



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 2
ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 1-2. Загальні положення
Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
(EN 1992-1-2:2004, IDT)

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X

(проект, остаточна редакція)

Київ
МІНРЕГІОН УКРАЇНИ
201X

ПЕРЕДМОВА

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

ПЕРЕКЛАД І НАУКОВО-ТЕХНІЧНЕ РЕДАГУВАННЯ:

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

І. Бакін; Т. Мірошник; Ю. Немчинов, доктор 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

Державний департамент пожежної безпеки при Державній інспекції техногенної безпеки МНС України

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

Національний університет «Львівська політехніка»

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

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 ___.__.201_ р. № ___ з ___.__.201_

3 Національний стандарт відповідає EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design (Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість) з технічною поправкою EN 1992-1-2:2004/AC:2008

Ступінь відповідності – ідентичний (IDT)

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

Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України

ЗМІСТ

Національний вступ.....	V
Вступ.....	VI
Основи програми Єврокодів.....	1
Статус та сфера застосування Єврокодів.....	2
Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди.....	3
Зв'язок Єврокодів із гармонізованими технічними умовами (ENs та ETAs) для виробів.....	4
Додаткова інформація, що є спеціальною для EN 1992-1-2.....	4
Вимоги безпеки.....	4
Методики розрахунку.....	6
Засоби проектування.....	6
Національний додаток до EN 1992-1-2.....	7
1 Загальні положення.....	10
1.1 Сфера застосування.....	10
1.2 Нормативні посилання.....	11
1.3 Припущення.....	12
1.4 Розбіжності між принципами та правилами застосування.....	12
1.5 Терміни та визначення понять.....	12
1.6 Позначення.....	13
2 Основи проектування.....	16
2.1 Вимоги.....	16
2.2 Впливи.....	18
2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів.....	18
2.4 Методи перевірки.....	19
3 Властивості матеріалів.....	23
3.1 Загальні положення.....	23
3.2 Міцнісні та деформаційні властивості матеріалів за підвищених температур.....	23
3.3 Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі.....	30
3.4 Температурне видовження ненапруженої та попередньо напруженої арматури.....	33
4 Методика розрахунку.....	35
4.1 Загальні положення.....	35
4.2 Спрощений метод розрахунку.....	35
4.3 Уточнені методи розрахунку.....	40
4.4 Зріз, кручення та анкерування.....	43
4.5 Крихке руйнування.....	43
4.6 З'єднання.....	44
4.7 Вогнезахисні покриття.....	45
5 Табличні дані.....	46
5.1 Сфера застосування.....	46
5.2 Загальні правила розрахунку.....	46
5.3 Колони.....	51
5.4 Стіни.....	55
5.5 Розтягнуті елементи.....	57
5.6 Балки.....	58
5.7 Плити.....	63
6 Високоміцний бетон.....	70
6.1 Загальні положення.....	70
6.2 Крихке руйнування.....	71
6.3 Теплофізичні властивості.....	71
6.4 Розрахунок конструкцій.....	71

Додаток А Температурні криві.....	75
Додаток В Спрощені методи розрахунку.....	85
Додаток С Поздовжній згин колон під час пожежі.....	98
Додаток D Методи розрахунку зрізу, кручення та анкерування.....	108
Додаток Е Спрощений метод розрахунку для балок та плит.....	112
Додаток НА Перелік національних стандартів України (ДСТУ) ідентичних МС, посилання на які є в EN 1992-1-2:2004.....	116
Технічна поправка EN 1992-1-2:2004/AC:2008.....	117

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт ідентичний EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design (Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість) з технічною поправкою EN 1992-1-2:2004/AC:2008.

EN 1992-1-2:2004 підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250, секретаріатом якого керує BSI.

Цей національний стандарт - двомовний.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT), викладена українською мовою.

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

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству України.

Технічний комітет, який відповідальний за цей стандарт – ТК 304 «Захист будівель та споруд». Науково-технічна організація, яка відповідальна за цей стандарт – ДП НДІБК.

До цього стандарту внесено такі редакційні зміни:

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

- крапку замінено на кому як вказівник десяткових знаків.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилення на які є в EN 1992-1-2:2004, разом з технічною поправкою, наведено в додатку НА.

Копії європейських стандартів, неприйнятих як національні стандарти, на які є посилення в EN 1992-1-2:2004, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ»

Технічна поправка EN 1992-1-2:2004/AC:2008 до EN 1992-1-2:2004 наведена в кінці ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X після додатку НА.

Вступ

Цей європейський стандарт EN 1992-1-2:2004 «Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість» підготовлений Технічним комітетом CEN/TC 250 «Будівельні Єврокоди», секретаріат якого утримується BSI. CEN/TC250 відповідальний за всі Будівельні Єврокоди.

Цьому європейському стандарту буде надано національний статус опублікуванням ідентичного тексту або ухваленням не пізніше червня 2005 р., а національні стандарти, що мають з ним розбіжності, будуть вилучені не пізніше березня 2010 р.

Цей європейський стандарт замінює ENV 1992-1-2:1995.

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 1992-1-2:2004, “Design of 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 June 2005, and conflicting National Standards shall be withdrawn at latest by March 2010.

This European Standard supersedes ENV 1992-1-2:1995.

According to the CEN-CENELEC Internal Regulations, the National Standard Organizations of the following countries are bound to implement these 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 2****ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ****Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість****Еврокод 2****ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ****Часть 1-2. Общие положения. Расчет конструкций на огнестойкость****Eurocode 2****DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES****Part 1-2. General rules. Structural fire design**

Чинний від 20XX-XX-XX

Основи програми Єврокодів**Background to the Eurocode programme**

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 Робочого комітету, до складу якого входили представники держав-членів, розробляла програму Єврокодів, результатом чого стала публікації першого покоління Європейських норм у 80-х роках.

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

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 1980s.

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 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

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

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).

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—0: 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 EU та ЕФТА визнають, що Єврокоди служать основоположними документами для таких цілей:

– як засоби забезпечення відповідності будівель та споруд основним вимогам Директиви Ради 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)

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 Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement N°1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement N°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)

Оскільки Єврокоди безпосередньо стосуються будівельних робіт, вони мають прямий зв'язок з Тлумачними документами², 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, необхідна додаткова експертна оцінка проектувальника.

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 (довідковий) в кінці.

Національний додаток (довідковий) може містити інформацію лише стосовно тих параметрів, що залишені відкритими в Єврокодах для національного вибору, так

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.

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.

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 (informative).

The National Annex (informative) may only contain information on those parameters which are left open in the Eurocode for national choice, known as Nationally Determined

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.

звані Національно визначені параметри, та застосовуються для проектування та будівництва у конкретній країні країні, *a same*:

- значення та/або класи, які в Єврокодi даються на вибір,
- значення, для яких у Єврокодi дано лише позначення,
- особливості даної країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карта снігового покриву,
- методика, для якої в Єврокодi дано альтернативні методики,
- рішення щодо застосування довідкових додатків,
- посилання на додаткову несуперечливу інформацію, що допомагає користувачеві застосовувати Єврокод.

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

Необхідно узгодити гармонізовані технічні умови для будівельних виробів та технічні норми для будівельних 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.

Додаткова інформація, що є спеціальною для EN 1992-1-2

EN 1992-1-2 містить принципи, вимоги та правила проектування будівель та споруд зі конструкцій, що зазнали вогневого впливу, враховуючи такі аспекти.

Вимоги безпеки

EN 1992-1-2 призначений для замовників (наприклад, для викладення їх особливих вимог), проектувальників, підрядників та органів державної влади.

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.

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

Директива 89/106/ЕЕС встановлює основні

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,
- decisions on the application of informative annexes,
- references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

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

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.

Additional information specific to EN 1992-1-2

EN 1992-1-2 describes the principles, requirements and rules for the structural design of buildings exposed to fire, including the following aspects.

Safety requirements

EN 1992-1-2 is intended for clients (e.g. for the formulation of their specific requirements), designers, contractors and relevant 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.

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.

Construction Products Directive 89/106/ЕЕС

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 залишити будівлі або врятуватися іншими способами
- враховувалася безпека пожежно-рятувальних підрозділів».

Згідно з тлумачним Документом №2 «Пожежна безпека» 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.

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.

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

Додаткові вимоги, що стосуються, наприклад:

- можливого улаштування та експлуатації систем автоматичного пожежогасіння
- умов використання будівлі або протипожежного відсіку,
- використання допустимих ізоляційних та вогнезахисних матеріалів, включаючи їх обслуговування, в цьому документі не розглядаються, оскільки ці вимоги є

gives the following essential requirement for the limitation of fire risks:

"The construction works must be designed and built 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 Fire" 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.

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 fire regulations or 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.

предметом розгляду компетентних організацій.

Значення часткових коефіцієнтів та інших показників надійності наведені як рекомендовані значення, що забезпечують прийнятний рівень надійності. Вони були враховані 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 і пасивних систем вогнезахисту, а також невизначеності, що пов'язані з цими трьома властивостями, та відповідальність конструктивної системи (наслідки руйнування).

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) вищенаведені властивості та невизначеності.

Порядок застосування методики розрахунку приведено на рисунку 1. Розрізняють визначені підходи та підходи засновані на роботі конструкцій. Визначені підходи використовують номінальний температурний режим для генерування теплових впливів. Підхід заснований на роботі конструкцій, що використовує інженерно-технічне забезпечення пожежної безпеки, стосуються теплових впливів, що залежать від фізичних і хімічних параметрів. Додаткова інформація щодо альтернативних методів в цьому стандарті наведено в таблиці 0.1.

Для проектування згідно з цим стандартом необхідно використовувати EN 1991-1-2 для визначення теплових та механічних впливів на конструктивну систему.

Засоби проектування

За відсутності спрощених розрахункових

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 and passive fire protection systems, together with the uncertainties associated with these three features and the importance of the structure (consequences of failure).

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 design procedure is illustrated in Figure 1. 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. Additional information for alternative methods in this standard is given in Table 0.1.

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

Where simple calculation models are not

моделей, зазначених в частинах Єврокоду, що стосуються розрахунку на вогнестійкість, наводять проектні рішення на основі табличних даних (що базуються на результатах випробувань або уточнених розрахункових моделях), які можуть використовуватись у визначених межах застосування.

Очікується, що засоби проектування, які ґрунтуються на розрахункових моделях, що наведені в EN 1992-1-2, будуть розроблені компетентними сторонніми організаціями.

Основний текст EN 1992-1-2 разом з довідковими додатками А, В, С, D та Е містить більшість принципів понять та правил, що необхідні для розрахунку на вогнестійкість бетонних та залізобетонних конструктивних систем.

Національний Додаток до EN 1992-1-2

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 1992-1-2, має містити Національний додаток, який включав би всі національно визначені параметри Єврокоду, що використовуються для проектування будівель та споруд, а де необхідно і доречно, для цивільного будівництва у відповідній країні.

Національний вибір дозволено в EN 1992-1-2 у таких пунктах:

- 2.1.3 (2)
- 2.3 (2)P
- 3.2.3 (5)
- 3.2.4 (2)
- 3.3.3 (1)
- 4.1 (1)P
- 4.5.1 (2)
- 5.2 (3)
- 5.3.2 (2)
- 5.6.1 (1)
- 5.7.3 (2)
- 6.1 (5)
- 6.2 (2)
- 6.3.1 (1)
- 6.4.2.1 (3)
- 6.4.2.2 (2)

available, the Eurocode fire parts give 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 1992-1-2 will be prepared by interested external organizations.

The main text of EN 1992-1-2, together with informative Annexes A, B, C, D and E, includes most of the principal concepts and rules necessary for fire design of concrete structures.

National Annex for EN 1992-1-2

This standard gives alternative procedures, values and recommendations for classes with notes indicating where national choices have to be made. Therefore the national standard implementing EN 1992-1-2 should have a national annex containing Eurocode all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings, and where required and applicable, for civil engineering works to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1992-1-2 through:

- 2.1.3 (2)
- 2.3 (2)P
- 3.2.3 (5)
- 3.2.4 (2)
- 3.3.3 (1)
- 4.1 (1)P
- 4.5.1 (2)
- 5.2 (3)
- 5.3.2 (2)
- 5.6.1 (1)
- 5.7.3 (2)
- 6.1 (5)
- 6.2 (2)
- 6.3.1 (1)
- 6.4.2.1 (3)
- 6.4.2.2 (2)

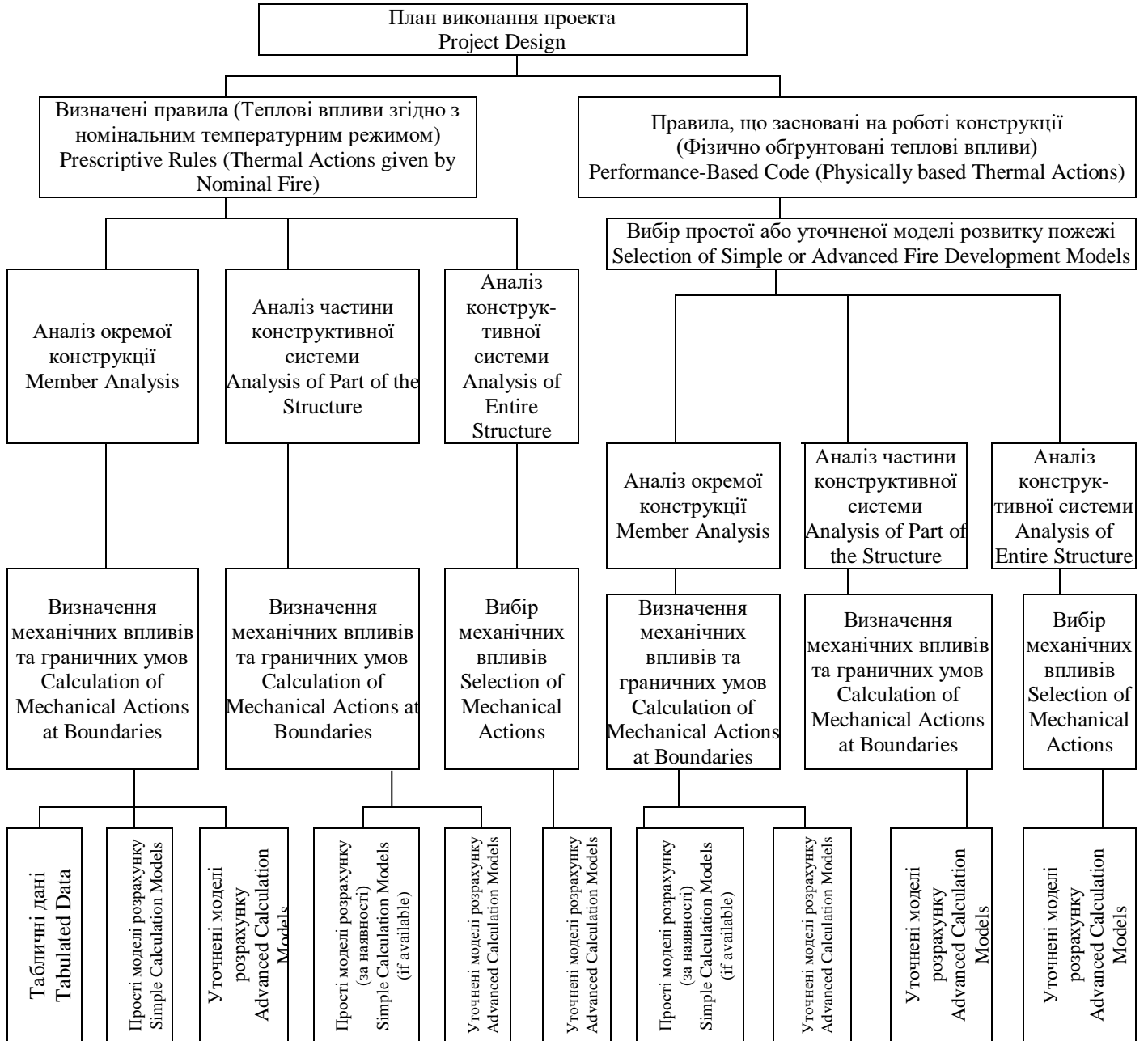


Рисунок 1 – Альтернативні методики розрахунку

Figure 1: Alternative design procedures

Таблиця 0.1 – Підсумкова таблиця щодо варіантів методів перевірки вогнестійкості

Table 0.1 – Summary table showing alternative methods of verification for fire resistance

	Табличні дані Tabulated data	Спрощені методи розрахунку Simplified calculation methods	Уточнені моделі розрахунку Advanced calculation models
<p>Аналіз окремої конструкції Кожна конструкція розглядається окремо. Непрямі вогневі впливи не враховуються, за винятком тих, які є результатом перепаду температур</p> <p>Member analysis The member is considered as isolated. Indirect fire actions are not considered, except those resulting from thermal gradients</p>	<p>ТАК - дані наведено тільки для стандартного температурного режиму, див. 5.1(1); - дані можуть бути перероблені для інших температурних режимів пожежі</p> <p>YES - Data given for standard fire only, 5.1(1) - In principle data could be developed for other fire curves</p>	<p>ТАК - стандартний та параметричний температурні режими, див. 4.2.1(1); - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму, див. 4.2.1(1); - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовуються тільки для температурних режимів аналогічних стандартному, див. 4.2.4.1(2)</p> <p>YES - standard fire and parametric fire, 4.2.1(1) - temperature profiles given for standard fire only, 4.2.2(1) - material models apply only to heating rates similar to standard fire, 4.2.4.1(2)</p>	<p>ТАК, В 4.3.1(1)P наведено тільки основні положення</p> <p>YES, 4.3.1(1)P Only the principles are given</p>
<p>Аналіз частини конструктивної системи Враховуються непрямі вогневі впливи у вузлі, але не залежної від часу взаємодії з іншими частинами конструктивної системи.</p> <p>Analysis of parts of the structure Analysis of parts of the structure Indirect fire actions within the subassembly are considered, but no time-dependent interaction with other parts of the structure.</p>	<p>НІ</p> <p>NO</p>	<p>ТАК - стандартний та параметричний температурні режими, див. 4.2.1(1); - температурні криві наведено тільки для стандартного температурного режиму, див. 4.2.2(1); - моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, застосовуються тільки для температурних режимів аналогічних стандартному, див. 4.2.4.1(2)</p> <p>YES - standard fire and parametric fire, 4.2.1(1) - temperature profiles given for standard fire only, 4.2.2(1) - material models apply only to heating rates similar to standard fire, 4.2.4.1(2)</p>	<p>ТАК В 4.3.1(1)P наведено тільки основні положення</p> <p>YES 4.3.1(1)P Only the principles are given</p>
<p>Загальний аналіз конструктивної системи Аналіз всієї конструктивної системи. Розглядаються непрямі вогневі впливи на всю конструктивну систему.</p> <p>Global structural analysis Analysis of the entire structure. Indirect fire actions are considered throughout the structure</p>	<p>НІ</p> <p>NO</p>	<p>НІ</p> <p>NO</p>	<p>ТАК В 4.3.1.1 наведено тільки основні положення</p> <p>YES 4.3.1(1)P Only the principles are given</p>

РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Сфера застосування

1.1.1 Сфера застосування Єврокода 2

(1) Єврокод 2 поширюється на проектування будинків та споруд з конструкціями із залізобетону. Він відповідає основним положенням і вимогам щодо їх безпеки та експлуатаційної придатності, основ їх проектування та контролю, які наведені в EN 1990 – Основи проектування конструкцій.

(2)P Єврокод 2 стосується лише вимог міцності, експлуатаційної придатності, довговічності та вогнестійкості залізобетонних конструкцій. Інші вимоги, наприклад, стосовно тепло- та звукоізоляції, не розглядаються.

(3)P Передбачається користування Єврокодом 2 разом з:

- EN 1990 «Основи проектування конструкцій»
- EN 1991 «Дії на конструкції»
- hEN-и для будівельних виробів, що стосуються залізобетонних конструкцій
- ENV 13670-1 «Виготовлення залізобетонних конструкцій. Частина 1: Загальні правила»
- EN 1998 «Проектування сейсмостійких конструкцій», якщо залізобетонні конструкції зводяться в сейсмічних районах.

