	$80 - h_3$
I 90	$100 - h_3$
I 120	$120 - h_3$
I 180	$150 - h_3$
I 240	$175 - h_3$

»

Сторінка 88

E.2 Розрахунок несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{fj,Rd}$ на проміжній опорі (або в защемленні)

Видалити перший абзац E.2 (6) та формулу (E.8)

«(6) Значення стискальної сили F в критичному поперечному перерізі плити в прольоті відповідно до E.1(2) може бути таким:

$$F \leq N \times P_{fj,Rd} - T^- ,$$

та замінити на

«(6) Значення стискальної сили F^+ в критичному поперечному перерізі плити в прольоті відповідно до E.1(2) може бути таким:

$$F^+ \leq N \times P_{fj,Rd} - T^- ,$$

Page 85

D.4 Effective thickness of a composite slab

Delete Table D.6 and its title and replace with:

“Table D.6 - Minimum effective thickness as a function of the standard fire resistance

Minimum effective thickness h_{eff} [mm]
$60 - h_3$
$80 - h_3$
$100 - h_3$
$120 - h_3$
$150 - h_3$
$175 - h_3$

Page 88

E.2 Calculation of the hogging moment resistance $M_{fj,Rd}$ at an intermediate support (or at a restraining support)

Delete the 1st paragraph of E.2 (6) and Expression (E.8)

“(6) The value of the compressive force F in the slab, at the critical cross section within the span, see (2) of E.1, may be such as:

$$(E.8)''$$

and replace with:

“(6) The value of the compressive force F^+ in the slab, at the critical cross section within the span, see (2) of E.1, may be such as:

$$(E.8)''.$$

Код УКНД 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ключові слова: проектування, сталезалізобетонні конструкції, вогнестійкість, критична температура нагрівання бетону та сталі, температурні деформації, конструктивна система, стандартний температурний режим, пожежна безпека.

Перший заступник директора
ДП НДІБК з наукової роботи,
голова ТК 304

Ю. Немчинов

Науковий керівник,
завідувач лабораторії,
керівник ПК 2

В. Поклонський

Відповідальний виконавець,
науковий співробітник

О. Фесенко



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 4. ПРОЕКТУВАННЯ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 1-2. Загальні положення.
Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
(EN 1994-1-2:2005, IDT)**

**ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012
Зміна № 1**

Київ
Мінрегіон України
2014

ЄВРОКОД 4. ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
(EN 1994-1-2:2005, IDT)

- 1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій"; ТК 304 "Захист будівель і споруд"; Український науково-дослідний інститут цивільного захисту; Інститут технічної теплофізики НАН України; Академія пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля; Харківський національний університет будівництва і архітектури; Національний університет "Львівська політехніка"; Донбаська національна академія будівництва і архітектури; Варминсько-Мазурський університет (Польща); Державна служба України з надзвичайних ситуацій
- РОЗРОБНИКИ: **В. Байтала; П. Бакін; О. Гладишко; Б. Демчина**, д-р техн. наук; **С. Клованіч**, д-р техн. наук; **Х. Коник; В. Корсун**, д-р техн. наук; **П. Круковський**, д-р техн. наук; **Т. Мірошник; Ю. Немчинов**, д-р техн. наук; **Л. Нефедченко; С. Новак**, канд. техн. наук; **С. Поздєєв**, д-р техн. наук; **В. Поклонський**, канд. техн. наук (науковий керівник); **Р. Расюк; В. Сокол; В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **О. Фесенко**, канд. техн. наук; **С. Фомін**, д-р техн. наук; **Т. Шналь**, канд. техн. наук
- 2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Мінрегіону України від 27.12.2013 р. № 624, чинна з 2014-07-01
- 3 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

ТЕКСТ ЗМІНИ

1 Національний вступ доповнити положеннями такого змісту:

"Для забезпечення гармонізації нормативної бази України з нормативною базою Європейського Союзу встановлюється період одночасної дії будівельних норм, що розроблені на основі національних технологічних традицій, і будівельних норм, що гармонізовані з нормативними документами Європейського Союзу (або інших будівельних норм, кодів). Порядок застосування визначається постановою Кабінету Міністрів України від 23.05.2011 № 547 "Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу".

Період одночасної дії встановлюється з дати набрання чинності ДБН А.1.1-94:2010 "Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення" до втрати ним чинності або втрати чинності відповідними будівельними нормами, що розроблені на основі національних технологічних традицій.

Цей стандарт на території України слід застосовувати разом з параметрами, що встановлені на національному рівні, які наведені у додатку НБ.