(4)P Єврокод 2 поділяється на різні частини:

- Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд
- Частина 1-2: Загальні правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
- Частина 2: Залізобетонні мости
- Частина 3: Гідротехнічні підпірні та захисні Конструкції

1.1.2 Сфера застосування настанови

(1)P Частина 1-2 EN 1992 поширюється на проектування залізобетонних конструкцій на випадок аварійних ситуацій під час пожежі та призначена для використання разом з EN 1992-1-1 та EN 1991-1-2. Частина 1-2 визначає відмінності або доповнює вимоги до проектування за нормальної температури.

(2)P Частина 1-2 EN 1992 стосується тільки пасивних методів вогнезахисту.

SECTION 1 GENERAL

1.1 Scope

1.1.1 Scope of Eurocode 2

(1)P Eurocode 2 applies to the design of buildings and civil engineering works in concrete. It complies with the principles and requirements for the safety and serviceability of structures, the basis of their design and verification that are given in EN 1990 – Basis of structural design.

(2)P Eurocode 2 is only concerned with requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance concrete structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(3)P Eurocode 2 is intended to be used in conjunction with:

- EN 1990 “Basis of structural design”
- EN 1991 “Actions on structures”
- hEN’s for construction products relevant for concrete structures
- ENV 13670-1 “Execution of concrete structures. Part 1: Common rules”
- EN 1998 “Design of structures for earthquake resistance”, when concrete structures are built in seismic regions

(4)P Eurocode 2 is subdivided in various parts:

- Part 1-1: General rules and rules for buildings
- Part 1-2: General rules – Structural fire design
- Part 2: Concrete bridges
- Part 3: Liquid retaining and containment structures

1.1.2 Scope of Part 1-2 of Eurocode 2

(1)P This Part 1-2 of EN 1992 deals with the design of concrete structures for the accidental situation of fire exposure and is intended to be used in conjunction with EN 1992-1-1 and EN 1991-1-2. This part 1-2 only identifies differences from, or supplements to, normal temperature design.

(2)P This Part 1-2 of EN 1992 deals only with passive methods of fire protection. Active

Активні методи захисту не наведені.

(3)Р Частина 1-2 EN 1992 поширюється на залізобетонні конструкції, що мають виконувати конкретні функції під час пожежі:

- запобігання передчасного руйнування конструкції (несуча функція)
- обмеження поширення вогню (полум'я, гарячих газів, надлишкового нагрівання) за межі визначених зон (огорожувальна функція)

(4)Р В частині 1-2 EN 1992 наведено основні принципи та правила (дивись EN 1991-1-2) розрахунку залізобетонних конструкцій для встановлених вимог для вищенаведених функцій та рівнів роботи.

(5)Р Частина 1-2 EN 1992 стосується конструкцій або частини конструктивної системи, що перебувають в межах дії EN 1992-1-1 та запроектовані відповідним чином. За винятком:

- конструкцій з зовнішньою попередньо напруженою арматурою
- конструкцій оболонки

(6)Р Наведені в цій частині 1-2 EN 1992 методи застосовують для важкого бетону класу міцності до C90/C105 включно та для легкого бетону класу міцності до LC55/60. Додаткові та альтернативні методи, визначення для класів міцності бетону вище C50/60 наведені в розділі 6.

1.2 Нормативні посилання

(1) Наступні нормативні документи містять положення, які за допомогою посилань у цьому тексті є положеннями цього Європейського стандарту. Для датованих посилань подальші поправки або зміни для будь яких з цих публікацій не застосовуються. Проте сторонам угод, заснованих на цьому європейському стандарті, рекомендується вивчити можливість застосування останніх видань нормативних документів, зазначених нижче. Для недатованих посилань застосовується остання версія нормативного документа.

EN 1363-2: Випробування на вогнестійкість – Частина 2: Альтернативні та додаткові методи;

EN 1990: Єврокод: Основи проектування конструкцій ;

EN 1991-1-2: Єврокод 1: Дії на

methods are not covered.

(3)P This Part 1-2 of EN 1992 applies to 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)P This Part 1-2 of EN 1992 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)P This Part 1-2 of EN 1992 applies to structures, or parts of structures, that are within the scope of EN 1992-1-1 and are designed accordingly. However, it does not cover:

- structures with prestressing by external tendons
- shell structures

(6)P The methods given in this Part 1-2 of EN 1992 are applicable to normal weight concrete up to strength class C90/105 and for lightweight concrete up to strength class LC55/60. Additional and alternative rules for strength classes above C50/60 are given in section 6.

1.2 Normative references

The following normative documents contain provisions that, through reference in this text, constitute provisions of this European Standard. For dated references, subsequent amendments to, or revisions of, any of these publications do not apply. However, parties to agreements based on this European Standard are encouraged to investigate the possibility of applying the most recent editions of the normative documents indicated below. For undated references, the latest edition of the normative document referred to applies.

EN 1363-2: Fire resistance tests – Part 2: Alternatives and additional procedures;

EN 1990: Eurocode: Basis of structural design;

EN 1991-1-2: Eurocode 1 - Actions on

конструкції – Частина 1-2: Загальні дії – Дії на конструкції під час пожежі;

EN 1992-1-1: Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила та правила для будівель

EN 10080: Сталь для армування бетону – Арматурна сталь, що піддається зварюванню – Загальні правила

EN 10138-2: Попередньо напружена сталь – Частина 2: Дріт

EN 10138-3: Попередньо напружена сталь – Частина 2: Канат

EN 10138-4: Попередньо напружена сталь – Частина 2: Стрижень

1.3 Припущення

У цій настанові застосовують загальні припущення, що наведені в EN 1990 та EN 1992-1-2.

1.4 Розбіжності між принципами та застосовуваних правил

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

1.5 Терміни та визначення понять

У цій частині 1-2 EN 1992 застосовують терміни та визначення, що наведені в EN 1990, EN 1991-1-2 та додаткові:

1.5.1 Критична температура нагрівання арматури: Температура арматури, за якої очікується руйнування елемента під час пожежі (*граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R*), що відбувається за даного рівня напруження арматури

1.5.2 Протипожежна стіна: Стіна, що розділяє відсіки (як правило споруди) і запроєктована для забезпечення вогнестійкості та стійкості конструкцій, включаючи опір горизонтальному навантаженню, щоб під час пожежі та руйнуванні конструкцій з однієї сторони стіни, поширення вогню крізь стіну виключалося

1.5.3 Максимальний рівень напруження: Рівень напруження, для заданої температури, за якого на діаграмі “напруження-деформація” для сталі відбувається перехід у пластичну стадію

structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire;

EN 1992-1-1: Eurocode 2. Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings

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

EN 10138-2: Prestressing steels - Part 2: Wire

EN 10138-3: Prestressing steels - Part 3: Strand

EN 10138-4: Prestressing steels - Part 4: Bar

1.3 Assumptions

The general assumptions given in EN 1990 and EN 1992-1-2 apply.

1.4 Distinction between principles and application rules

(1) The rules given in EN 1990 apply.

1.5 Definitions

For the purposes of this Part 1-2 of EN 1992, the definitions of EN 1990 and of EN 1991-1-2 apply with the additional definitions:

1.5.1 Critical temperature of reinforcement: The temperature of reinforcement at which failure of the member in fire situation (*Criterion R*) is expected to occur at a given steel stress level.

1.5.2 Fire wall: A wall separating two spaces (generally two buildings) that is designed for fire resistance and structural stability, and may include resistance to horizontal loading such that, in case of fire and failure of the structure on one side of the wall, fire spread beyond the wall is avoided.

1.5.3 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.

1.5.4 Частина конструктивної системи: Окрема частина всієї конструктивної системи з відповідними граничними умовами та умовами спирання

1.5.5 Вогнезахисні покриття: Матеріали або сполучення матеріалів, що нанесені на конструкцію для підвищення вогнестійкості

1.5.6 Приведений поперечний переріз: Поперечний переріз конструкції для розрахунку на вогнестійкість, що застосовується при використанні методу приведенного поперечного перерізу. Його отримують шляхом виключенням із залишкового поперечного перерізу частин поперечного перерізу, опір та жорсткість яких дорівнюють нулю.

1.6 Позначення

1.6.1 Додаткові символи до EN 1992-1-1

(1)P Додаткові символи, що використовуються:

Великі латинські літери

$E_{d,fi}$ розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі
 E_d розрахунковий навантажувальний ефект за нормальної температури
 $R_{d,fi}$ розрахунковий опір під час пожежі; $R_{d,fi}(t)$ для часу t
 R 30 or R 60, ... клас вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
 E 30 or E 60 ... клас вогнестійкості за ознакою втрати цілісності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
 I 30 or I 60, ... клас вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності протягом 30 або 60 хвилин за стандартного температурного режиму
 T температура, К (переносяться з температури θ , °C);
 X_k характеристичне значення характеристики міцності або деформативності за нормальних температур
 $X_{d,fi}$ розрахункові характеристики міцності

1.5.4 Part of structure: isolated part of an entire structure with appropriate support and boundary conditions.

1.5.5 Protective layers: Any material or combination of materials applied to a structural member for the purpose of increasing its fire resistance.

1.5.6 Reduced cross section: Cross section of the member in structure fire design used in the reduced cross section method. It is obtained from the residual cross section by removing parts of the cross section with assumed zero strength and stiffness.

1.6 Symbols

1.6.1 Supplementary symbols to EN 1992-1-1

(1)P The following supplementary symbols are used:

Latin upper case letters

$E_{d,fi}$ design effect of actions in the fire situation
 E_d design effect of actions for normal temperature design
 $R_{d,fi}$ design resistance in the fire situation; $R_{d,fi}(t)$ at a given time t .
 R 30 or R 60, ... fire resistance class for the load-bearing criterion for 30, or 60... minutes in standard fire exposure
 E 30 or E 60, ... fire resistance class for the integrity criterion for 30, or 60... minutes in standard fire exposure
 I 30 or I 60, ... fire resistance class for the insulation criterion for 30, or 60... minutes in standard fire exposure
 T temperature [K] (cf θ temperature [°C]);
 X_k characteristic value of a strength or deformation property for normal temperature design
 $X_{d,fi}$ design strength or deformation property in

або деформативності під час пожежі

the fire situation

Малі латинські літери

Latin lower case letters

- a відстань від найближчої обігріваної поверхні до осі ненапруженої або попередньо напруженої арматури (надалі відстань до осі арматури)
- c_c теплоємність бетону, Дж/(кг·К)
- $f_{ck}(\theta)$ характеристичне значення міцності бетону на стиск за температури θ для заданої деформації
- $f_{ck,t}(\theta)$ характеристичне значення міцності бетону на розтяг за температури θ для заданої деформації
- $f_{pk}(\theta)$ характеристичне значення опору попередньо напруженої арматури за температури θ для температурної деформації
- $f_{sk}(\theta)$ характеристичне значення опору ненапруженої арматури за температури θ для температурної деформації
- $k_{(\theta)}=X_{k(\theta)}/X_k$ коефіцієнт зниження для міцності або деформативності за температури θ
- $n=N_{0Ed,fi}/(0,7(A_{cf_{cd}}+A_{sf_{yd}}))$ рівень навантаження колони за нормальних температур
- t тривалість вогневого впливу, хв

- a axis distance of reinforcing or prestressing steel from the nearest exposed surface
- c_c specific heat of concrete [J/kgK]
- $f_{ck}(\theta)$ characteristic value of compressive strength of concrete at temperature θ for a specified strain
- $f_{ck,t}(\theta)$ characteristic value of tensile strength of concrete at temperature θ for a specified strain
- $f_{pk}(\theta)$ characteristic value of strength of prestressing steel at temperature θ for a specified strain
- $f_{sk}(\theta)$ characteristic strength of reinforcing steel at temperature θ for a specified strain
- $k_{(\theta)}=X_{k(\theta)}/X_k$ reduction factor for a strength or deformation property dependent on the material temperature θ
- $n=N_{0Ed,fi}/(0,7(A_{cf_{cd}}+A_{sf_{yd}}))$ load level of a column at normal temperature conditions
- t time of fire exposure (min)

Малі грецькі літери

Greek lower case letters

- $\gamma_{M,fi}$ коефіцієнт надійності матеріалу під час пожежі
- $\eta_{fi}=E_{d,fi}/E_d$ коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі
- $\mu_{fi}=N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ коефіцієнт використання під час пожежі
- $\varepsilon_{c(\theta)}$ температурна деформація бетону
- $\varepsilon_{p(\theta)}$ температурна деформація попередньо напруженої арматури
- $\varepsilon_{s(\theta)}$ температурна деформація ненапруженої арматури
- $\varepsilon_{s,fi}$ деформація ненапруженої та попередньо напруженої арматури за температури θ
- λ_c теплопровідність бетону, Вт/(мК)
- $\lambda_{0,fi}$ гнучкість колони під час пожежі
- $\sigma_{c,fi}$ напруження стиску в бетоні під час пожежі
- $\sigma_{s,fi}$ напруження арматури під час пожежі
- θ температура, °C
- θ_{cr} критична температура, °C

- $\gamma_{M,fi}$ partial safety factor for a material in fire design
- $\eta_{fi}=E_{d,fi}/E_d$ reduction factor for design load level in the fire situation
- $\mu_{fi}=N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ degree of utilisation in fire situation
- $\varepsilon_{c(\theta)}$ thermal strain of concrete
- $\varepsilon_{p(\theta)}$ thermal strain of prestressing steel
- $\varepsilon_{s(\theta)}$ thermal strain of reinforcing steel
- $\varepsilon_{s,fi}$ strain of the reinforcing or prestressing steel at temperature θ
- λ_c thermal conductivity of concrete [W/mK]
- $\lambda_{0,fi}$ slenderness of the column under fire conditions
- $\sigma_{c,fi}$ compressive stress of concrete in fire situation
- $\sigma_{s,fi}$ steel stress in fire situation
- θ temperature [°C]
- θ_{cr} critical temperature [°C]

1.6.2 Доповнення до EN 1992-1-1,
використовуються наступні індекти

f_i	значення під час пожежі
t	залежність від часу
θ	залежність від температури

1.6.2 Supplementary to EN 1992-1-1,
the following subscripts are used:

f_i	value relevant for the fire situation
t	dependent on the time
θ	dependent on the temperature

РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ

2.1 Вимоги

2.1.1 Загальні положення

(1)Р Якщо встановлені вимоги до механічного опору під час пожежі, залізобетонні конструкції проектують та будують таким чином, щоб вони зберігали несучу здатність протягом визначеного вогневого впливу.

(2)Р При розподілі на протипожежні відсіки елементи, що огорожують протипожежний відсік, разом з вузлами, повинні проектуватися та будуватися таким чином, щоб вони зберігали огорожувальну здатність протягом відповідного вогневого впливу. Зазначене має забезпечуватись, коли необхідно, щоб:

- не відбувалась втрата цілісності, див. EN 1991-1-2

- не відбувалась втрата теплоізолювальної здатності, див. EN 1991-1-2

- обмежувалось теплове випромінювання з необігріваної сторони.

Примітка 1. Див. визначення в EN 1991-1-2.

Примітка 2. Для залізобетонних конструкцій, розглянутих в цій частині 1-2, критерій теплового випромінювання не застосовується.

(3)Р Критерій деформації застосовують у випадках, коли засоби захисту або критерії розрахунку для огорожувальних елементів потребують урахування деформацій несучих конструкцій.

(4) Деформації несучих конструкцій не враховуються:

- при оцінці ефективності засобів захисту згідно з 4.7;

- якщо огорожувальні елементи відповідають вимогам під час номінального вогневого впливу.

2.1.2 Номінальний вогневий вплив

(1)Р Для стандартного температурного режиму конструкції мають відповідати граничним станам з вогнестійкості R, E та I таким чином:

- огорожувальні: граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати цілісності E (цілісність) та, якщо вимагається, граничний

SECTION 2 BASIS OF DESIGN

2.1 Requirements

2.1.1 General

(1)P Where mechanical resistance in the case of fire is required, 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, see EN 1991-1-2

- insulation failure does not occur, see EN 1991-1-2

- thermal radiation from the unexposed side is limited.

Note 1: See EN 1991-1-2 for the definitions.

Note 2: For concrete structures considered in this Part 1-2 thermal radiation criteria are not relevant.

(3)P Deformation criteria shall be applied where the means of protection, or the design criteria for separating elements, 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 4.7,

- the separating elements have to fulfil requirements according to 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)

стан з вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності I (теплоізолювальна здатність)

- несучі: граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R (механічний опір)

- огорожувальні та несучі: граничні стани з вогнестійкості R, E та, якщо вимагається, I

(2) Граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R вважається забезпеченим, якщо забезпечена несуча здатність протягом потрібного часу під час вогневого впливу.

(3) Граничним станом за ознакою втрати теплоізолювальної здатності I є перевищення середньої температури на необігрітій поверхні над початковою середньою температурою цієї поверхні на 140 K або перевищення температури в довільній точці необігрітій поверхні над початковою температурою в цій точці на 180 K

(4) За температурного режиму зовнішньої пожежі застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «ef» (див. EN 1991-1-2).

(5) За температурного режиму вуглеводневої пожежі застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «HC». див. EN 1991-1-2

(6) Коли вертикальний огорожувальний несучий або ненесучий елемент має відповідати вимогам сприйняття удару (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати здатності чинити опір механічному удару M), елемент повинен витримувати горизонтальне зосереджене навантаження згідно з EN 1363 Part 2.

2.1.3 Параметричний вогневий вплив

2.1.3.1 Несуча здатність має бути забезпечена протягом всієї пожежі, включаючи фазу затухання, або визначеного проміжку часу.

2.1.3.2 Для перевірки огорожувальної здатності застосовується наступне, за умови, що нормальна температура становить 20 °C:

- перевищення середньої температури по всій необігрітій поверхні має бути не більше 140 K, а підвищення максимальної

- 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 (R, E, I) should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "ef" (see EN 1991-1-2).

(5) With the hydrocarbon fire exposure curve the same criteria (R, E, I) should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "HC", see EN 1991-1-2

(6) Where a vertical separating element with or without load-bearing function has to comply with impact resistance requirement (criterion M), the element should resist a horizontal concentrated load as specified in EN 1363 Part 2.

2.1.3 Parametric fire exposure

(1) The load-bearing function should be maintained during the complete endurance of the fire including the decay phase, or a specified period of time.

(2) For the verification of the separating function the following applies, assuming that the normal temperature is 20 °C:

- the average temperature rise of the unexposed side of the construction should be limited to 140 K and the maximum temperature

температури у будь-якій точці поверхні має бути не більше 180 К протягом фази нагрівання, доки не буде досягнута максимальна температура повітря;

- протягом фази затухання перевищення середньої температури на всій необігрівній поверхні має бути не більше $\Delta\theta_1$, а перевищення максимальної температури у будь-якій точці поверхні не більше $\Delta\theta_2$.

Примітка. Значення $\Delta\theta_1$ та $\Delta\theta_2$, що використовуються в країні, може бути зазначений в її Національному Додатку. Рекомендовані значення $\Delta\theta_1=200$ К та $\Delta\theta_2=240$ К.

2.2 Впливи

(1)P Теплові та механічні впливи приймаються згідно з EN 1991-1-2

(2) На додаток до EN 1991-1-2 ступінь чорноти бетонної поверхні приймається 0,7.

2.3 Розрахункові значення властивостей матеріалів

(1)P Розрахункові значення механічних властивостей матеріалів (міцність та деформація) $X_{d,fi}$ наведені нижче:

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

де:

X_k – характеристичне значення міцнісних чи деформаційних властивостей (зазвичай f_k чи E_k) для розрахунку за нормальних температур згідно з EN 1992-1-1;

k_{θ} – коефіцієнт зниження міцнісних чи деформаційних властивостей ($X_{k,\theta}/X_k$) залежних від температури матеріалу, див. 3.2.;

$\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності для відповідних властивостей матеріалу під час пожежі.

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

- збільшення значень властивостей в цілях безпеки:

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

- зменшення значень властивостей в цілях безпеки:

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

де:

$X_{k,\theta}$ – значення властивостей матеріалу при розрахунках на вогнестійкість, залежних від температури матеріалу

rise of the unexposed side should not exceed 180 K during the heating phase until the maximum gas temperature in the fire compartment is reached;

- the average temperature rise of the unexposed side of the construction should be limited to $\Delta\theta_1$ and the maximum temperature rise of the unexposed side should not exceed $\Delta\theta_2$ during the decay phase.

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 EN 1991-1-2, the emissivity related to the concrete surface should be taken as 0,7.

2.3 Design values of material properties

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

$$(2.1)$$

where:

X_k is the characteristic value of a strength or deformation property (*generally f_k or E_k*) for normal temperature design to EN 1992-1-1;

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 safety factor for the relevant material property, for the fire situation.

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

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

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

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

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

where:

$X_{k,\theta}$ is the value of a material property in fire design, generally dependent on the material temperature, see section 3;

(розділ 3);

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

Примітка 1. Значення $\gamma_{M,fi}$, що використовується в країні, може бути зазначений в її Національному Додатку. Рекомендовані значення:

Для теплофізичних властивостей бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури $\gamma_{M,fi}=1,0$

Для механічних властивостей бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури $\gamma_{M,fi}=1,0$

Примітка 2. Якщо рекомендовані значення змінюються, відповідні табличні дані потребують зміни.

2.4 Методи перевірки

2.4.1 Загальні положення

(1)P Модель конструктивної системи, прийнята для розрахунку за цією частиною 1-2 EN 1992, відображає очікувану роботу конструкцій під час пожежі.

(2)P Необхідно перевірити вплив пожежі на відповідному проміжку часу t :

Де

$E_{d,fi}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, що визначається згідно з EN 1991-1-2, і включає результат від теплового розширення та деформації
 $R_{d,t,fi}$ – відповідний розрахунковий опір під час пожежі.

(3) Розрахунок конструкцій під час пожежі виконують за розділом 5 EN 1990.

Примітка. Для перевірки відповідності вимогам нормованої вогнестійкості достатньо провести аналіз окремої конструкції.

(4) Коли правила застосування, що наведені в частині 1-2, дійсні лише для стандартного температурного режиму, це зазначається у відповідних пунктах настанови

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

(6)P Як альтернатива проектуванню за розрахунком, розрахунок на вогнестійкість може базуватись на результатах вогневих випробувань або на поєднанні результатів вогневих випробувань з розрахунками, див. EN 1990, розділ 5.

2.4.2 Аналіз конструкції

(1) Навантажувальний ефект визначають

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

Note 1: The value of $\gamma_{M,fi}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is:

For thermal properties of concrete and reinforcing and prestressing steel: $\gamma_{M,fi}=1,0$

For mechanical properties of concrete and reinforcing and prestressing steel: $\gamma_{M,fi}=1,0$

Note 2: If the recommended values are modified, the tabulated data may require modification.

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 1992 shall reflect the expected performance of the structure in fire.

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

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

Where

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

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

(3) The structural analysis for the fire situation should be carried out according to Section 5 of EN 1990.

Note: For verifying standard fire resistance requirements, 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 section 5 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, Section 5.

2.4.2 Member analysis

(1) The effect of actions should be

з розрахунку конструкцій в момент часу $t=0$ з використанням коефіцієнтів сполучення $\psi_{1,1}$ або $\psi_{2,1}$ відповідно до EN 1991-1-2, розділ 4.

(2) Як спрощення до 2.4.2.1 навантажувальний ефект можна отримати з розрахунку конструкцій за нормальної температури:

Де

E_d – розрахункове значення відповідного зусилля чи моменту за нормальних температур на основні сполучення навантажень (див. EN 1990);

η_{fi} – коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі.

(3) Коефіцієнт зниження η_{fi} для сполучення навантажень за формулою (6.10) в EN 1990 має визначатись за:

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

або для сполучень навантажень (6.10a) та (6.10б) в EN 1990 як менше значення в наведених нижче формулах:

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

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

де

$Q_{k,1}$ – головне змінне навантаження;

G_k – характеристичне значення постійного навантаження;

γ_G – коефіцієнт надійності постійного навантаження;

$\gamma_{Q,1}$ – коефіцієнт надійності змінного навантаження 1;

ψ_{fi} – коефіцієнт сполучення навантажень для циклічних та квазіпостійних значень, наведених як $\psi_{1,1}$ або $\psi_{2,1}$ згідно з EN 1991-1-2

ξ – коефіцієнт зниження для несприятливого постійного навантаження G

Примітка 1. Стосовно формули (2.5), приклади зміни значень коефіцієнтів зниження η_{fi} залежно від відношення навантажень $Q_{k,1}/G_k$ для формули (2.4) та різних значень коефіцієнту сполучення $\psi_{1,1}$ наведено на рисунку 2.1 з наступними припущеннями, що $\gamma_{GA}=1,0$, $\gamma_G=1,35$ та $\gamma_Q=1,5$. Формули (2.5a) та (2.5b) надають більш точні значення. Рекомендовані значення коефіцієнту надійності наведені у відповідному Національному додатку до EN 1990.

Примітка 2. Як спрощення може використовуватись рекомендоване значення $\eta_{fi}=0,7$.

determined for time $t=0$ using combination factors $\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$ according to EN 1991-1-2 Section 4.

(2) As a simplification to (1) the effects of actions may be obtained from a structural analysis for normal temperature design as:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

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 for the design load level for the fire situation.

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

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

where

$Q_{k,1}$ is the principal variable load;

G_k is the characteristic value of a permanent action;

γ_G is the partial factor for a permanent action;

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

ψ_{fi} is the combination factor for frequent or quasi-permanent values given either by $\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$, see EN1991-1-2

ξ is a reduction factor for unfavourable permanent action G

Note 1: Regarding equation (2.5), examples of the variation of the reduction factor η_{fi} versus the load ratio $Q_{k,1}/G_k$ for Expression (2.4) and different values of the combination factor $\psi_{1,1}$ are shown in Figure 2.1 with the following assumptions: $\gamma_{GA}=1,0$, $\gamma_G=1,35$ and $\gamma_Q=1,5$. Expressions (2.5a) and (2.5b) give slightly higher values. Recommended values of partial factors are given in the relevant National Annexes of EN 1990.

Note 2: As a simplification a recommended value of $\eta_{fi}=0,7$ may be used.

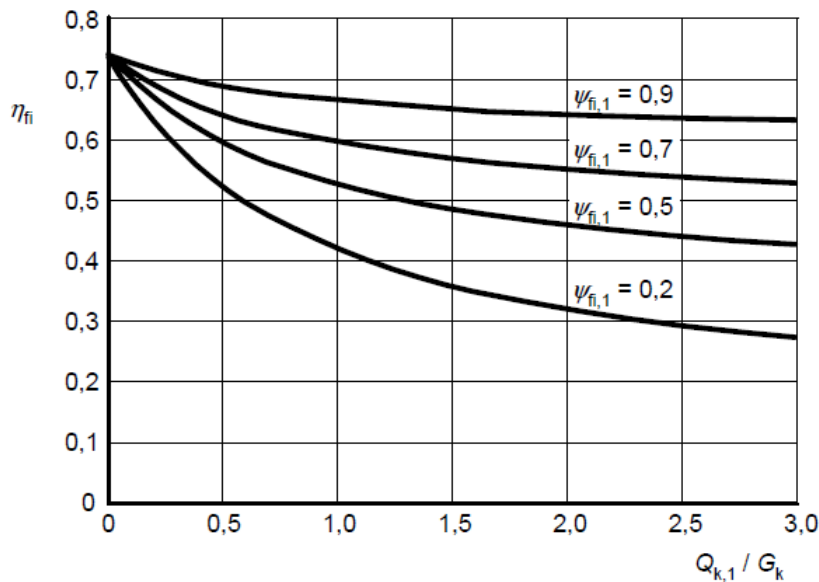


Рисунок 2.1 – Зміна коефіцієнта зниження η_{fi} залежно від співвідношення навантажень $Q_{k,1}/G_k$

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

(4) Потрібно брати до уваги лише вплив температурних деформацій, що є наслідком температурних градієнтів поперечного перерізу. Вплив теплового поздовжнього або поперечного розповсюдження не враховується.

(5) Граничні умови на опорах і кінцях конструкції, які приймають в момент часу $t=0$, вважаються незмінними протягом пожежі.

(6) Табличні дані, спрощені або загальні методи розрахунку, наведені у 5, 4.2 та 4.3 відповідно, застосовуються для перевірки окремих конструкцій під час пожежі.

2.4.3 Аналіз частини конструктивної системи

(1) Застосовується 2.4.2 (1).

(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 з розрахунку конструкцій за нормальних температур, як наведено в 2.4.2

(3) Частина конструкцій, що розраховується має визначатися на основі ймовірного розповсюдження тепла та температурних деформацій таким чином, щоб їх взаємодія з іншими частинами конструкцій була представлена незалежними від часу опорними та граничними умовами під час

(4) Only the effects of thermal deformations resulting from thermal gradients across the crosssection 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, applicable at time $t=0$, are assumed to remain unchanged throughout the fire exposure.

(6) Tabulated data, simplified or general calculation methods given in 5, 4.2 and 4.3 respectively are suitable for verifying members under fire conditions.

2.4.3 Analysis of part of the structure

(1) 2.4.2 (1) applies.

(2) As an alternative to carrying out a global 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 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.

вогневого впливу.

(4)P В межах частини конструктивної системи, що аналізуються, необхідно враховувати характерний вид відмови під впливом пожежі, залежні від температури властивості матеріалу та жорсткість окремого елемента, вплив розповсюдження тепла та температурні деформації (непрямий вплив пожежі)

(5) Граничні умови на опорах, зусилля та моменти на межі частини конструктивної системи у момент часу $t=0$ вважаються незмінними під час пожежі

2.4.4 Загальний розрахунок конструктивної системи

(1) При проведенні загального розрахунку конструктивної системи під час пожежі необхідно враховувати характерний вид відмови під час пожежі, властивості матеріалу, що залежать від температури, та жорсткість елемента, розповсюдження тепла та температурні деформації (непрямий вплив пожежі).

(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 stiffnesses, effects of thermal expansions and deformations (indirect fire actions) shall be taken into account

(5) The boundary conditions at supports and forces and moments at boundaries of part of the structure, applicable at time $t = 0$, are assumed to remain unchanged throughout the fire exposure

2.4.4 Global structural analysis

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

РОЗДІЛ 3 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ

SECTION 3 MATERIAL PROPERTIES

3.1 Загальні положення

(1)P Значення властивостей матеріалів, що наведені в цьому розділі, приймаються відповідно до характеристичного значення згідно з 2.3 (1).

(2) Значення можуть використовуватись в спрощеному (див. 4.2) та уточненому методах розрахунку (див. 4.3).

Можна застосовувати альтернативні закони зміни властивостей матеріалу за умови, що вони не суперечать експериментальним даним.

Примітка. Властивості легкого бетону в цьому Єврокоді не наведені.

(3) Механічні властивості бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури за нормальної температури (20 °C) приймаються як для розрахунку згідно з EN 1992-1-1.

3.2 Міцнісні та деформаційні властивості матеріалів за підвищених температур

3.1 General

(1)P The values of material properties given in this section shall be treated as characteristic values (see 2.3 (1)P).

(2) The values may be used with the simplified (see 4.2) and the advanced calculation method (see 4.3).

Alternative formulations of material laws may be applied, provided the solutions are within the range of experimental evidence.

Note: Material properties for lightweight aggregate concrete are not given in this Eurocode.

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

3.2 Strength and deformation properties at elevated temperatures

3.2.1 Загальні положення

(1) Числові значення міцнісних та деформаційних властивостей, що надані в цьому розділі, визначені як для стаціонарного так і нестаціонарного режиму випробувань, а також іноді у поєднанні обох режимів. Так як ефект повзучості не враховується, моделі, що враховують зміну властивостей матеріалів, в настанові застосовуються для швидкості нагрівання від 2 К/хв до 50 К/хв. Для швидкості нагрівання поза вказаними межами достовірність прийнятих міцнісних та деформаційних властивостей матеріалів повинна бути беззаперечною.

3.2.1 General

(1) Numerical values on strength and deformation properties given in this section are based on steady state as well as transient state tests and sometimes a combination of both. As creep effects are not explicitly considered, the material models in this Eurocode are applicable for heating rates between 2 and 50 K/min. For heating rates outside the above range, the reliability of the strength and deformation properties shall be demonstrated explicitly.

3.2.2 Бетон

3.2.2 Concrete

3.2.2.1 Бетон при стисканні

(1)P Міцнісні та деформаційні властивості для одноосного напруженого стану бетону за підвищених температур визначаються за діаграмою “напруження-деформація”, яка представлена на рисунку 3.1.

(2) Діаграма “напруження-деформація”, що представлена на рисунку 3.1, визначається

3.2.2.1 Concrete under compression

(1)P The strength and deformation properties of uniaxially stressed concrete at elevated temperatures shall be obtained from the stress-strain relationships as presented in Figure 3.1.

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

за двома параметрами:

- міцність на стиск $f_{c,\theta}$;
- деформація $\epsilon_{c1,\theta}$, що відповідає $f_{c,\theta}$.

(3) Значення кожного з цих параметрів наведені в таблиці 3.1, залежать від температури бетону. Для проміжних значень може застосовуватись лінійна інтерполяція.

(4) Наведені в таблиці 3.1 параметри використовуються для бетону на силікатному (граніти, сієніти, діорити) та карбонатному (вапняки, що містять не менше 80 % від ваги бетону карбонатної складової) заповнювачах.

(5) Значення $\epsilon_{cu1,\theta}$ на спадаючій гілці діаграми наведено в таблиці 3.1, колонка 4 для бетону на силікатному заповнювачі, а колонка 7 для бетону на карбонатному заповнювачі.

(6) Для теплового впливу згідно з розділом 3 EN 1991-1-2 під час моделювання реальної пожежі, особливо якщо враховується низхідна ділянка цього режиму, повинна змінюватись математична модель для діаграми “напруження-деформація” бетону, визначена на рисунку 3.1.

(7) Можливе збільшення міцності бетону у стадії охолодження не враховується.

Таблиця 3.1 – Значення параметрів діаграми “напруження-деформація” для звичайного бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі за підвищених температур

- the compressive strength $f_{c,\theta}$;
- the strain $\epsilon_{c1,\theta}$, corresponding to $f_{c,\theta}$.

(3) Values for each of these parameters are given in Table 3.1 as a function of concrete temperatures. For intermediate values of the temperature, linear interpolation may be used.

(4) The parameters specified in Table 3.1 may be used for normal weight concrete with siliceous or calcareous (containing at least 80% calcareous aggregate by weight) aggregates.

(5) Values for $\epsilon_{cu1,\theta}$ defining the range of the descending branch may be taken from Table 3.1, Column 4 for normal weight concrete with siliceous aggregates, Column 7 for normal weight concrete with calcareous aggregates.

(6) For thermal actions in accordance with EN 1991-1-2 Section 3 (natural fire simulation), particularly when considering the descending temperature branch, the mathematical model for stress-strain relationships of concrete specified in Figure 3.1 should be modified.

(7) Possible strength gain of concrete in the cooling phase should not be taken into account.

Table 3.1 – Values for the main parameters of the stress-strain relationships of normal weight concrete with siliceous or calcareous aggregates concrete at elevated temperatures.

Температура бетону, θ , °C Concrete temp. θ [°C]	Силікатний заповнювач Siliceous aggregates			Карбонатний заповнювач Calcareous aggregates		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

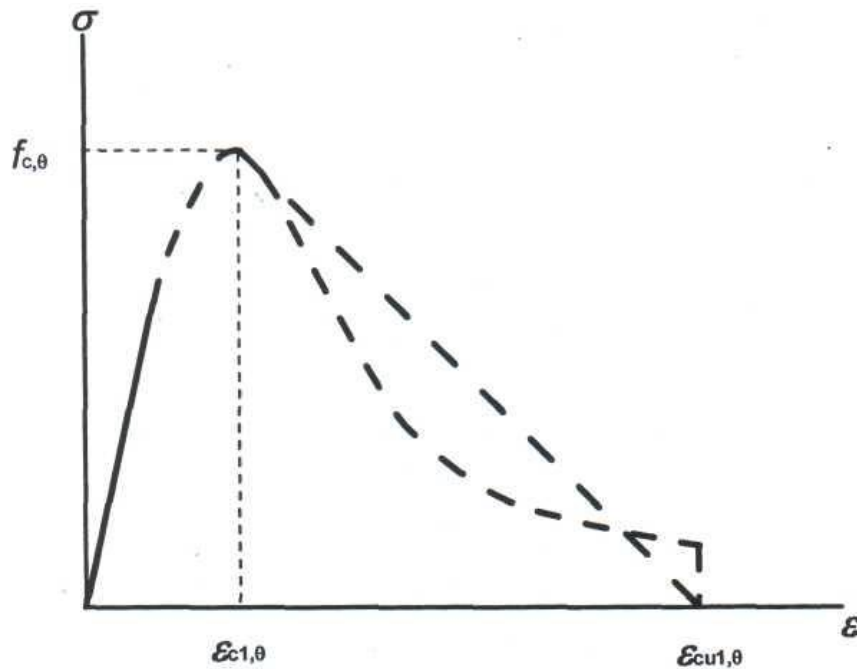


Рисунок 3.1 – Математична модель діаграми «напруження-деформація» стиснутого бетону за підвищених температур

Figure 3.1: Mathematical model for stress-strain relationships of concrete under compression at elevated temperatures.

Діапазон Range	Напруження $\sigma(\theta)$ Stress
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Для обчислення приймається низхідна ділянка графіку. Використовуються лінійні або нелінійні моделі. For numerical purposes a descending branch should be adopted. Linear or non-linear models are permitted.

3.2.2.2 Опір розтягу

(1) Опір бетону на розтяг зазвичай не враховується. За необхідності, опір бетону на розтяг враховується при використанні спрощеного або уточненого методів розрахунку.

(2) Зниження характеристичного опору бетону на розтяг враховують коефіцієнтом $k_{c,t}(\theta)$, що наведений у формулі.

3.2.2.2.3 У разі відсутності точних даних можна використовувати наступні значення $k_{c,t}(\theta)$ (див. рисунок 3.2):

- | | | |
|---|-----|---|
| $k_{c,t}(\theta)=1,0$ | для | for $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$ |
| $k_{c,t}(\theta)=1,0-1,0(\theta-100)/500$ | для | for $100\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 600\text{ }^\circ\text{C}$ |

3.2.2.2 Tensile strength

(1) The tensile strength of concrete should normally be ignored (conservative). If it is necessary to take account of the tensile strength, when using the simplified or advanced calculation method, this clause may be used.

(2) The reduction of the characteristic tensile strength of concrete is allowed for by the coefficient $k_{c,t}(\theta)$ as given in Expression (3.1).

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \tag{3.1}$$

(3) In absence of more accurate information the following $k_{c,t}(\theta)$ values should be used (see Figure 3.2):

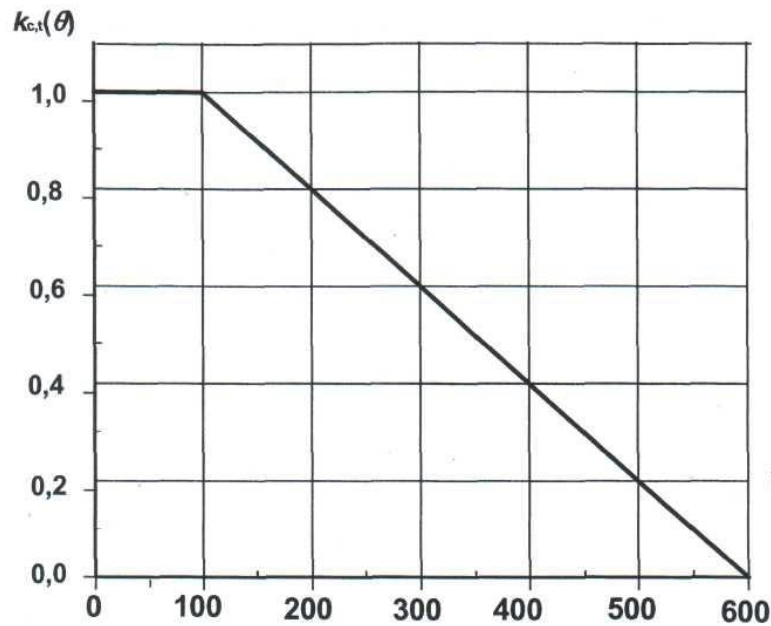


Рисунок 3.2 – Коефіцієнт $k_{c,t}(\theta)$ зниження опору бетону на розтяг ($f_{ck,t}$) за підвищених температур

Figure 3.2: Coefficient $k_{c,t}(\theta)$ allowing for decrease of tensile strength ($f_{ck,t}$) of concrete at elevated temperatures

3.2.3 Арматура

(1)Р Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур визначаються за діаграмою «напруження-деформація» (рисунок 3.3) та згідно з таблицею 3.2 (а або б). Таблиця 3.2b може застосовуватися лише при підтвердженні результатами випробувань на міцність за підвищених температур.