Вимоги щодо застосування цього стандарту разом із Національним додатком встановлені у ДБН А.1.1-94:2010".

2 В змісті заголовок структурного елемента "Додаток НА Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1994-1-2:2005", замінити на "Додаток НА (довідковий) Перелік міжнародних (МС) і європейських (ЄС) стандартів, на які є посилання у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, та відповідних нормативних документів України (НД)".

3 "Зміст" доповнити заголовками структурних елементів "Додаток НБ Національний додаток до ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012" і "Додаток НВ Бібліографія".

4 "Додаток НА" викласти у новій редакції:

"ДОДАТОК НА
(довідковий)

**ПЕРЕЛІК МІЖНАРОДНИХ (МС) І ЄВРОПЕЙСЬКИХ СТАНДАРТІВ (ЄС), НА ЯКІ Є ПОСИЛАННЯ У ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012,
ТА ВІДПОВІДНИХ НОРМАТИВНИХ ДОКУМЕНТІВ УКРАЇНИ (НД)**

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
1	EN 1990:2002 Eurocode: Basis of structural design	ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)	1.2 Нормативні посилання	-
			1.3 Передумови	
			1.4 Відмінність між принципами та правилами застосування	-
			1.5 Визначення	-
			2.4.1(3) Загальні положення	-
			2.4.1(6) Загальні положення	-
			2.4.2(2) Аналіз конструкції	-
			2.4.2(3) Аналіз конструкції	-
2	EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.1: General Actions – Densities, self weight and imposed loads	ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1:2002, IDT)	1.2 Нормативні посилання	-
			2.4.2(3) Аналіз конструкції Примітка 2	-
3	EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.2: General Actions – Actions on structures exposed to fire	ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)	1.1(1) Сфера застосування	-
			1.1(4) Сфера застосування	-
			1.2 Нормативні посилання	-
			1.3 Передумови	-
			1.5 Визначення	-
			2.1.1 (2) Основні вимоги Примітка 1	-
			2.1.2 Номінальний вогневий вплив	-

Продовження додатка НА

№ з/п	Познака МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Познака НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
			2.2 Впливи	-
			2.4.1(2) Загальні положення	-
			2.4.2 (1) Аналіз конструкції	-
			2.4.2 (3) Аналіз конструкції	-
			2.4.3 (1) Аналіз частини конструктивної системи	-
			3.2.1(7) Міцність та деформаційні властивості конструкційної сталі	-
			3.2.3(4) Арматура	-
			4.1 (8) Вступ	-
			4.3.4.2.2 (3) Нагрівання поперечного перерізу	-
			4.4.2(2)Р Теплова реакція	-
			I.1(2) Вступ	-
4	EN 1991-1-3:2006 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.3: General Actions – Actions on structures – Snow loads	ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1993-1-3:2006, IDT)	1.2 Нормативні посилання	-
5	EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1.4: General Actions – Actions on structures – Wind loads	ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-4:2005, IDT)	1.2 Нормативні посилання	-

Продовження додатка НА

№ з/п	Познака МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Познака НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
6	EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings	ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
			3.1(4) Загальні положення	–
			Таблиця 4.2 Примітка	–
			4.2.3.2(4) Колони зі сталевих профілів, взятих у бетонну обойму	–
			4.3.4.3.4(3) Несуча здатність опорного перерізу на згин $M_{f,Rd}$	–
			5.1(5) Вступ	–
7	EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: Structural fire design	ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT)	1.1(16) Сфера застосування Примітка	–
			1.2 Нормативні посилання	–
			2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів	–
			3.2.2(2)Р Міцність та деформаційні властивості бетону	–
			3.2.2(6) Міцність та деформаційні властивості бетону	–
			3.2.2(9) Міцність та деформаційні властивості бетону	–
			3.2.3(3) Арматура	–
			3.3.2 (1) Звичайний бетон Примітка	–
			3.4(2) Густина	–
			4.1(14) Вступ	–
4.2.3.4(1) Труробетонні колони Примітка 1	–			

Продовження додатка НА

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
			4.3.1(6) Загальні правила для плит та балок	-
			4.3.5.1(10) Робота конструкції Примітка 2	-
8	EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings	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)	1.2 Нормативні посилання	-
			3.1(5) Загальні положення	-
			4.3.1(3) Загальні правила для плит та балок	-
			4.3.5.1(2) Робота конструкції	-
			G.6.(4) Розрахунок поздовжньої граничної сили за підвищених температур	-
9	EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.2: Structural fire design	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)	1.2 Нормативні посилання	-
			2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів	-
			4.3.4.1.2(3) Несуча здатність поперечних перерізів балок на згин	-
			4.3.4.1.3(1)Р Опір поперечній силі перерізів балок	-
			4.3.4.2.2(13) Нагрівання поперечного перерізу	-
			4.3.5.1(10) Робота конструкції Примітка 2	-
			5.4.1(2) Загальні положення Примітка	-