(2) Діаграма «напруження-деформація», представлена на рисунку 3.3, визначається параметрами:

- нахил лінійної пружної зони $E_{s,\theta}$;
- межа пропорційності $f_{sp,\theta}$
- максимальний рівень напружень $f_{sy,\theta}$

(3) Значення параметрів в (2) для гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур наведені в таблиці 3.2. Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

(4) Діаграма «напруження-деформація» також може застосовуватись для арматури при стисканні.

(5) Під час теплового впливу (EN 1991-1-2, розділ 3) при моделюванні реальної пожежі, особливо якщо враховується низхідна температурна ділянка графіку, можуть застосовуватися значення, визначені в таблиці 3.2 для діаграми «напруження-деформація» арматури як досить точні.

3.2.3 Reinforcing steel

(1)P The strength and deformation properties of reinforcing steel at elevated temperatures shall be obtained from the stress-strain relationships specified in Figure 3.3 and Table 3.2 (a or b). Table 3.2b may only be used if strength at elevated temperatures is tested.

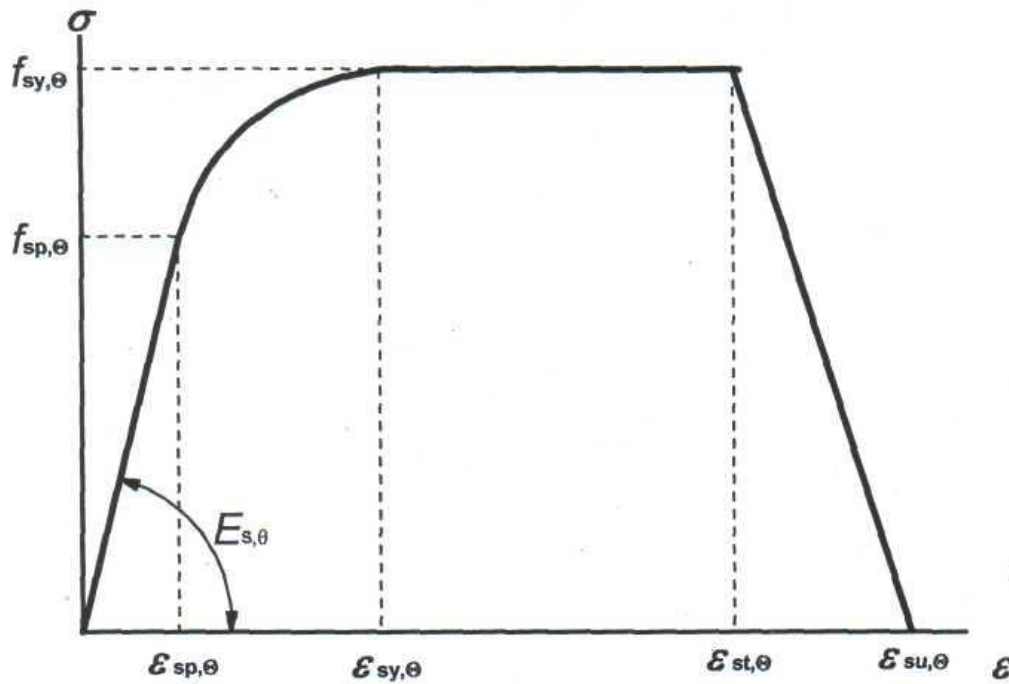
(2) The stress-strain relationships given in Figure 3.3 are defined by three parameters:

- the slope of the linear elastic range $E_{s,\theta}$;
- the proportional limit $f_{sp,\theta}$
- the maximum stress level $f_{sy,\theta}$

(3) Values for the parameters in (2) for hot rolled and cold worked reinforcing steel at elevated temperatures are given in Table 3.2. For intermediate values of the temperature, linear interpolation may be used.

(4) The formulation of stress-strain relationships may also be applied for reinforcing steel in compression.

(5) In case of thermal actions according to EN 1991-1-2, Section 3 (natural fire simulation), particularly when considering the descending temperature branch, the values specified in Table 3.2 for the stress-strain relationships of reinforcing steel may be used as a sufficient approximation.



Діапазон Range	Напруження $\sigma(\theta)$ Stress	Модуль пружності Tangent modulus
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Параметр*) Parameter	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Клас А армування: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$ Class A reinforcement:	
Функції Functions	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
*) Значення параметрів $\varepsilon_{pt,\theta}$ та $\varepsilon_{pu,\theta}$ для попередньо напруженої арматури можна взяти з таблиці 3.3. Клас А армування наведено в Додатку С EN 1992-1-1.		*) Values for the parameters $\varepsilon_{pt,\theta}$ and $\varepsilon_{pu,\theta}$ for prestressing steel may be taken from Table 3.3. Class A reinforcement is defined in Annex C of EN 1992-1-1.

Рисунок 3.3 – Математична модель діаграми «напруження-деформація» для ненапруженої та попередньо напруженої арматури за підвищених температур (позначення для попередньо-напруженої арматури «р» замість «s»)

Figure 3.3: Mathematical model for stress-strain relationships of reinforcing and prestressing steel at elevated temperatures (notations for prestressing steel “p” instead of “s”)

Таблиця 3.2a – Значення класу N параметрів діаграми «напруження-деформація» гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур

Table 3.2a: Class N values for the parameters of the stress-strain relationship of hot rolled and cold worked reinforcing steel at elevated temperatures

Температура сталі θ , °C Steel Temperature θ [°C]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	гарячекатана hot rolled	холоднодеформована cold worked	гарячекатана hot rolled	холоднодеформована cold worked	гарячекатана hot rolled	холоднодеформована cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Таблиця 3.2b – Значення класу X параметрів діаграми «напруження-деформація» гарячекатаної та холоднодеформованої арматури за підвищених температур

Table 3.2b: Class X values for the parameters of the stress-strain relationship of hot rolled and cold worked reinforcing steel at elevated temperatures

Температура сталі θ , °C Steel Temperature θ [°C]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$ гарячекатана та холоднодеформована hot rolled and cold worked	$f_{sp,\theta}/f_{yk}$ гарячекатана та холоднодеформована hot rolled and cold worked	$E_{s,\theta}/E_s$ гарячекатана та холоднодеформована hot rolled and cold worked
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,87	0,95
300	1,00	0,74	0,90
400	0,90	0,70	0,75
500	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02

Примітка. Вибір між значеннями класу N (Таблиця 3.2a) та класу X (Таблиця 3.2b), що використовуються в країні, може бути зазначений в її

Note: The choice of Class N (Table 3.2a) or X (Table 3.2b) to be used in a Country may be found in its National Annex. Class N is generally recommended. Class X is

Національному Додатку. Для використання рекомендовані значення класу N. Значення класу X рекомендовано тільки коли це експериментально доведено.

recommended only when there is experimental evidence for these values.

3.2.4 Попередньо напружена арматура

(1) Міцнісні та деформаційні властивості попередньо напруженої арматури за підвищених температур визначають за допомогою математичних моделей, що зазначені в 3.2.3 для ненапруженої арматури.

(2) Значення параметрів для холоднодеформованої (дріт та канати) та термомеханічно зміцненої попередньо напруженої (стрижні) арматури за підвищених температур виражені $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\epsilon_{pt,\theta}$, $\epsilon_{pu,\theta}$. Значення β надані на вибір для класів А та В.

Для значень класу А (див. таблиця 3.3) β визначають за формулою:

3.2.4 Prestressing steel

(1) The strength and deformation properties of prestressing steel at elevated temperatures may be obtained by the same mathematical model as that presented in 3.2.3 for reinforcing steel.

(2) Values for the parameters for cold worked (wires and strands) and quenched and tempered (bars) prestressing steel at elevated temperatures are given by $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\epsilon_{pt,\theta}$ [-], $\epsilon_{pu,\theta}$ [-]. The value of β is given by the choice of Class A or Class B.

For Class A, β is given by Expression (3.2) (see Table 3.3):

Таблиця 3.3 – Значення параметрів діаграми «напруження-деформація» холоднодеформованої (хд) (дріт та канати) та для термомеханічно зміцненої попередньо напруженої (тз) (стрижень) арматури за підвищених температур

Table 3.3: Values for the parameters of the stress-strain relationship of cold worked (cw) (wires and strands) and quenched and tempered (q & t) (bars) prestressing steel at elevated temperatures

$\theta, ^\circ\text{C}$	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$		тз q & t	$f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\epsilon_{pt,\theta}$	$\epsilon_{pu,\theta}$
	хд cw			хд cw	тз q & t	хд cw	тз q & t		
	Клас А Class A	Клас В Class B	Клас А Class A	Клас В Class B	Клас А Class A	Клас В Class B	Клас А Class A	Клас В Class B	
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,72	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,51	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,62	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

Примітка. Для проміжних значень температури застосовується лінійна інтерполяція.

Note: For intermediate values of temperature, linear interpolation may be used.

(2) Значення параметрів для холоднодеформованої (дріт та канати) та термомеханічно зміцненої попередньо напруженої (стрижні) арматури за підвищених температур

(2) Values for the parameters for cold worked (wires and strands) and quenched and tempered (bars) prestressing steel at elevated temperatures are given by $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$,

температур виражені $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta}$, $\varepsilon_{pu,\theta}$. Значення β надані на вибір для класів А та В.

Для значень класу А (див. таблиця 3.3) β визначають за формулою:

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \cdot \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad (3.2)$$

Де визначення та значення для, ε_{uk} , $f_{p0,1k}$, f_{pk} та E_p за нормальних температур наведені в розділі 3.3 EN 1992-1-1.

Для значень класу В (див. таблиця 3.3) $\beta=0,9$.

Примітка. Вибір значень класу А або , що використовуються в країні, може бути зазначений в її Національному Додатку.

(3) Якщо враховуються теплові впливи (EN 1991-1-2, розділ 3) при моделюванні реальної пожежі та низхідної температурної ділянки, можуть використовуватись значення діаграми «напруження-деформація» попередньо напруженої арматури, визначені в (2) як достатньо точні.

3.3 Теплофізичні та термомеханічні властивості бетону на силікатному та карбонатному заповнювачі

3.3.1 Температурне розширення

(1) Температурну деформацію $\varepsilon_c(\theta)$ бетону можна визначити за температур, починаючи з 20 °С:

Бетон на силікатному заповнювачі:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{для} \quad \text{for } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{для} \quad \text{for } 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Бетон на карбонатному заповнювачі:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{для} \quad \text{for } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{для} \quad \text{for } 805 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

де θ – температура бетону, °С.

Де θ – температура бетону, °С.

(2) Графік залежності температурного розширення від температури наведено на рисунку 3.5.

3.3.2 Питома теплоємність

(1) Питома теплоємність $c_p(\theta)$ бетону в сухому стані ($u=0$ %) визначається як:

Бетон на силікатному та карбонатному заповнювачах заповнювачі:

де θ – температура бетону, °С;

$c_p(\theta)$, кДж/(кг·К) – відображена на рисунку 3.5а.

$E_{p,\theta}/E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta}$ [-], $\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]. The value of β is given by the choice of Class A or Class B.

For Class A, β is given by Expression (3.2) (see Table 3.3):

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \cdot \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad (3.2)$$

Where the definitions and values for ε_{uk} , $f_{p0,1k}$, f_{pk} and E_p at normal temperature are given in Section 3.3 of EN 1992-1-1.

For Class B, β is equal to 0,9 (see Table 3.3).

Note: The choice of Class A or Class B for use in a Country may be found in its National Annex.

(3) When considering thermal actions according to EN 1991-1-2 Section 3 (natural fire simulation), particularly when considering the decreasing temperature branch, the values for the stress-strain relationships of prestressing steel specified in (2) may be used as a sufficiently precise approximation.

3.3 Thermal and physical properties of concrete with siliceous and calcareous aggregates

3.3.1 Thermal elongation

(1) The thermal strain $\varepsilon_c(\theta)$ of concrete may be determined from the following with reference to the length at 20°C:

Siliceous aggregates:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{для} \quad \text{for } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{для} \quad \text{for } 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Calcareous aggregates:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3 \quad \text{для} \quad \text{for } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{для} \quad \text{for } 805 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

Where θ is the concrete temperature (°C).

(2) The variation of the thermal elongation with temperatures is illustrated in Figure 3.5.

3.3.2 Specific heat

(1) The specific heat $c_p(\theta)$ of dry concrete ($u=0$ %) may be determined from the following:

Siliceous and calcareous aggregates:

where θ is the concrete temperature (°C).

$c_p(\theta)$ (kJ/kg K) is illustrated in Figure 3.6a.

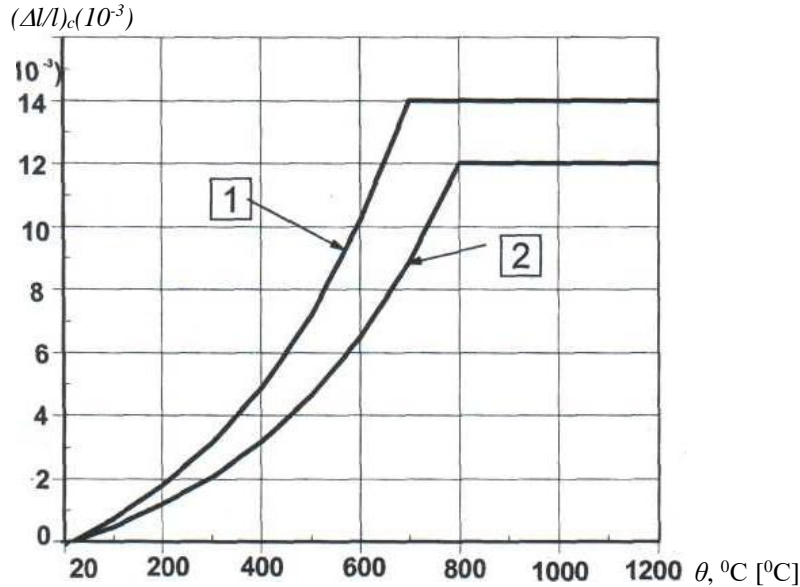
$$c_p(\theta) = 900 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К}) \quad \text{для } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К}) \quad \text{для } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К}) \quad \text{для } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К}) \quad \text{для } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

де θ – температура бетону, $^\circ\text{C}$. $c_p(\theta)$ – where θ is the concrete temperature ($^\circ\text{C}$).
 відображена на рисунку 3.5а, кДж/(кг·К). $c_p(\theta)$ (kJ/kg K) is illustrated in Figure 3.6a.



1 – силікатний заповнювач
 2 – карбонатний заповнювач

Curve 1: Siliceous aggregate
 Curve 2: Calcareous aggregate

Рисунок 3.5 – Повне температурне розширення бетону

Figure 3.5 Total thermal elongation of concrete

(2) Якщо вологість не враховується в методі розрахунку, залежність наведена для питомої теплоємності для силікатного та карбонатного заповнювачів може моделюватись постійними значеннями $c_{p,peak}$ для температурного інтервалу від 100°C до 115°C з лінійним зменшенням за температури від 115°C до 200°C .

(2) Where the moisture content is not considered explicitly in the calculation method, the function given for the specific heat of concrete with siliceous or calcareous aggregates may be modelled by a constant value, $c_{p,peak}$, situated between 100°C and 115°C with linear decrease between 115°C and 200°C .

$c_{p,peak} = 900 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К})$ для вологості більше 0 %

$c_{p,peak} = 900 \text{ J/kg K}$ for moisture content of 0 % of concrete weight

$c_{p,peak} = 1470 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К})$ для вологості більше 1,5 %

$c_{p,peak} = 1470 \text{ J/kg K}$ for moisture content of 1,5 % of concrete weight

$c_{p,peak} = 2020 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К})$ для вологості більше 3 %

$c_{p,peak} = 2020 \text{ J/kg K}$ for moisture content of 3,0 % of concrete weight

Під час подальшого нагріву встановлюється лінійна залежність між (115°C , $c_{p,peak}$) та (200°C , $1000 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К})$). Для іншого значення вологості прийнятна лінійна інтерполяція. Пікові значення питомої теплоємності наведені на рисунку 3.6а.

And linear relationship between (115°C , $c_{p,peak}$) and (200°C , $1000 \text{ Дж}/(\text{кг}\cdot\text{К})$). For other moisture contents a linear interpolation is acceptable. The peaks of specific heat are illustrated in Figure 3.6a.

(3) Зміна густини залежно від температури залежить від втрати води і визначається

(3) The variation of density with temperature is influenced by water loss and is defined as follows

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \quad \text{для } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \times (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \quad \text{для } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \times (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200)$$

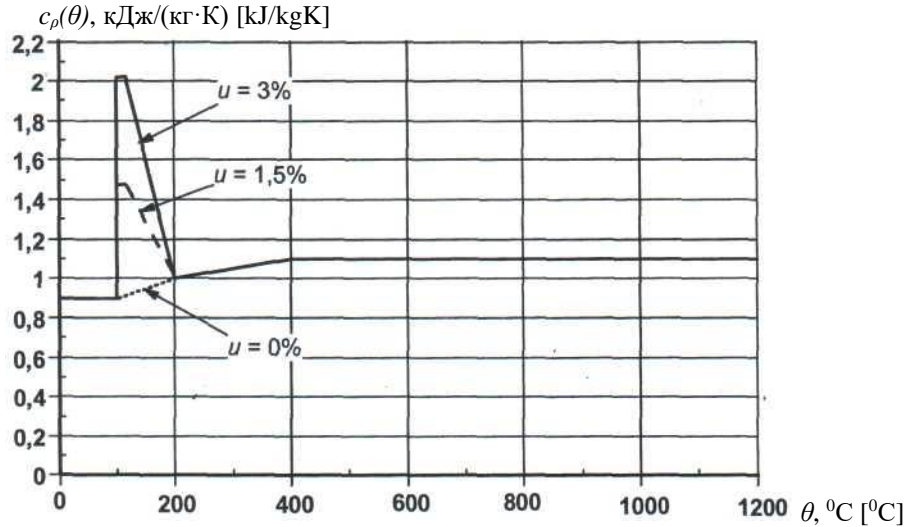
для for $200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \times (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800)$$

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

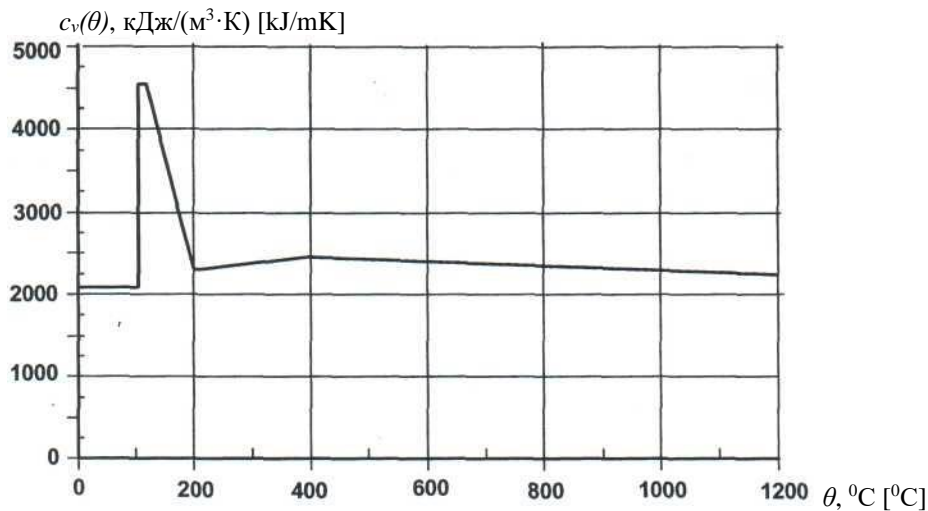
(4) Зміна об'ємної теплоємності $c_v(\theta)$ (добуток $\rho(\theta)$ та $c_p(\theta)$) наведено на рисунку 3.6б для бетону з вологістю 3 % та густиною 2300 кг/м^3 .

(4) The variation of volumetric specific heat $c_v(\theta)$ (product of $\rho(\theta)$ and $c_p(\theta)$) is illustrated in Figure 3.6b for concrete with a moisture content of 3% by weight and a density of 2300 kg/m^3 .



а) Залежність питомої теплоємності $c_p(\theta)$ бетону на силікатному заповнювачі із вологістю u 0, 1,5 та 3 % від температури

a) Specific heat, $c_p(\theta)$ as function of temperature at 3 different moisture contents, u , of 0, 1,5 and 3 % by weight for siliceous concrete



б) Залежність об'ємної теплоємності $c_v(\theta)$ бетону на силікатному заповнювачі із вологістю $u=3$ % та густиною більше 2300 кг/м^3 від температури

b) Volumetric specific heat, $c_v(\theta)$ as function of temperature at a moisture content, u , of 3% by weight and a density of 2300 kg/m^3 for siliceous concrete)

Рисунок 3.8 – Питома теплоємність та об'ємна теплоємність

Figure 3.6: Specific heat and volumetric specific heat

3.3.3 Теплопровідність

(1) Теплопровідність λ_c бетону може визначатися з інтервалу між нижнім та верхнім граничним значенням наведеними в (2).

Примітка 1. Значення теплопровідності може встановлюватись в Національному додатку в діапазоні,

3.3.3 Thermal conductivity

(1) The thermal conductivity λ_c of concrete may be determined between lower and upper limit values, given in (2) below.

Note 1: The value of thermal conductivity may be set by the National annex within the range defined by lower

визначеному нижньою та верхньою межею.

Примітка 2. Додаток А застосовується для нижньої межі. Решта пунктів цієї частини 1-2 незалежні від вибору теплопровідності. Для високоміцного бетону див. 6.3.

(2) Верхню межу теплопровідності λ_c бетону можна визначити:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \quad \text{для} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)} \quad \text{W/m K}$$

де θ – температура бетону.

Нижню межу теплопровідності λ_c бетону можна визначити:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057(\theta/100)^2 \quad \text{для} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)} \quad \text{W/m K}$$

де θ – температура бетону.

(3) Зміну верхньої та нижньої межі теплопровідності залежно від температури наведено на рисунку 3.7.

3.4 Температурне видовження ненапруженої та попередньо напруженої арматури

(1) Температурну деформацію $\varepsilon_s(\theta)$ арматури можна визначити починаючи з 20°C за наступними температурними залежностями:

Ненапружена арматура:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{для} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad \text{для} \quad \text{for } 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \quad \text{для} \quad \text{for } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Попередньо напружена арматура:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{для} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

де θ – температура арматури, $^\circ\text{C}$

(2) Зміна температурного видовження залежно від температури наведена на рисунку 3.8.

and upper limit.

Note 2: Annex A is compatible with the lower limit. The remaining clauses of this part 1-2 are independent of the choice of thermal conductivity. For high strength concrete, see 6.3.

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

where θ is the concrete temperature.

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

where θ is the concrete temperature.

(3) The variation of the upper limit and lower limit of thermal conductivity with temperature is illustrated in Figure 3.7.

3.4 Thermal elongation of reinforcing and prestressing steel

(1) The thermal strain $\varepsilon_s(\theta)$ of steel may be determined from the following with reference to the length at 20°C :

Reinforcing steel:

$$\text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}$$

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

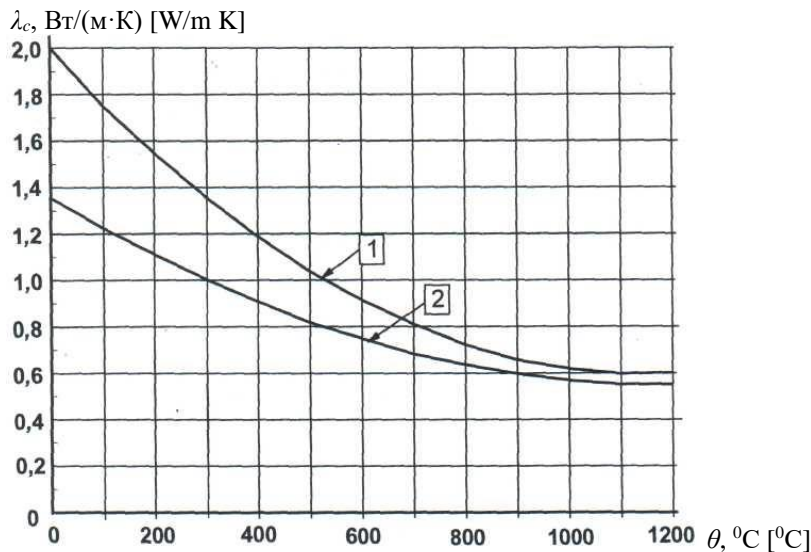
$$\text{for } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Prestressing steel:

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

where θ is the steel temperature ($^\circ\text{C}$)

(2) The variation of the thermal elongation with temperatures is illustrated in Figure 3.8.

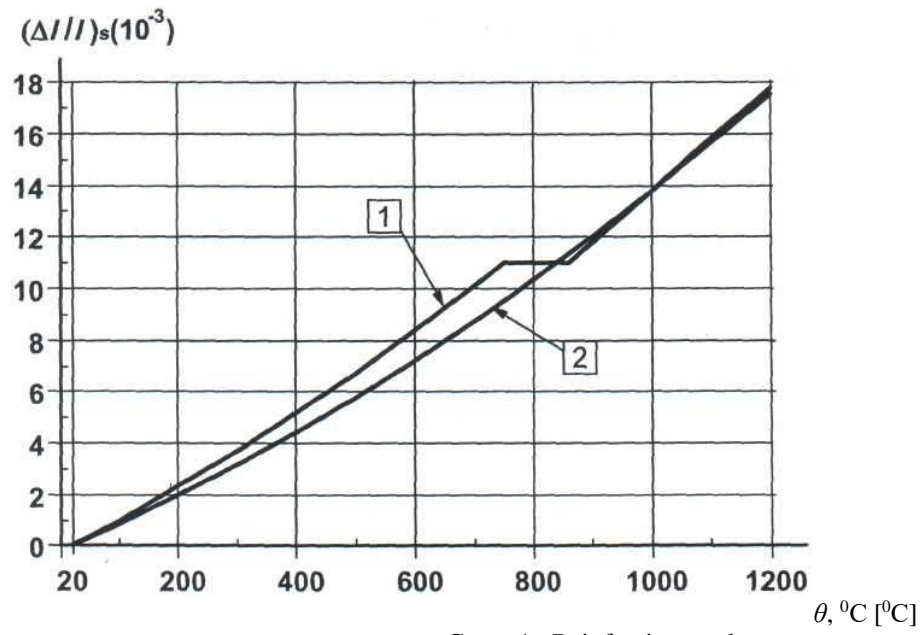


1 – верхня межа;
2 – нижня межа.

Рисунок 3.7 – Теплопровідність бетону

1 Upper limit
2 Lower limit

Figure 3.7: Thermal conductivity of concrete



1 – ненапружена арматура
2 – попередньо напружена арматура

Curve 1 : Reinforcing steel
Curve 2 : Prestressing steel

Рисунок 3.8 – Повне температурне
видовження арматури

Figure 3.8: Total thermal elongation of steel

РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ

4.1 Загальні положення

(1)P Наступні методи розрахунку використовують за умови виконання 2.4.1 (2)P:

- конструювання згідно з визнаними розрахунковими рішеннями (табличних даних та результатів випробувань, розділ 5)

- спрощені методи розрахунку для елементів визначених типів, див. 4.2

- уточнені методи розрахунку для моделювання роботи елементів конструкцій, частин конструкцій або цілої споруди, див. 4.3.

Примітка 1. При використанні розрахункових методів цілісність (E) визначають, враховуючи 4.6.

Примітка 2. При визначенні теплоізолявальної здатності (I) початкова температура навколишнього середовища приймається 20 °C.

Примітка 3. Рішення щодо використання уточнених методів розрахунку в країні приймається в Національному додатку.

(2)P Крихкому руйнуванню слід запобігати за допомогою відповідних заходів або враховувати вплив крихкого руйнування на відповідні характеристики вимог (R та/або EI), див. 4.5.

(3) Раптове руйнування, спричинене надмірним видовженням арматури без зчеплення з бетоном, внаслідок нагрівання попередньо напружених конструкцій не допускається.

4.2 Спрощений метод розрахунку

4.2.1 Загальні положення

(1) Спрощені методи розрахунку поперечного перерізу можуть використовуватись для визначення несучої здатності нагрітого поперечного перерізу та порівняння із значенням навантаженням за відповідного сполучення впливів, див. 2.4.2.

Примітка 1. В додатку В наведено два альтернативні методи. В.1 «Метод ізотерми 500 °C» та В.2 «Зональний метод» для розрахунку опору згинальним моментам та осьовим силам. Такі моделі можуть включати впливи другого порядку. Ці методи придатні для конструкцій, що зазнають впливу стандартного температурного режиму. Метод В.1 може використовуватись в поєднанні зі стандартним температурним режимом та параметричним впливом пожежі. Метод В.2 рекомендується використовувати для малих перерізів та гнучких колон, але тільки за стандартного температурного режиму.

SECTION 4 DESIGN PROCEDURES

4.1 General

(1)P The following design methods are permitted in order to satisfy 2.4.1 (2)P:

- detailing according to recognised design solutions (tabulated data or testing), see Section 5

- simplified calculation methods for specific types of members, see 4.2

- advanced calculation methods for simulating the behaviour of structural members, parts of the structure or the entire structure, see 4.3.

Note 1: When calculation methods are used, reference is made to 4.6 for integrity function (E).

Note 2: For insulation function (I) the ambient temperature is normally assumed to be 20°C.

Note 3: The decision on the use of advanced calculation methods in a country may be found in its National Annex.

(2)P Spalling shall be avoided by appropriate measures or the influence of spalling on performance requirements (R and/or EI) shall be taken into account, see 4.5.

(3) Sudden failure caused by excessive steel elongation from heating for prestressed members with unbonded tendons should be avoided.

4.2 Simplified calculation method

4.2.1 General

(1) Simplified cross-section calculation methods may be used to determine the ultimate loadbearing capacity of a heated cross section and to compare the capacity with the relevant combination of actions, see 2.4.2.

Note1: Informative Annex B provides two alternative methods, B.1 “500°C isotherm method” and B.2 “Zone method” for calculating the resistance to bending moments and axial forces. Second order effects may be included with both models. The two methods are applicable to structures subjected to a standard fire exposure. Method B.1 may be used in conjunction with both standard and parametric fires. Method B.2 is recommended for use with small sections and slender columns but is only valid for standard fires.

Примітка 2. В додатку С наведено зональний метод аналізу малих перерізів колон із значними впливами другого порядку.

(2) Розрахунок на зріз, кручення та анкерування згідно з 4.4.

Примітка. В додатку D наведено спрощений метод розрахунку для зрізу, кручення та анкерування.

(3) Спрощені методи розрахунку можуть застосовуватись для балок та плит, якщо вони завантажені переважно рівномірно розподіленим навантаженням, а розрахунок за нормальних температур базується на лінійному аналізі.

Примітка. В додатку E наведено спрощений метод розрахунку балок і плит.

4.2.2 Температурні криві

(1) Температура в залізобетонних конструкціях, що зазнають вогневого впливу, може визначатися за результатами випробувань або розрахунків.

Примітка. Температурні криві, що наведені в додатку А, застосовують для визначення температур поперечних перерізів з силікатним заповнювачем за стандартного температурного режиму до максимальної температури у приміщенні. Ці криві застосовують для більшості інших заповнювачів.

4.2.3 Приведений поперечний переріз

(1) Можна користуватися спрощеними методами, використовуючи приведений поперечний переріз.

Примітка. В додатку В наведено два методи, що базуються на використанні приведенного поперечного перерізу.

Метод наведений в додатку В.1, який базується на гіпотезі, що бетон за температури більше ніж 500 °С в розрахунку несучої здатності не враховується, тоді як бетон за температури менше 500 °С зберігає свою міцність в повній мірі. Цей метод застосовують для ненапружених залізобетонних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій з урахуванням поздовжнього навантаження, згинального моменту та їх сполучень.

Метод, наведений в додатку В.2, базується на принципі, що зруйнований вогнем поперечний переріз враховують відкиданням зруйнованої зони поверхні, що зазнала вогневого впливу. Розрахунок має виконуватися за відповідним алгоритмом. Цей метод придатний для ненапружених та попередньо напружених залізобетонних конструкцій з урахуванням поздовжнього навантаження, згинального моменту та їх сполучень.

4.2.4 Зниження міцності

4.2.4.1 Загальні положення

(1) Зниження значень характеристичного

Note 2: Informative Annex C provides a zone method for analysing column sections with significant second order effects.

(2) For shear, torsion and anchorage see 4.4.

Note: Informative Annex D provides a simplified calculation method for shear, torsion and anchorage.

(3) Simplified methods for the design of beams and slabs where the loading is predominantly uniformly distributed and where the design at normal temperature is based on linear analysis may be used.

Note: Informative Annex E provides a simplified calculation method for the design of beams and slabs.

4.2.2 Temperature profiles

(1) Temperatures in a concrete structure exposed to a fire may be determined from tests or by calculation.

Note: The temperature profiles given in Annex A may be used to determine the temperatures in crosssections with siliceous aggregate exposed to a standard fire up to the time of maximum gas temperature. The profiles are conservative for most other aggregates.

4.2.3 Reduced cross-section

(1) Simplified methods using a reduced cross-section may be used.

Note: Informative Annex B provides two methods using a reduced cross section.

The method described in Annex B.1 is based on the hypothesis that concrete at a temperature more than 500°C is neglected in the calculation of load-bearing capacity, while concrete at a temperature below 500 °C is assumed to retain its full strength. This method is applicable to a reinforced and prestressed concrete section with respect to axial load, bending moment and their combinations.

The method described in Annex B.2 is based on the principle that the fire damaged cross-section is reduced by ignoring a damaged zone at the fire-exposed surfaces. The calculation should follow a specific procedure. The method is applicable to a reinforced and prestressed concrete section with respect to axial load, bending moment and their combinations.

4.2.4 Strength reduction

4.2.4.1 General

(1) Values for the reduction of the

опору бетону, ненапруженої та попередньо напруженої арматури на стиск наведені у цьому розділі. Вони можуть використовуватись у спрощених методах розрахунку поперечного перерізу наведених в 4.2.3.

(2) Зниження значення опору, наведені нижче в 4.2.4.2 та 4.2.4.3, застосовують за температурних режимів, подібних до стандартного температурного режиму, до досягнення максимальної температури.

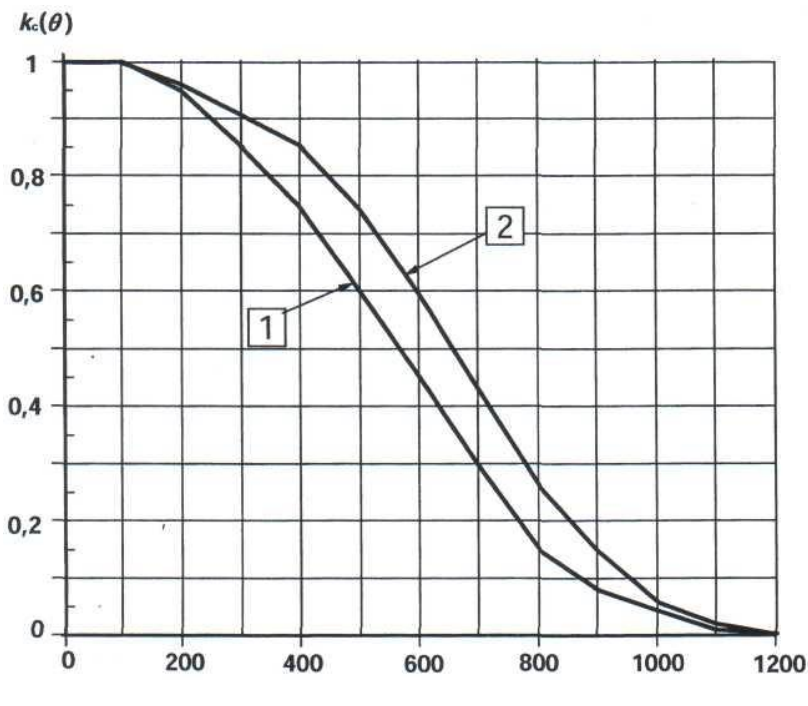
(3) Можна застосовувати альтернативні формулювання законів зниження характеристичного опору матеріалів за умови, що вони не суперечать експериментальним даним.

characteristic compressive strength of concrete, and of the characteristic strength of reinforcing and prestressing steels are given in this section. They may be used with the simplified cross-section calculation methods described in 4.2.3.

(2) The values for strength reduction given in 4.2.4.2 and 4.2.4.3 below should only be applied for heating rates similar to those appearing under standard fire exposure until the time of the maximum gas temperature.

(3) Alternative formulations of material laws may be applied, provided the solutions are within the range of experimental evidence.

4.2.4.2 Бетон



1 – бетон на силікатному заповнювачі
2 – бетон на карбонатному заповнювачі

Curve 1 : Normal weight concrete with siliceous aggregates
Curve 2 : Normal weight concrete with calcareous aggregates

Рисунок 4.1 – Коефіцієнт $k_c(\theta)$ зниження характеристичної міцності f_{ck} бетону

Figure 4.1: Coefficient $k_c(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength f_{ck} of concrete

(1) Зниження характеристичного опору бетону на стиск залежно від температури θ можна використовувати за таблицею 3.1, колонка 2 для силікатних заповнювачів та колонка 5 для карбонатних заповнювачів (рисунок 4.1).

(1) The reduction of the characteristic compressive strength of concrete as a function of the temperature θ may be used as given in Table 3.1 Column 2 for siliceous aggregates and Column 5 for calcareous aggregates (see Figure 4.1).

4.2.4.3 Сталь

(1) Для розтягнутої арматури зниження характеристичного опору залежно від

4.2.4.3 Steel

(1) For tension reinforcement the reduction of the characteristic strength of reinforcing steel

температури θ наведено в таблиці 3.2а. Для розтягнутої арматури зниження характеристичного опору арматури в балках та плитах, якщо $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, значення класу N зниження міцності армування наведені в таблиці 3.2а, колонка 2 для гарячекатаної та колонка 3 для холоднодеформованої арматури (рисунок 4.2а, криві 1 та 2). Значення класу X зниження міцності армування можуть використовуватись дані наведені в таблиці 3.2б, для гарячекатаної та холоднодеформованої арматури (рисунок 4.2б, крива 1).

Для стиснутої арматури колон та стиснутих зон балок і плит значення класу N зниження міцності арматури за умовної межі текучості 0,2 % має бути визначено, як наведено нижче. Це зниження міцності також застосовується для розтягнутої арматури, якщо $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$ та використовуються спрощені методи розрахунку перерізів (рисунок 4.2а, крива 3):

$k_s(\theta) = 1,0$	для	for $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,7 - 0,3(\theta - 400)/300$	для	for $100\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100$	для	for $400\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 500\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,1 - 0,47(\theta - 700)/200$	для	for $500\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,1(1200 - \theta)/500$	для	for $700\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$

Аналогічно може бути визначено значення класу X зниження міцності за умовної межі текучості 0,2 %, як наведено нижче. Це зниження міцності також застосовується для розтягнутої арматури, якщо $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$ (рисунок 4.2б, крива 2).