Продовження додатка НА

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
			Е.2(7) Розрахунок несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{f,Rd}$ на проміжній опорі (або в защемленні) Примітка	-
			Е.3(4) Місцева стійкість на опорах	-
10	EN 1993-1-5:2006 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements	ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2006, IDT)	1.2 Нормативні посилання	-
			Е.2(8) Розрахунок несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{f,Rd}$ на проміжній опорі (або в защемленні)	-
11	EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings	ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT)	1.1 Сфера застосування	-
			1.2 Нормативні посилання	-
			1.6 Позначки	-
			2.3(1)Р Розрахункові значення властивостей матеріалів	-
			4.1(7)Р Вступ	-
			4.1(13) Вступ	-
			4.2.2(3) Балки зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням	-
			4.2.3.2(3) Колони зі сталевих профілів, взятих у бетонну обойму Примітка	-
			4.2.3.2(4) Колони зі сталевих профілів, взятих у бетонну обойму	-
			Таблиця 4.6 Примітка	-
4.3.1(6) Загальні правила для плит та балок	-			

Продовження додатка НА

№ з/п	Познака МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Познака НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
			4.3.2(5) Незахищені плити (без захисного покриття)	-
			4.3.4.1.1(1)Р Загальні положення Примітка	-
			4.3.4.1.2(2) Несуча здатність поперечних перерізів балок на згин	-
			4.3.4.1.5(4)Р Опір поздовжньому зсуву	-
			4.3.4.2.5(1) Перевірка опору стрижневих анкерів на зсув	-
			4.3.4.3.3(1) Несуча здатність прольотного перерізу на згин $M_{f,Rd}$	-
			4.3.5.1(1)Р Робота конструкції Примітка	-
			4.3.5.1(8) Робота конструкції	-
			5.3.1(3) Колони зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням	-
			E.2(1) Розрахунок несучої здатності опорного перерізу на згин $M_{f,Rd}$ на проміжній опорі (або в защемленні)	-
			E.4(1) Розрахункове значення поперечної сили	-
			G.7(1) Позацентровий стиск	-
12	EN 10025-1 Hot-rolled products of structural steels – Part 1: General technical delivery conditions	ДСТУ EN 10025-1:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 1. Загальні технічні умови постачання (EN 10025-1:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	-
			1.1(12)Р Сфера застосування	-

Продовження додатка НА

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
13	EN 10025-2 Hot-rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels	ДСТУ EN 10025-2:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 2. Технічні умови постачання нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
14	EN 10025-3 Hot-rolled products of structural steels – Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels	ДСТУ EN 10025-3:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 3. Технічні умови постачання зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
15	EN 10025-4 Hot-rolled products of structural steels – Part 4: Technical delivery conditions for thermo-mechanical rolled weldable fine grain structural steels	ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 4. Технічні умови постачання термомеханічно-оброблених зварюваних дрібнозернистих сталей (EN 10025-4:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
16	EN 10025-5 Hot-rolled products of structural steels – Part 5: Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance	ДСТУ EN 10025-5:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 5. Технічні умови постачання конструкційних сталей з підвищеною тривкістю до атмосферної корозії (EN 10025-5:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–

Продовження додатка НА

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
17	EN 10025-6 Hot-rolled products of structural steels – Part 6: Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition	ДСТУ EN 10025-6:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 6. Технічні умови постачання плоских виробів з конструкційної сталі з високою границею плинності в загартованому та відпущеному стані (EN 10025-6:2004, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
18	EN 10080 Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel. General	ДСТУ EN 10080:2009 Сталь для армування бетону. Зварювальна арматурна сталь. Загальні вимоги (EN 10080:2005, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
19	EN 10210-1 Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels – Part 1: Technical delivery conditions	ДСТУ EN 10210-1:2009 Профілі порожнисті гарячого оброблення з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 1. Технічні умови постачання (EN 10210-1:2006, IDT)	1.2 Нормативні посилання	–
			1.1(12)Р Сфера застосування	–
20	EN 10219-1 Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels – Part 1: Technical delivery conditions	ДСТУ EN 10219-1:2009 Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій Частина 1. Технічні умови постачання (EN 10219-1:2006, IDT)	1.1(12)Р Сфера застосування	–
			1.2 Нормативні посилання	–
21	EN 1365-1 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 1: Walls	–	1.2 Нормативні посилання	ДСТУ Б В.1.1-19:2007 Захист від пожежі. Несучі стіни. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-1:1999, MOD)