$k_s(\theta) = 1,0$	для	for $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,8 - 0,2(\theta - 400)/300$	для	for $100\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,6 - 0,2(\theta - 500)/100$	для	for $400\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 500\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,33 - 0,27(\theta - 600)/100$	для	for $500\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 600\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,15 - 0,18(\theta - 700)/100$	для	for $600\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,08 - 0,07(\theta - 800)/100$	для	for $700\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 800\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,05 - 0,03(\theta - 900)/100$	для	for $800\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 900\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04 - 0,01(\theta - 1000)/100$	для	for $900\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1000\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04(1200 - \theta)/200$	для	for $1000\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$

(2) Зниження характеристичного опору попередньо напруженої сталі залежно від температури θ має відповідати 3.2.4 (2). Значення можна взяти з таблиці 3.3, колонка 2а або 2б для холоднодеформованої сталі та колонка 3 для термомеханічно зміцненої попередньо напруженої сталі (рисунок 4.3).

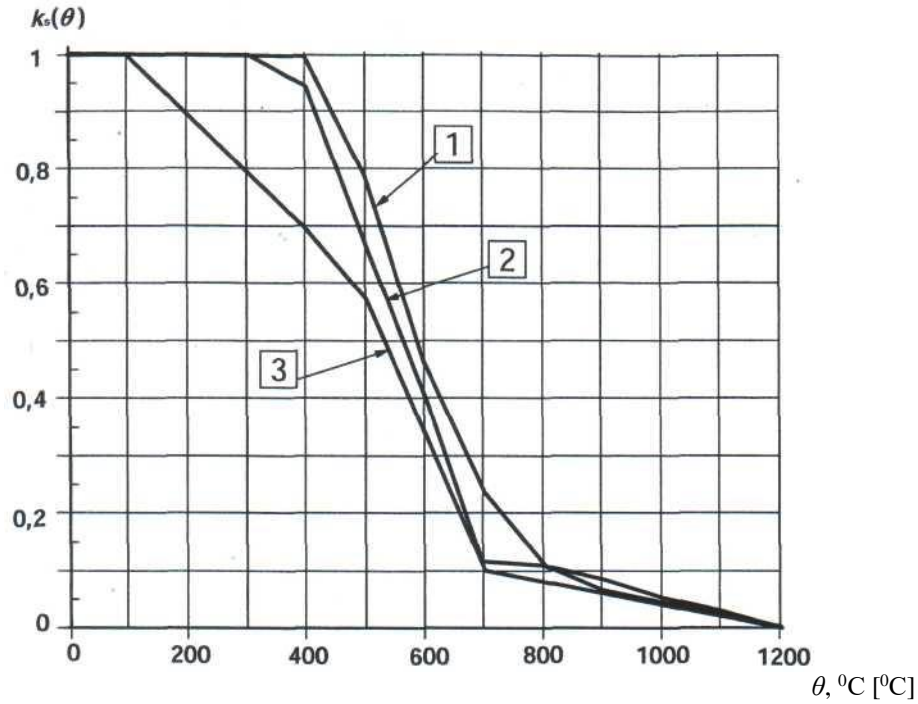
as a function of the temperature θ is given in Table 3.2a. For tension reinforcement in beams and slabs where $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, the strength reduction for Class N reinforcement may be used as given in Table 3.2a, Column 2 for hot rolled and Column 3 for cold worked reinforcing steel (see Figure 4.2a, curve 1 and 2). The strength reduction for Class X reinforcement may be used as given in Table 3.2b for hot rolled and cold worked reinforcing steel (see Figure 4.2b, curve 1).

For compression reinforcement in columns and compressive zones of beams and slabs the strength reduction at 0,2% proof strain for Class N reinforcement should be used as given below. This strength reduction also applies for tension reinforcement where $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$ when using simplified cross-section calculation methods (see Figure 4.2a, curve 3):

Similarly the strength reduction at 0,2% proof strain for Class X reinforcement may be used as given below. This strength reduction also applies for tension reinforcement where $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$ (see Figure 4.2b, curve 2).

$k_s(\theta) = 1,0$	для	for $20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,8 - 0,2(\theta - 400)/300$	для	for $100\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,6 - 0,2(\theta - 500)/100$	для	for $400\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 500\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,33 - 0,27(\theta - 600)/100$	для	for $500\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 600\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,15 - 0,18(\theta - 700)/100$	для	for $600\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,08 - 0,07(\theta - 800)/100$	для	for $700\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 800\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,05 - 0,03(\theta - 900)/100$	для	for $800\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 900\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04 - 0,01(\theta - 1000)/100$	для	for $900\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1000\text{ }^\circ\text{C}$
$k_s(\theta) = 0,04(1200 - \theta)/200$	для	for $1000\text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^\circ\text{C}$

(2) The reduction of the characteristic strength of a prestressing steel as a function of the temperature, θ , should be in accordance with 3.2.4 (2). Values may be taken from Table 3.3, Column 2a or 2b for cold worked steel and Column 3 for quenched and tempered prestressing steel (see Figure 4.3).

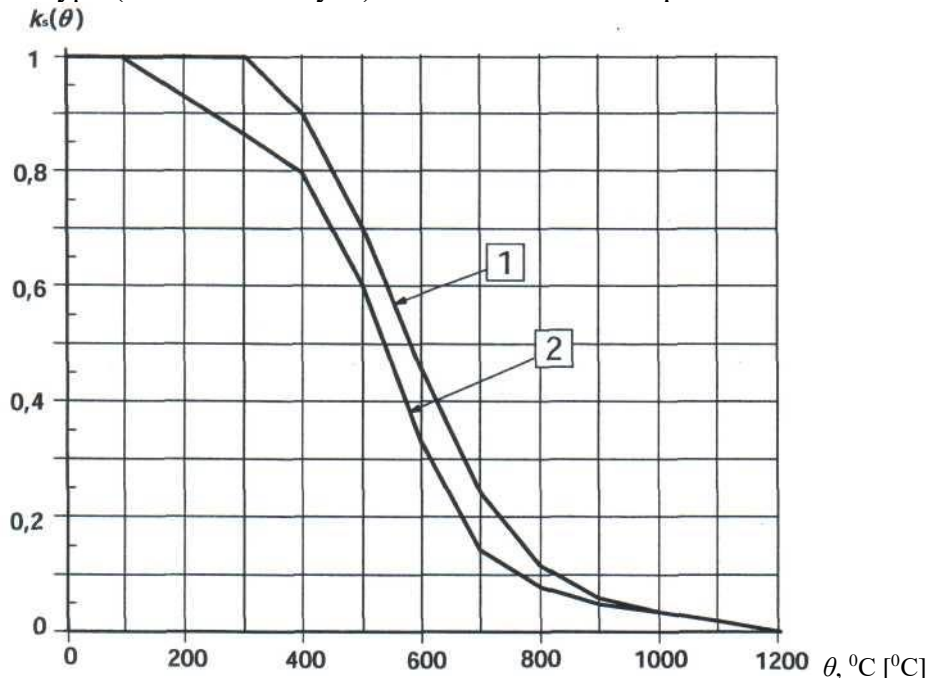


- 1 – розтягнута арматура (гарячекатана) для деформацій $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- 2 – розтягнута арматура (холоднодеформована) для деформацій $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- 3 – стиснута та розтягнута арматура для деформацій $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

- Curve 1: Tension reinforcement (hot rolled) for strains $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- Curve 2: Tension reinforcement (cold worked) for strains $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- Curve 3: Compression reinforcement and tension reinforcement for strains $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

Рисунок 4.2а – Коефіцієнт зниження $k_s(\theta)$ характеристичного опору f_{yk} розтягнутої та стиснутої арматури (значення класу N)

Figure 4.2a: Coefficient $k_s(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength f_{yk} of tension and compression reinforcement (Class N)

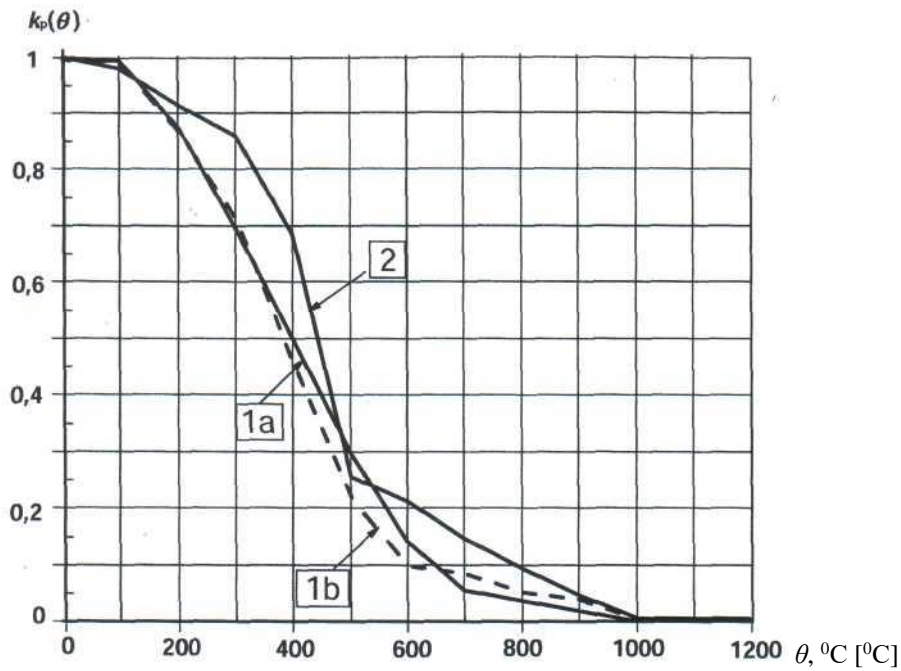


- 1 – розтягнута арматура для деформацій $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- 2 – стиснута арматура та розтягнута арматура $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

- Curve 1: Tension reinforcement (hot rolled and cold worked) for strains $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- Curve 2: Compression reinforcement and tension reinforcement (hot rolled and cold worked) for strains $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$

Рисунок 4.2б – Коефіцієнт зниження $k_s(\theta)$ характеристичного опору f_{yk} розтягнутої та стиснутої арматури (значення класу X)

Figure 4.2b: Coefficient $k_s(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength f_{yk} of tension and compression reinforcement (Class X)



1a – холоднодеформована попередньо напружена сталь (дроти та канати) Клас А
 1b – холоднодеформована попередньо напружена сталь (дроти та канати) Клас В
 2 – термомеханічно зміцнена попередньо напружена сталь (стрижні)

Curve 1a: Cold worked prestressing steel (wires and strands) Class A
 Curve 1b: Cold worked prestressing steel (wires and strands) Class B
 Curve 2: Quenched and tempered prestressing steel (bars)

Рисунок 4.3 – Коефіцієнт зниження $k_p(\theta)$ характеристичного опору βf_{pk} попередньо напруженої сталі

Figure 4.3: Coefficient $k_p(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength (βf_{pk}) of prestressing steel

4.3 Уточнені методи розрахунку

4.3 Advanced calculation methods

4.3.1 Загальні положення

4.3.1 General

(1)P Уточнені методи розрахунку достатньо точно відображають закономірності поведінки залізобетонних конструкцій, що зазнають вогневого впливу. Вони мають базуватись на фундаментальних фізичних передумовах, що ведуть до одержання найбільш достовірних даних про очікувану роботу відповідного конструктивного елемента під час пожежі.

(1)P Advanced calculation methods shall provide a realistic analysis of structures exposed to fire. They shall be based on fundamental physical behaviour leading to a reliable approximation of the expected behaviour of the relevant structural component under fire conditions.

(2)P Будь-який імовірний вид руйнування, що не враховується уточненим методом розрахунку, має виключатися відповідними заходами (наприклад, кручення, крихке руйнування бетону, місцева втрата стійкості стиснутого армування, зріз та руйнування в результаті втрати зчеплення арматури з бетоном, пошкодження анкерних пристроїв).

(2)P Any potential failure mode not covered by the advanced calculation method shall be excluded by appropriate means (e.g. insufficient rotational capacity, spalling, local buckling of compressed reinforcement, shear and bond failure, damage to anchorage devices).

(3) Уточнені методи розрахунку включають розрахункові моделі для визначення наступного:

(3) Advanced calculation methods should include calculation models for the determination of:

- зростання та розподілення температури

- the development and distribution of the

по всіх елементах конструкцій (теплотехнічний розрахунок);

- механічної роботи конструктивної системи або будь-якої її частини (статичний розрахунок).

(4) Уточнені методи розрахунку можуть використовуватись за будь-яких температурних режимів пожежі за умови, що відомі властивості матеріалів для відповідного діапазону температур та відповідного діапазону нагрівання.

(5) Уточнені методи розрахунку використовують для будь-якого типу поперечного перерізу.

4.3.2 Теплотехнічний розрахунок

(1)P Уточнені методи розрахунку для теплотехнічного розрахунку мають базуватись на основних принципах та припущеннях теорії теплопровідності.

(2)P Теплотехнічний розрахунок має включати такі поняття:

a) відповідні теплові впливи визначені в EN 1991-1-2;

b) температурно залежні теплофізичні властивості матеріалів

(3) Впливом вологості та міграції вологи всередині бетону або захисних шарів за їх наявності нехтують.

(4) Температурне розподілення в залізобетонних елементах можна використовувати для оцінки не зважаючи на наявність армування.

(5) Результат нерівномірного теплового впливу, а також теплопередача на прилеглі конструкції будівлі за необхідності можуть враховуватись.

4.3.3 Статичний розрахунок

(1)P Уточнені методи розрахунку для статичного розрахунку базуються на визначених принципах та припущеннях будівельної механіки враховуючи зміну механічних властивостей від температури.

(2)P Необхідно враховувати температурні деформації та напруження спричинені як підвищенням, так і перепадами температур.

(3)P Значення деформації для граничного стану встановлені методами розрахунку мають обмежуватись настільки, наскільки це

temperature within structural members (thermal response model);

- the mechanical behaviour of the structure or of any part of it (mechanical response model).

(4) Advanced calculation methods may be used in association with any heating curve provided that the material properties are known for the relevant temperature range and the relevant rate of heating.

(5) Advanced calculation methods may be used with any type of cross section.

4.3.2 Thermal response

(1)P Advanced calculation methods 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 include the consideration of:

a) the relevant thermal actions specified in EN 1991-1-2;

b) the temperature dependent thermal properties of the materials

(3) The influence of moisture content and of migration of the moisture within concrete or protective layers if any, may conservatively be neglected.

(4) The temperature profile in a reinforced concrete element may be assessed omitting the presence of reinforcement.

(5) The effects of non-uniform thermal exposure and of heat transfer to adjacent building components may be included where appropriate.

4.3.3 Mechanical response

(1)P Advanced calculation methods for mechanical response shall be based on the acknowledged principles and assumptions of the theory of structural mechanics, taking into account the changes of mechanical properties with temperature.

(2)P The effects of thermally induced strains and stresses both due to temperature rise and due to temperature differentials, shall be considered.

(3)P The deformations at ultimate limit state implied by the calculation methods shall be limited as necessary to ensure that compatibility is

потрібно для забезпечення просторової жорсткості конструкцій.

(4)P Якщо необхідно, при статичному розрахунку враховують геометричну нелінійність.

(5) Повну деформацію ε визначають за формулою:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (4.15)$$

де

- ε_{th} – температурна деформація;
- ε_{σ} – миттєва деформація, що залежить від напруження;
- ε_{creep} – деформація повзучості;
- ε_{tr} – тимчасова деформація.

(6) Несуча здатність окремих елементів, частин або усієї конструктивної системи під час вогневого впливу може бути визначена методом розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням пластичних деформацій (див. EN 1992-1-1, розділ 5).

(7) Граничний кут повороту залізобетонних перерізів при пластичній деформації має оцінюватись із урахуванням збільшених граничних деформацій ε_{cu} та ε_{su} в умовах нагріву. На значення ε_{cu} також впливає існуюче поперечне армування.

(8) Стиснута зона перерізу елемента (наприклад, згинального), що зазнає прямого вогневого впливу, має бути перевірена та сконструйована з особливою увагою, з метою запобігання крихкого руйнування стиснутого бетону або обвалення захисного шару бетону.

(9) При розрахунку треба перевіряти та деталізувати граничні умови окремих елементів, частин конструктивної системи для запобігання обвалення через втрату відповідної опори елементів.

4.3.4 Перевірка уточнених методів розрахунку

(1)P Перевірка точності розрахункових моделей повинна виконуватись на основі результатів відповідних випробувань.

(2) Розрахункові результати можуть стосуватись температур, деформацій та межі вогнестійкості.

(3) Основні параметри мають перевірятись для впевненості в тому, що модель відповідає сучасним технологіям будівництва, за допомогою аналізу її вразливості.

maintained between all parts of the structure.

(4)P Where relevant, the mechanical response of the model shall also take account of geometrical non-linear effects.

(5) The total strain ε may be assumed to be:

where

- ε_{th} is the thermal strain,
- ε_{σ} is the instantaneous stress-dependent strain
- ε_{creep} is the creep strain and
- ε_{tr} is the transient state strain

(6) The load bearing capacity of individual members, sub-assemblies or entire structures exposed to fire may be assessed by plastic methods of analysis (see EN 1992-1-1, Section 5).

(7) The plastic rotation capacity of reinforced concrete sections should be estimated taking account of the increased ultimate strains ε_{cu} and ε_{su} in hot condition. ε_{cu} will also be affected by the confinement reinforcement provided.

(8) The compressive zone of a section, especially if directly exposed to fire (e.g. hogging in continuous beams), should be checked and detailed with particular regard to spalling or falling-off of concrete cover.

(9) In the analysis of individual members or sub-assemblies the boundary conditions should be checked and detailed in order to avoid failure due to the loss of adequate support for the members.

4.3.4 Validation of advance calculation methods

(1)P A verification of the accuracy of the calculation models shall be made on the basis of relevant test results.

(2) Calculation results may refer to temperatures, deformations and fire resistance times.

(3)P The critical parameters shall be checked to ensure that the model complies with sound engineering principles, by means of a sensitivity analysis.

(4) Основні параметри можуть стосуватись, наприклад, значення поздовжнього згину, розміру елементів та рівня навантаження.

(4) Critical parameters may refer, for example, to the buckling length, the size of the elements and the load level.

4.4 Зріз, кручення та анкерування

4.4 Shear, torsion and anchorage

(1) Якщо використовуються мінімальні розміри, що наведені в табличних даних, перевірки на зріз, кручення та анкерування виконувати не обов'язково.

(1) When minimum dimensions given in Tabulated data are followed, further checks for shear, torsion and anchorage are not required.

(2) Методи розрахунку на зріз, кручення та анкерування слід застосовувати, якщо вони підтвердженні результатами випробувань.

(2) Calculation methods for shear, torsion and anchorage may be used if they are supported by test information.

Примітка. В додатку D наведено спрощені методи розрахунку на зріз, кручення та анкерування.

Note: Informative Annex D provides a simplified calculations methods for shear, torsion and anchorage.

4.5 Крихке руйнування

4.5 Spalling

4.5.1 Вибухоподібне крихке руйнування

4.5.1 Explosive spalling

(1)P Вибухоподібне крихке руйнування потрібно виключити, інакше його вплив на експлуатаційні вимоги (R та/або EI) потрібно враховувати.

(1)P Explosive spalling shall be avoided, or its influence on performance requirements (R and/or EI) shall be taken into account.

(2) Вибухоподібне крихке руйнування малоімовірне, якщо вологість бетону менша за k %. Якщо значення вологості більші за k %, необхідно проводити більш точну оцінку вологості, типу заповнювача, водонепроникності бетону та умов нагрівання.

(2) Explosive spalling is unlikely to occur when the moisture content of the concrete is less than k % by weight. Above k % a more accurate assessment of moisture content, type of aggregate, permeability of concrete and heating rate should be considered.