Продовження додатка НА

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
22	EN 1365-2 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 2: Floors and roofs	–	1.2 Нормативні посилання	ДСТУ Б В. 1.1-20:2007 Захист від пожежі. Перекриття та покриття. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-2:1999, NEQ)
23	EN 1365-3 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 3: Beams	–	1.2 Нормативні посилання	ДСТУ Б В.1.1-13:2007 Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-3:1999, NEQ)
24	EN 1365-4 Fire resistance tests for loadbearing elements – Part 4: Columns	–	1.2 Нормативні посилання	ДСТУ Б В.1.1-14:2007 Захист від пожежі. Колони. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-4:1999, NEQ)
25	ENV 13381-1 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 1: Horizontal protective membranes	–	1.2 Нормативні посилання	–
			3.3.4(1)Р Вогнезахисні матеріали	–
26	ENV 13381-2 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 2: Vertical protective membranes	–	1.2 Нормативні посилання	–
			3.3.4(1)Р Вогнезахисні матеріали	
			4.3.5.4(2) Захищені трубобетонні конструкції	
			4.3.3(2) Захищені плити (із захисним покриттям)	

№ з/п	Позначка МС або ЄС, наведених у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012	Позначка НД, який відповідає МС або ЄС	№ з/п у тексті ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, де є нормативні посилання	Інформація про нормативні акти та нормативні документи у відповідній сфері
27	ENV 13381-3 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 3: Applied protection to concrete members	–	1.2 Нормативні посилання	ДСТУ Б В. 1.1-30:2012 Захист від пожежі. Покриття вогнезахисні для будівельних несучих залізобетонних конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності (ENV 13381-3:2002, MOD)
28	ENV 13381-4 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 4: Applied protection to steel members	–	1.2 Нормативні посилання	ДСТУ Б В.1.1-17:2007 Захист від пожежі. Вогнезахисні покриття для будівельних несучих металевих конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності (ENV 13381-4:2002, NEQ)
29	ENV 13381-5 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 5: Applied protection to concrete/profiled sheet composite members	–	1.2 Нормативні посилання	–
			3.3.4(1)Р Вогнезахисні матеріали	–
			4.2.2(8) Балки зі сталевих профілів з частковим бетонним облицюванням	–
			4.3.3(2) Захищені плити (із захисним покриттям)	–
			4.3.3(3) Захищені плити (із захисним покриттям)	–
30	ENV 13381-6 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow steel columns	–	1.2 Нормативні посилання	–
			3.3.4(1)Р Вогнезахисні матеріали	
			4.3.5.4(2) Захищені труробетонні конструкції	

5 Після структурного елемента "Додаток НА" національний стандарт доповнити структурним елементом "Додаток НБ":

"ДОДАТОК НБ
(обов'язковий)

НАЦІОНАЛЬНИЙ ДОДАТОК ДО ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012

**НБ.1 ПАРАМЕТРИ, ЩО ЗАЛИШИЛИСЯ ВІДКРИТИМИ В ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012
ДЛЯ НАЦІОНАЛЬНОГО ВИБОРУ**

Національний вибір дозволяється в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012 через положення, які наведені в таблиці НБ.1.

Таблиця НБ.1

№ з/п	Пункт	Короткий опис параметра, який дозволено визначати на національному рівні
1	1.1(16) Примітка	Щодо застосування класів бетону вище C50/60
2	2.1.3(2) Примітка	Значення $\Delta\theta_1$ і $\Delta\theta_2$
3	2.3(1)Р Примітка 1	Значення коефіцієнтів $\gamma_{M,fl,a}$; $\gamma_{M,fl,s}$; $\gamma_{M,fl,c}$; $\gamma_{M,fl,v}$
4	2.3(2)Р Примітка 1	Значення коефіцієнта $\gamma_{M,fl}$
5	2.4.2(3) Примітка 1	Значення коефіцієнтів γ_G і γ_Q
6	3.3.2(9) Примітка 1	Значення теплопровідності λ_c
7	4.1(1)Р Примітка	Використання уточнених розрахункових моделей
8	4.3.5.1(10), Примітка 1	Значення L_{ei} і L_{et}

НБ.2 ПАРАМЕТРИ, ЩО ВИЗНАЧЕНІ НА НАЦІОНАЛЬНОМУ РІВНІ

НБ.2.1 Щодо застосування класів бетону вище C50/60

До пункту 1.1(16) Примітка

Використання бетону класу вище C50/60 у практиці проектування та будівництва можливе за умови виконання експериментальних досліджень, виконаних базовою організацією з науково-технічної діяльності згідно з затвердженою профільним міністерством програмою [2].

НБ.2.2 Значення $\Delta\theta_1$ і $\Delta\theta_2$

До пункту 2.1.3(2) Примітка

Положення цього пункту прийняті без змін.

НБ.2.3 Значення коефіцієнтів $\gamma_{M,fl,a}$; $\gamma_{M,fl,s}$; $\gamma_{M,fl,c}$; $\gamma_{M,fl,v}$

До пункту 2.3(1)Р Примітка 1

Положення цього пункту прийняті без змін.

НБ.2.4 Значення коефіцієнта $\gamma_{M,fl}$

До пункту 2.3(2)Р Примітка 1

Положення цього пункту прийняті без змін.

НБ.2.5 Значення коефіцієнтів γ_G і γ_Q

До пункту 2.4.2(3) Примітка 1

Положення цього пункту прийняті без змін.

НБ.2.6 Значення теплопровідності λ_c

До пункту 3.3.2(9) Примітка 1

Значення теплопровідності бетону визначається по верхній межі теплопровідності, наведеній у 3.3.2(10). Допускається за наявності відповідного обґрунтування приймати інші значення теплопровідності бетону, які мають бути у діапазоні між нижньою та верхньою межами теплопровідності, наведеними в 3.3.2(10).

НБ.2.7 Використання уточнених розрахункових моделей

До пункту 4.1(1)Р Примітка

Рекомендовано використовувати уточнені розрахункові моделі для відтворення роботи цілої конструктивної системи (будівлі), частини конструктивної системи або окремої конструкції.

НБ.2.8 Значення L_{ef} і L_{et}

До пункту 4.3.5.1(10) Примітка 1

Положення цього пункту прийняті без змін.

НБ.3 РІШЕННЯ ПРО СТАТУС ДОВІДКОВИХ ДОДАТКІВ ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012

Рішення щодо застосування довідкових додатків, що містяться в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012, наведено в таблиці НБ.2.

Таблиця НБ.2

№ з/п	Назва довідкового додатка	Рішення щодо використання довідкового додатка
1	Додаток А Співвідношення "напруження-деформації" для конструкційних сталей за підвищених температур	Додаток можна використовувати без змін на території України
2	Додаток В Співвідношення "напруження-деформації" для бетону з силікатним заповнювачем за підвищених температур	Те саме
3	Додаток С Співвідношення "напруження-деформації" для бетону із низхідною ділянкою нагрівання, що використовують для реальних пожеж та в уточнених розрахункових моделях	«
4	Додаток D Модель для розрахунку межі вогнестійкості незахищених плит, що зазнають вогневого впливу знизу за стандартним температурним режимом	«
5	Додаток Е Модель для розрахунку несучої здатності на згин опорного та прольотного перерізів сталеві балки спільно з бетонною плитою, що зазнає вогневого впливу знизу	«
6	Додаток F Модель для розрахунку несучої здатності на згин опорного та прольотного перерізів частково облицьованої сталеві балки спільно з бетонною плитою, що зазнає вогневого впливу знизу за стандартним температурним режимом	«
7	Додаток G Збалансована модель підсумовування для розрахунку вогнестійкості колон із частково облицьованими сталевими перерізами для згинання відносно слабкої осі, що зазнають вогневого впливу з усіх сторін за стандартним температурним режимом	«

Кінець таблиці НБ.2

№ з/п	Назва довідкового додатка	Рішення щодо використання довідкового додатка
8	Додаток Н Спрощена розрахункова модель для трубобетонних конструкцій, що зазнають вогневого впливу по периметру перерізу за стандартним температурним режимом	Те саме
9	Додаток І Розроблення та оцінка експериментальних моделей	«

6 *Доповнити структурним елементом "Додаток НВ":*

"ДОДАТОК НВ
(довідковий)

БІБЛІОГРАФІЯ

- 1 ДБН А.1.1-94:2010 Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення
- 2 ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення"

Код УКНД 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ключові слова: проектування, сталезалізобетонні конструкції, вогнестійкість, критична температура нагрівання бетону та сталі, температурні деформації, конструктивна система, стандартний температурний режим, пожежна безпека.

Редактор – А.О. Луковська
Комп'ютерна верстка – В.Б. Чукашкіна

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Arial".
Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".
вул. М. Кривоноса, 2А, м. Київ-37, 03037, Україна.
Тел. 249-36-62
Відділ реалізації: тел.факс (044) 249-36-62 (63, 64)
E-mail: uabi90@ukr.net

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.