Примітка. Значення k , що застосовується в країні, може бути зазначене в Національному додатку. Рекомендоване значення $k=3$ %.

Note: The value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 3.

(3) Якщо елемент розрахований на впливи класу X0 та XC1 (див. EN 1992-1-1), вологість цього елемента нижча за k %, де $2,5 \leq k \leq 3,0$.

(3) It may be assumed that where members are designed to exposure class X0 and XC1 (see EN 1992-1-1), the moisture content of that member is less than k % by weight, where $2,5 \leq k \leq 3,0$.

(4) Якщо використовуються табличні дані, ніяких подальший перевірок для бетону виконувати не потрібно. 4.5.2 (2) застосовується, якщо відстань до осі арматури a становить більше 70 мм.

(4) When using tabulated data no further check is required for normal weight concrete. 4.5.2 (2) is applicable when the axis distance, a , is 70 mm or more.

(5) Для балок, плит та розтягнутих елементів, якщо вологість бетону більша за k %, вплив вибухоподібного крихкого руйнування бетону на несучу здатність R може оцінюватись допущенням місцевого відшарування захисного шару арматурного стрижня, канату в поперечному перерізі, а потім перевіркою *зниженої* несучої здатності перерізу. Для цієї перевірки температура інших арматурних стрижнів може вважатись такою, що є поза межами непошкодженого

(5) For beams, slabs and tensile members, if the moisture content of the concrete is more than k % by weight the influence of explosive spalling on load-bearing function R may be assessed by assuming local loss of cover to one reinforcing bar or bundle of bars in the cross section and then checking the *reduced* load-bearing capacity of the section. For this verification the temperature of the other reinforcing bars may be assumed to be that in an unspalled section. This verification is not required for any structural member for which

перерізу. Ця перевірка не вимагається для будь-якого елемента конструкцій, для якого дійсна робота в наслідок вибухоподібного крихкого руйнування перевірена експериментальним чином, або який покритий додатковим захистом та перевірених випробуваннями.

Примітка. За достатньо великої кількості стрижнів вважається, що можливо прийняти перерозподіл напружень без втрати стійкості (R). Це включає:

- нерозрізна плита з рівномірно розподіленими стрижнями,

- балки шириною більше 400 мм та з кількістю стрижнів більше за 8, розміщених в розтягненій зоні.

4.5.2 Руйнування бетону

(1) Руйнування бетону під час вогневого впливу потрібно виключити, або враховувати при забезпеченні експлуатаційних вимог (R та/або EI).

(2) Якщо відстань до осі арматури більше 70 мм, або випробування не доводились до руйнування бетону, тоді необхідно проводити підсилення поверхневого шару. Підсилююча арматурна сітка поверхневого шару повинна мати чарунку не більше 100 мм, а діаметр стрижнів не менше 4 мм.

4.6 З'єднання

(1) Р проектування з'єднань базується на загальній оцінці роботи конструкцій під час пожежі.

(2) Р З'єднання слід проектувати на основі обчислень таким чином, щоб вони задовольняли вимогам граничних станів з вогнестійкості R та EI, що встановлюються для з'єднаних елементів конструкцій та забезпечують достатню стійкість всієї споруди.

(3) Елементи з'єднання з конструкційної сталі слід розраховувати на вогнестійкість згідно з EN 1993-1-2.

(4) Згідно з вимогами граничного стану з вогнестійкості за ознакою втрати тепло ізолювальної здатності I ширина зазорів в з'єднаннях не повинна перевищувати 20 мм, а глибина зазорів не повинна бути більшою за половину мінімальної товщини d (див. 4.2) наявного роз'єднуючого елемента (рисунок 4.4)

the correct behaviour with relation to explosive spalling has been checked experimentally or for which complementary protection is applied and verified by testing.

Note: Where the number of bars is large enough, it may be assumed that an acceptable redistribution of stress is possible without loss of the stability (R). This includes:

- solid slabs with evenly distributed bars,

- beams with a width larger than 400 mm and containing more than 8 bars in the tensile area

4.5.2 Falling off of concrete

(1) P Falling off of concrete in the latter stage of fire exposure shall be avoided, or taken into account when considering the performance requirements (R and/or EI).

(2) Where the axis distance to the reinforcement is 70 mm or more and tests have not been carried out to show that falling-off does not occur, then surface reinforcement should be provided. The surface reinforcement mesh should have a spacing not greater than 100 mm, and a diameter not less than 4 mm.

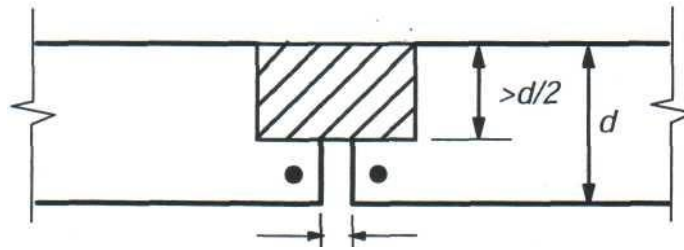
4.6 Joints

(1) P The design of joints shall be based on an overall assessment of the structural behaviour in fire.

(2) P Joints shall be detailed in such a way that they comply with the R and EI criteria required for the connected structural members and ensure sufficient stability of the total structure.

(3) Joint components of structural steel should be designed for fire resistance in accordance with EN 1993-1-2.

(4) With reference to the I-criterion, the width of gaps in joints should not exceed the limit of 20mm and they should not be deeper than half the minimum thickness d (see 4.2) of the actual separating component, see Figure 4.4.



Примітка. Стрижні в кутових зонах, що розміщуються біля зазору не вважаються кутовими стрижнями з посиланням на табличні дані.

Рисунок 4.4 – Розміри зазору в з’єднаннях

Для зазорів з більшою глибиною та, за необхідності, з установленою закладною деталлю вогнестійкість має встановлюватись на основі відповідних випробувань.

4.7 Вогнезахисні покриття

(1) Нормована вогнестійкість може забезпечуватись за допомогою вогнезахисних покриттів.

(2) Властивості та робота для вогнезахисних покриттів конструкцій має оцінюватись під час відповідних випробувань.

Note: Bars in the corner zones close to the gap need not be considered as corner bars with reference to tabulated data.

Figure 4.4: Dimensions of gap at joints

For gaps with larger depth and, if necessary, with the addition of a sealing product, the fire resistance should be documented on the basis of an appropriate test procedure

4.7 Protective layers

(1) Required fire resistance may also be obtained by the application of protective layers.

(2) The properties and performance of the material for protective layers should be assessed using appropriate test procedure.

5 Табличні дані

5.1 Сфера застосування

(1) В розділі наведені розрахункові рішення для стандартного температурного режиму до 240 хв (див. 4.1). Правила застосовуються для аналізу окремої конструкції згідно з 2.4.2.

Примітка. Таблиці розроблені на емпіричній основі і підтверджені досвідом, теоретичною оцінкою та випробуваннями. Дані взяті з приблизних усталених висновків для найтиповіших елементів конструкцій та дійсні для всього діапазону теплопровідності згідно з 3.3. Табличні дані для окремих типів бетонних виробів можна знайти у відповідних стандартах на ці вироби або визначити, використовуючи розрахункові методи згідно з 4.2, 4.3 та 4.4.

(2) Значення, надані в таблицях цієї настанови, застосовуються для бетону (від 2000 кг/м³ до 2600 кг/м³ згідно з EN 206-1), виготовленого на силікатному заповнювачі.

Якщо в балках або плитах використовуються карбонатні або легкі заповнювачі, то мінімальний розмір поперечного перерізу можна зменшити на 10 %.

(3) Якщо використовуються табличні дані, не потрібно виконувати подальших перевірок зрізу, кручення і анкерування (див. 4.4).

(4) Якщо використовуються табличні дані, не потрібно виконувати подальших перевірок на крихке руйнування за винятком підсилення захисного шару бетону (див. 4.5.1 (4)).

5.2 Загальні правила розрахунку

(1) Вимоги для огорожувальної здатності (граничні стани з вогнестійкості E та I, див. 2.1.2) можуть вважатись забезпеченими, коли мінімальна довжина стін та плит відповідає таблиці 5.3. Для з'єднань необхідно посилатись на 4.6.

(2) Для несучої здатності (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R) мінімальні вимоги до розмірів перерізів та відстані до осі арматури визначаються з таблиць за наступним:

де:

$E_{d,fi}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі.

$R_{d,fi}$ – розрахункова несуча здатність під час пожежі.

5 Tabulated data

5.1 Scope

(1) This section gives recognised design solutions for the standard fire exposure up to 240 minutes (see 4.1). The rules refer to member analysis according to 2.4.2.

Note: The tables have been developed on an empirical basis confirmed by experience and theoretical evaluation of tests. The data is derived from approximate conservative assumptions for the more common structural elements and is valid for the whole range of thermal conductivity in 3.3. More specific tabulated data can be found in the product standards for some particular types of concrete products or developed, on the basis of the calculation method in accordance with 4.2, 4.3 and 4.4.

(2) The values given in the tables apply to normal weight concrete (2000 to 2600 kg/m³, see EN 206-1) made with siliceous aggregates.

If calcareous aggregates or lightweight aggregates are used in beams or slabs the minimum dimension of the cross-section may be reduced by 10%.

(3) When using tabulated data no further checks are required concerning shear and torsion capacity and anchorage details (see 4.4).

(4) When using tabulated data no further checks are required concerning spalling, except for surface reinforcement (see 4.5.1 (4)).

5.2 General design rules

(1) Requirements for separating function (Criterion E and I (see 2.1.2)) may be considered satisfied where the minimum thickness of walls or slabs is in accordance with Table 5.3. For joints reference should be made to 4.6.

(2) For load bearing function (Criterion R), the minimum requirements concerning section sizes and axis distance of steel in the tables follows from:

$$E_{d,fi}/R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

where:

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

$R_{d,fi}$ is the design load-bearing capacity (resistance) in the fire situation.

(3) Табличні дані для цього розділу ґрунтуються на зниженні рівня навантаження $\eta_{fi}=0,7$, якщо інше не передбачене у відповідних пунктах.

Примітка. Якщо коефіцієнт надійності визначений в Національному додатку до EN 1990 не співпадає із зазначеними в 2.4.2, вищевказане значення $\eta_{fi}=0,7$ не дійсне. В таких випадках значення η_{fi} для використання в країні можуть бути зазначені в Національному додатку.

(4) Для забезпечення необхідної відстані від осі арматури до найближчої обігрівної поверхні в розтягнутих зонах вільно опертих балок та плит, таблиці 5.5, 5.6 та 5.8, колонка 3 (один напрямок) оснований на критичній температурі нагріву сталі $\theta_{cr}=500$ °C. Цей висновок відповідає $E_{d,fi}=0,7E_d$ та $\gamma_s=1,15$ (рівень напружень $\sigma_{s,fi}/f_{yk}=0,60$, див. формула (5.2)), де E_d – розрахунковий навантажувальний ефект згідно з EN 1992-1-1

(5) Для попередньо напружених арматурних елементів критична температура стрижнів приймається 400 °C, а для канатів та дротів 350 °C. Це твердження приблизно відповідає значенням $E_{d,fi}=0,7E_d$, $f_{p0,1k}/f_{pk}=0,9$ та $\gamma_s=1,15$ (рівень напружень $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k}=0,55$). Якщо не проводились спеціальні перевірки згідно з (7) в розтягнутих елементах, балках та плитах необхідна відстань до осі арматури a має збільшуватись на:

- 10 мм для попередньо напружених стрижнів, відповідно $\theta_{cr}=400$ °C

- 15 мм для попередньо напружених дротів та канатів, відповідно $\theta_{cr}=350$ °C.

(6) Зниження характеристичного опору ненапруженої та попередньо напруженої арматури як залежності від температури θ для користування таблицями в цьому розділі показано відповідними кривими на рисунку 5.1.

(3) Tabulated data in this section are based on a reference load level $\eta_{fi}=0,7$, unless otherwise stated in the relevant clauses.

Note: Where the partial safety factors specified in the National Annexes of EN 1990 deviate from those indicated in 2.4.2, the above value $\eta_{fi}=0,7$ may not be valid. In such circumstances the value of η_{fi} for use in a Country may be found in its National Annex.

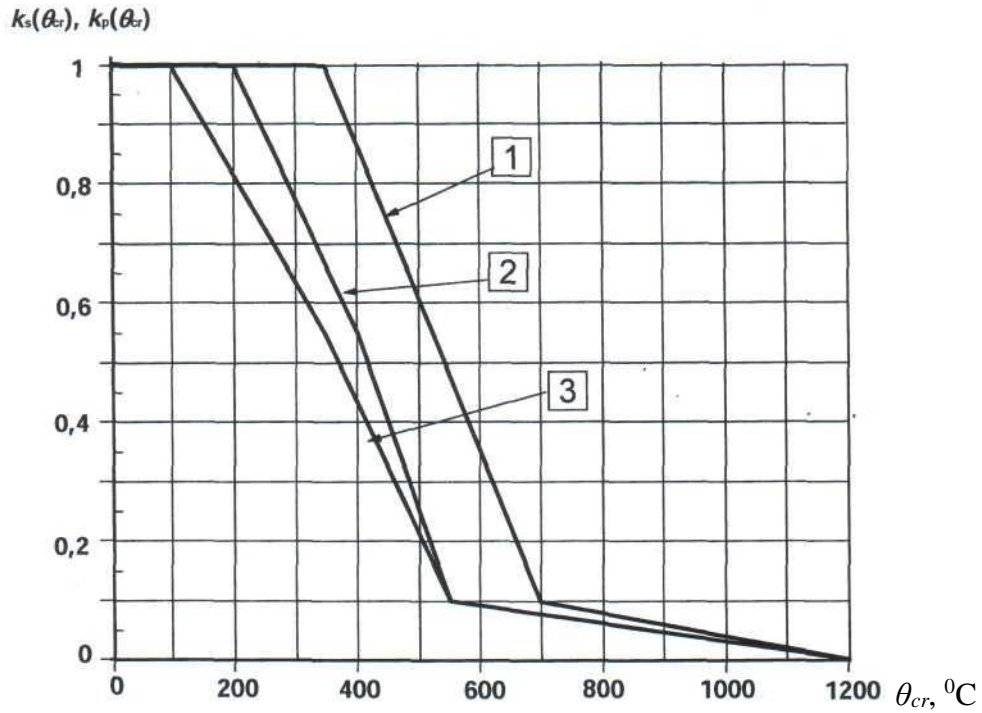
(4) In order to ensure the necessary axis distance in tensile zones of simply supported beams and slabs, Tables 5.5, 5.6 and 5.8, Column 3 (one way), are based on a critical steel temperature of $\theta_{cr}=500$ °C. This assumption corresponds approximately to $E_{d,fi}=0,7E_d$ and $\gamma_s=1,15$ (stress level $\sigma_{s,fi}/f_{yk}=0,60$, see Expression (5.2)) where E_d denotes the design effect of actions according to EN 1992-1-1.

(5) For prestressing tendons the critical temperature for bars is assumed to be 400 °C and for strands and wires to be 350 °C. This assumption corresponds approximately to $E_{d,fi}=0,7E_d$, $f_{p0,1k}/f_{pk}=0,9$ and $\gamma_s=1,15$ (stress level $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k}=0,55$). If no special check according to (7) is made in prestressed tensile members, beams and slabs the required axis distance a should be increased by:

- 10 mm for prestressing bars, corresponding to $\theta_{cr}=400$ °C

- 15 mm for prestressing wires and strands, corresponding to $\theta_{cr}=350$ °C.

(6) The reduction of the characteristic strength of reinforcing and prestressing steel as a function of the temperature θ for use with the tables in this section is shown by the reference curves in Figure 5.1.



- 1 – арматура
- 2 – попередньо напружена арматура (стрижні згідно з EN 10138-4)
- 3 – попередньо напружена арматура (дроти та канати згідно з EN 10138-2 та EN 10138-3 відповідно)

- Curve 1: reinforcing steel
- Curve 2: prestressing steel (bars: EN 10138 - 4)
- Curve 3: prestressing steel (wires & strands EN 10138 -2 and -3)

Рисунок 5.1 – Крива для критичної температури ненапруженої та попередньо напруженої арматури θ_{cr} , що відповідає коефіцієнту зниження $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ C)$ або $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^\circ C)$

Figure 5.1: Reference curves for critical temperature of reinforcing and prestressing steel θ_{cr} corresponding to the reduction factor $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ C)$ or $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^\circ C)$

Криві отримані з наступних формул:

These curves are derived as follows:

- i) арматура (гарячекатана або холоднодеформована згідно з EN 10080)
- ii) попередньо напружена сталь (стрижні згідно з EN 10138-4)

- i) reinforcing steel (hot rolled or cold worked: EN 10080)
- ii) prestressing steel (bars: EN 10138-4)

- $k_s(\theta) = 1,0$ для for $20^\circ C \leq \theta \leq 350^\circ C$
- $k_s(\theta) = 1,0 - 0,4(\theta - 350)/150$ для for $350^\circ C < \theta \leq 500^\circ C$
- $k_s(\theta) = 0,61 - 0,5(\theta - 500)/200$ для for $500^\circ C < \theta \leq 700^\circ C$
- $k_s(\theta) = 0,1 - 0,1(\theta - 700)/500$ для for $700^\circ C < \theta \leq 1200^\circ C$

- iii) попередньо напружена сталь (дріт та канати згідно з EN 10138-2 та -3 відповідно)
- iii) prestressing steel (wires and strands: EN 10138-2 and -3)

- $k_p(\theta) = 1,0$ для for $20^\circ C \leq \theta \leq 200^\circ C$
- $k_p(\theta) = 1,0 - 0,45(\theta - 200)/200$ для for $200^\circ C < \theta \leq 400^\circ C$
- $k_p(\theta) = 0,55 - 0,455(\theta - 400)/150$ для for $400^\circ C < \theta \leq 550^\circ C$
- $k_p(\theta) = 0,1 - 0,1(\theta - 550)/650$ для for $550^\circ C < \theta \leq 1200^\circ C$

- $k_p(\theta) = 1,0$ для for $20^\circ C \leq \theta \leq 100^\circ C$
- $k_p(\theta) = 1,0 - 0,45(\theta - 100)/250$ для for $100^\circ C < \theta \leq 350^\circ C$
- $k_p(\theta) = 0,55 - 0,455(\theta - 350)/200$ для for $350^\circ C < \theta \leq 550^\circ C$
- $k_p(\theta) = 0,1 - 0,1(\theta - 550)/650$ для for $550^\circ C < \theta \leq 1200^\circ C$

(7) Для розтягнутих та вільно опертих елементів при згині (за винятком попередньо напружених арматурних елементів без зчеплення з бетоном), в яких критична

(7) For tensile and simply supported members subject to bending (except those with unbonded tendons), in which the critical temperature is different to $500^\circ C$, the axis

температура відрізняється від 500 °C, відстань до осі арматури наведена в таблицях 5.5, 5.6 та 5.9 може уточнюватись наступним чином.

а) при обчисленні напруження сталі $\sigma_{s,fi}$ від впливу пожежі $E_{d,fi}$ використовують формулу (5.2).

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{f_{yk}(20^{\circ}C)}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.2)$$

де:

γ_s – коефіцієнт надійності для арматури (розділ 2 EN 1992-1-1)

$A_{s,req}$ – площа потрібного армування за граничним станом відповідно до EN 1992-1-1

$A_{s,prov}$ – площа забезпеченого армування
 $E_{d,fi}/E_d$ – можна оцінити застосовуючи 2.4.2.

б) визначають критичну температуру армування θ_{cr} , що відповідає коефіцієнту зниження $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^{\circ}C)$ (рисунок 5.1, крива 1) для ненапруженої або $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^{\circ}C)$ (рисунок 5.1, крива 2 або 3) для попередньо напруженої арматури.

в) уточнюють мінімальну відстань до осі арматури наведену в таблицях для нової критичної температури θ_{cr} використовуючи наближену формулу (5.3), де Δa зміна відстань до осі арматури в мм.

$$\Delta a = 0,1(500 - \theta_{cr}), \text{ мм (mm)} \quad (5.3)$$

(8) Наведене вище наближення дійсне, якщо $350^{\circ}C < \theta_{cr} < 700^{\circ}C$, та для зміни відстані до осі арматури наведеної тільки в таблицях. Для температур за межами цих границь та для більш точних результатів необхідно користуватись температурними кривими. Для попередньо напруженої сталі аналогічно можна використовувати формулу (5.2).

(9) Для попередньо напруженої арматури без зчеплення з бетоном критичні температури вище $350^{\circ}C$ можна використовувати тільки, якщо застосовуються більш точні методи визначення прогинів, див. 4.1 (3).

(10) Для розтягнутих елементів або балок де вимагається, щоб θ_{cr} була менше $400^{\circ}C$, розміри поперечного перерізу повинні бути збільшені за умови збільшення мінімальної ширини розтягнутого елемента або розтягнутої зони балки в мм згідно з формулою (5.4):

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8(400 + \theta_{cr}), \text{ мм (mm)} \quad (5.4)$$

де b_{min} – мінімальний розмір b наведений в таблицях, що відносяться до нормованої

distance given in tables 5.5, 5.6 and 5.9 may be modified as follows:

a) evaluate the steel stress $\sigma_{s,fi}$ for the actions in a fire situation ($E_{d,fi}$) using Expression (5.2).

where:

γ_s is the partial safety factor for reinforcing steel (see Section 2 of EN 1992-1-1)

$A_{s,req}$ is the area of reinforcement required for ultimate limit state according to EN 1992-1-1

$A_{s,prov}$ is the area of reinforcement provided

$E_{d,fi}/E_d$ may be assessed using 2.4.2.

b) evaluate the critical temperature of reinforcement θ_{cr} , corresponding to the reduction factor $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^{\circ}C)$ using Figure 5.1 (Reference Curve 1) for reinforcement or $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^{\circ}C)$ using Figure 5.1 (Reference Curve 2 or 3) for prestressing steel.

c) adjust the minimum axis distance given in the tables, for the new critical temperature, θ_{cr} , using the approximate Equation (5.3), where Δa is the change in the axis distance in millimetres:

(8) The above approximation is valid for $350^{\circ}C < \theta_{cr} < 700^{\circ}C$ and for modification of the axis distance given in the tables only. For temperatures outside these limits, and for more accurate results temperature profiles should be used. For prestressing steel, Expression (5.2) may be applied analogously.

(9) For unbonded tendons critical temperatures greater than $350^{\circ}C$ should only be used where more accurate methods are used to determine the effects of deflections, see 4.1 (3).

(10) For tensile members or beams where the design requires θ_{cr} to be below $400^{\circ}C$ the cross sectional dimensions should be increased by increasing the minimum width of the tensile member or tensile zone of the beam according to Expression (5.4).

where b_{min} is the minimum dimension b given in the tables, related to the required

вогнестійкості.

Як альтернатива збільшенню ширини за формулою (5.4) уточнюють відстань до осі арматури для отримання температури, необхідної для діючого напруження. Це вимагає використання більш точного методу, такого який наведено в додатку А.

(11) В таблицях, додатково до розрахункових правил, що вимагаються (EN 1992-1-1), наведенні значення мінімальних розмірів для вогнестійкості. Деякі значення відстані до осі арматури, використаних в таблицях, менші за ті, що вимагаються в EN 1992-1-1 та повинні враховуватись для контролю.

(12) Може проводитись лінійна інтерполяція між значеннями наведеними в таблицях.

(13) Позначення, що використані в таблицях, надані на рисунку 5.2.

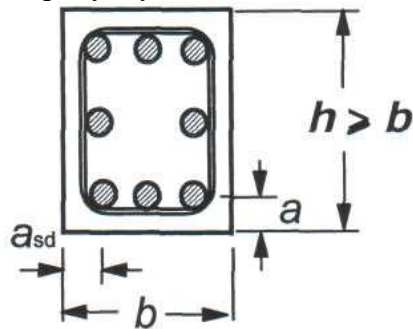


Рисунок 5.2 – Переріз елементів конструкцій, номінальна відстань до осі арматури a

(14) Відстань до осі арматури a , для сталевих стрижнів, дроту та попередньо напруженого арматурного елемента має номінальні значення.

(15) При армуванні в декілька рядів, як наведено на рисунку 5.3, та там де воно складається з ненапруженої та попередньо напруженої арматури з тими ж характеристичними опорами f_{yk} та f_{pk} , середня відстань до осі арматури a_m не може бути меншою за відстань до осі арматури a , наведену в таблицях. Середня відстань до осі арматури може бути обчислена за формулою (5.5)

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}} \quad (5.5)$$

де:

A_{si} – площа поперечного перерізу i -того сталевого стрижня (попередньо напруженого арматурного елемента,

standard fire resistance.

An alternative to increasing the width according to Expression (5.4) may be to adjust the axis distance of the reinforcement in order to obtain the temperature required for the actual stress. This requires using a more accurate method such as that given in Annex A.

(11) Values given in the tables provide minimum dimensions for fire resistance in addition to the detailing rules required by EN 1992-1-1. Some values of the axis distance of the steel, used in the tables are less than that required by EN 1992-1-1 and should be considered for interpolation only.

(12) Linear interpolation between the values given in the tables may be carried out.

(13) Symbols used in the tables are defined in Figure 5.2.

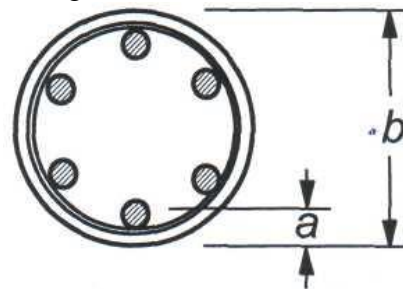


Figure 5.2: Sections through structural members, showing nominal axis distance a

(14) Axis distances, a , to a steel bar, wire or tendon are nominal values. Allowance for tolerance need not be added.

(15) When reinforcement is arranged in several layers as shown in Figure 5.3, and where it consists of either reinforcing or prestressing steel with the same characteristic strength f_{yk} and f_{pk} respectively, the average axis distance a_m should not be less than the axis distance a given in the Tables. The average axis distance may be determined by Expression (5.5).

where:

A_{si} is the cross sectional area of steel bar (tendon, wire) "i"

канату);

a_i – відстань до осі i -того сталевого стрижня (попередньо напруженого арматурного елемента, канату).

a_i is the axis distance of steel bar (tendon, wire) "i" from the nearest exposed surface.

Коли армування складається зі сталей з різними характеристичними опорами, A_{si} у формулі (5.5) можна замінити на A_{sifyki} (або A_{sifyki}).

When reinforcement consists of steels with different characteristic strength A_{si} should be replaced by A_{sifyki} (або A_{sifyki}) in Expression (5.5).

(16) Коли ненапружена та попередньо напружена арматура можуть використовуватись одночасно (наприклад, у частково попередньо напруженому елементі), відстані до осей ненапруженої та попередньо напруженої арматури повинні визначатися окремо.

(16) Where reinforcing and prestressing steel is used simultaneously (e.g. in a partially prestressed member), the axis distances of reinforcing and prestressing steel should be determined separately.

Примітка. Рекомендується використовувати температурні криві та спрощені методи розрахунку.

Note: Use of temperature graphs and simplified calculation methods is recommended.

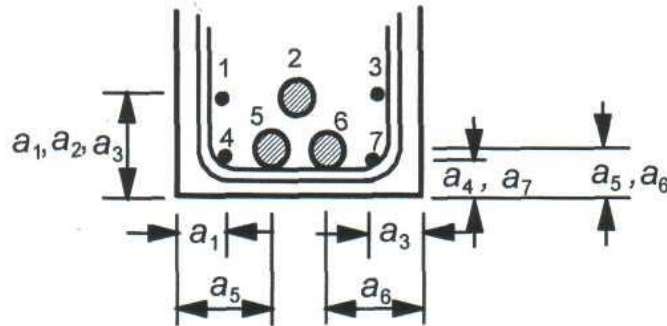


Рисунок 5.3 – Розміри, що використовуються при розрахунку відстань до осі арматури a_m

Figure 5.3: Dimensions used to calculate average axis distance a_m

(17) Мінімальна відстань до осі для будь-якого окремого стрижня повинна бути не менше за необхідну при R 30 для стрижнів в один ряд або половину середньої відстань до осі для стрижнів в декілька рядів (формула (5.5)).

(17) The minimum axis distance for any individual bar should not be less than either that required for R 30 for bars in a single layer or half the average axis distance for bars in multiple layers (see Expression (5.5)).

5.3 Колони

5.3 Columns

5.3.1 Загальні положення

5.3.1 General

(1) Для оцінки вогнестійкості колон існує два метода: метод А та метод В.

(1) For assessing the fire resistance of columns, two methods, Method A and Method B are provided.

Примітка. Наведені табличні дані використовують тільки для будівель з в'язями жорсткості. Табличні дані для безв'язевих будівель можуть бути наведені в національному Додатку країни

Note: Tabulated data is given for braced structures only. Tabulated data for unbraced structures may be found in a Country's National Annex.

5.3.2 Метод А

5.3.2 Method A

(1) Вогнестійкість залізобетонних та попередньо напружених залізобетонних колон, що переважно зазнають стиску, в будівлях з в'язями жорсткості може вважатись забезпеченою, якщо значення в таблиці 5.2а

(1) Fire resistance of reinforced and prestressed concrete columns, submitted mainly to compression in braced structures may be considered adequate if the values in Table 5.2a together with the following rules are applied.

застосовують сумісно з наступними правилами.

(2) Мінімальні значення ширини колони b_{min} та відстані до осі поздовжньої арматури a наведені в таблиці 5.2а чинні за наступних умов:

- розрахункова довжина колони (визначення див. EN 1992-1-1, розділ 5) під час пожежі: $l_{o,fi} \leq 3$ м

- ексцентриситет першого порядку під час пожежі: $e = M_{oEd,fi} / N_{jEd,fi} \leq e_{max}$;

- ступінь армування $A_s < 0,04A_c$

Примітка 1. Значення e_{max} в межах $0,15h$ (або $b) \leq e_{max} \leq 0,4h$ (та b), для використання в країні можна застосовувати Національний додаток. Рекомендоване значення e_{max} становить $0,15h$ (та b).

Примітка 2. Розрахункову довжину колони під час пожежі $l_{o,fi}$ приймають за l_o за нормальних температур в усіх класах. Для будівель з в'язями жорсткості, якщо вплив за стандартним температурним режимом становить більше 30 хв, розрахункову довжину $l_{o,fi}$ приймають як $0,5l$ для міжповерхових перекриттів та $0,5l \leq l_{o,fi} \leq 0,7l$ для покриттів, де l це дійсна довжина колони (від осі до осі).

Примітка 3. Ексцентриситет першого порядку під час пожежі прирівнюють до такого, який використовують при розрахунку за нормальних температур.

(3) Введений коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі μ_{fi} . Цим пояснюється сполучення навантажень, міцності на стиск і вигин колони, в тому числі ефекти другого порядку.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.6)$$

де

$N_{Ed,fi}$ – розрахункове осьове навантаження під час пожежі,

N_{Rd} – розрахункова міцність колони за нормальних температур

N_{Rd} – при розрахунку обчислюється відповідно до EN 1992-1-1 з урахуванням γ_m за нормальних температур, враховуючи впливи другого порядку та початковий ексцентриситет, що дорівнює ексцентриситету для $N_{Ed,fi}$

Примітка 1. Коефіцієнт зниження η_{fi} використовують замість μ_{fi} для розрахункового рівня навантаження (див. 2.4.2) як надійне спрощення, оскільки η_{fi} враховує, що колона повністю навантажена при розрахунку за нормальної температури.

(2) The validity of the minimum values of the column width b_{min} and the axis distance of longitudinal reinforcement a given in Table 5.2a is limited as follows:

- effective length of the column (for definition see EN 1992-1-1 Section 5) under fire conditions: $l_{o,fi} \leq 3$ m

- first order eccentricity under fire conditions: $e = M_{oEd,fi} / N_{jEd,fi} \leq e_{max}$;

- amount of reinforcement: $A_s < 0,04A_c$

Note 1: The value of e_{max} , within limits $0,15h$ (or $b) \leq e_{max} \leq 0,4h$ (and b), for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,15h$ (and b).

Note 2: The effective length of a column under fire conditions $l_{o,fi}$ may be assumed to be equal to l_o at normal temperature in all cases. For braced building structures where the required Standard fire exposure is higher than 30 minutes, the effective length $l_{o,fi}$ may be taken as $0,5l$ for intermediate floors and $0,5l \leq l_{o,fi} \leq 0,7l$ for the upper floor, where l is the actual length of the column (centre to centre).

Note 3: First order eccentricity under fire conditions may be assumed as equal to that in normal temperature design.

(3) A reduction factor for the design load level in the fire situation, μ_{fi} , has been introduced. This accounts for the load combinations, compressive strength of the column and bending including second order effects.

where

$N_{Ed,fi}$ is the design axial load in the fire situation,

N_{Rd} is the design resistance of the column at normal temperature conditions

N_{Rd} is calculated according to EN 1992-1-1 with γ_m for normal temperature design, including second order effects and an initial eccentricity equal to the eccentricity of $N_{Ed,fi}$

Note 1: The reduction factor η_{fi} may be used instead of μ_{fi} for the design load level (see 2.4.2) as a safe simplification since η_{fi} assumes that the column is fully loaded at normal temperature design.

Таблиця 5.2а – Мінімальні розміри колони та відстань до осі арматури для колон прямокутного та круглого перерізів

Table 5.2a: Minimum column dimensions and axis distances for columns with rectangular or circular section

Нормована вогнестійкість Standard Fire resistance	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони/ відстань до осі робочої арматури, b_{min}/a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a of the main bars			
	Колона, що піддається впливу більше ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			Піддається впливу з однієї сторони Exposed on one side
	$\mu_{fi}=0,2$	$\mu_{fi}=0,5$	$\mu_{fi}=0,7$	$\mu_{fi}=0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

**

Мінімум 8 стрижнів

Для попередньо напружених колон повинно позначатися збільшення відстані до осі арматури згідно з 4.2.2 (4).

Примітка. Таблиця 5.2а основана на рекомендованому значенні $a_{cc}=1,0$.

(4) Інші значення для табличних даних можуть оцінюватись за формулою (5.7):

$$R = 120((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)/120)^{1,8} \quad (5.7)$$

де

$$R_{\eta fi} = 83 \left[1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85/\alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60(a - 30)$$

$$R_l = 9,60(5 - l_{o,fi})$$

$$R_b = 0,09b'$$

$$R_n = 0$$

$$R_n = 12$$

для for $n=4$ (тільки кутові стрижні corner bars only)

для for $n>4$

a – відстань до осі поздовжньої сталеві арматури (мм); $25 \text{ мм} \leq a \leq 80 \text{ мм}$

$l_{o,fi}$ – розрахункова довжина колон під час пожежі; $2 \text{ м} \leq l_{o,fi} \leq 6 \text{ м}$; значення відповідні до $l_{o,fi}=2 \text{ м}$ дають надійні результати для колон з $l_{o,fi} < 2 \text{ м}$

$b' = 2A_c/(b+h)$ – для прямокутного поперечного перерізу або діаметру круглого поперечного перерізу $200 \text{ мм} \leq b' \leq 450 \text{ мм}$; $h \leq 1,5b$.

**

Minimum 8 bars

For prestressed columns the increase of axis distance according to 4.2.2 (4) should be noted.

Note: Table 5.2a is based on recommended value $a_{cc}=1,0$.

(4) Other values for tabulated data may be assessed by using the Equation (5.7):

where

a is the axis distance to the longitudinal steel bars (mm); $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

$l_{o,fi}$ is the effective length of the column under fire conditions; $2 \text{ m} \leq l_{o,fi} \leq 6 \text{ m}$; values corresponding to $l_{o,fi}=2 \text{ m}$ give safe results for columns with $l_{o,fi} < 2 \text{ m}$

$b' = 2A_c/(b+h)$ for rectangular cross-sections or the diameter of circular cross-sections $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$; $h \leq 1,5b$.

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ – ступінь армування за нормальної температури

α_{cc} – коефіцієнт для опору на стиск, див. EN 1992-1-1

Межі застосування ексцентриситету першого порядку під час пожежі наведені в 5.3.2 (2).

5.3.3 Метод В

(1) Вогнестійкість залізобетонних колон визначають за таблицею 5.2b та наступних правил. Додаткова інформація наведена в додатку С.

(2) Таблиця 5.2b застосовна тільки для будівель із в'язями жорсткості якщо:

рівень навантаження n за нормальних температур (EN 1992-1-1, 5.8)

$$\eta = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (5.8a)$$

- ексцентриситет першого порядку під час пожежі e

$$e = M_{0Ed,fi} / (N_{0Ed,fi}) \quad (5.8b)$$

$$e/b \leq 0,25;$$

$$e_{max} = 100 \text{ мм};$$

- гнучкість колони під час пожежі λ_{fi}

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \quad (5.8c)$$

$\lambda_{fi} \leq 30$, що відповідає більшості колон в стандартних будівлях

де

$l_{0,fi}$ – розрахункова довжина колони під час пожежі

b – мінімальний розмір перерізу прямокутної колони або діаметр круглої колони

$N_{0Ed,fi}$, $M_{0Ed,fi}$ – осьова сила та момент першого порядку під час пожежі;

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ – ступінь армування за нормальних температурних умов

i – мінімальний радіус інерції.

(3) В таблиці 5.2b осьове навантаження та згин першого порядку (див. EN 1992-1-1, 5.8) вводиться в формулах (5.8a) та (5.8b) для рівнів навантаження колони за нормальної температури. Впливи другого порядку також прийняті до уваги.

Примітка 1. $N_{0Ed,fi}$ можна прийняти $0,7 N_{0Ed}$

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ denotes the mechanical reinforcement ratio at normal temperature conditions

α_{cc} is coefficient for compressive strength (see EN 1992-1-1)

For first order eccentricity under fire conditions the limits of validity given in 5.3.2 (2) apply.

5.3.3 Method B

(1) Fire resistance of reinforced concrete columns may be satisfied by the use of Table 5.2b and the following rules. Further information is given in Annex C.

(2) Table 5.2b is valid only for columns in braced structures where:

the load level, n , at normal temperature conditions (see EN 1992-1-1, 5.8) is given by

$$\eta = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (5.8a)$$

the first order eccentricity under fire conditions, e , is given by

$$e = M_{0Ed,fi} / (N_{0Ed,fi}) \quad (5.8b)$$

$$e/b \leq 0,25;$$

$$e_{max} = 100 \text{ mm};$$

the slenderness of the column under fire conditions, λ_{fi} , is given by

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \quad (5.8c)$$

λ_{fi} has been taken as ≤ 30 , which covers the majority of columns in normal buildings

where

$l_{0,fi}$ is the effective length of the column under fire conditions

b is the minimum dimension of the section on rectangular columns or the diameter on circular columns

$N_{0Ed,fi}$, $M_{0Ed,fi}$ is the axial load and first order moment under fire conditions

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ is the mechanical reinforcement ratio at normal temperature conditions

i is the minimum radius of inertia

(3) In Table 5.2b the axial load and first order bending (see EN 1992-1-1, Clause 5.8) have been introduced by using Expressions (5.8a) and (5.8b) for the load level of the column at normal temperature. Second order effects have also been taken into account.

Note 1: $N_{0Ed,fi}$ may be taken as $0,7 N_{0Ed}$ ($\eta_{fi}=0,7$)

($\eta_{fi}=0,7$ (2.4.2)) якщо η_{fi} розраховано точно.

Примітка 2. Коефіцієнт гнучкості λ_{fi} під час пожежі можна приймати λ за нормальної температури в усіх випадках. Для будівель з в'язями жорсткості, якщо вплив за стандартним температурним режимом становить більше 30 хв. Розрахункову довжину $l_{0,fi}$ приймають $0,5l$ для міжповерхових перекриттів та $0,5l < l_{0,fi} < 0,7l$ для покриття, де l розрахункова довжина колони (від осі до осі).

(2.4.2)) unless η_{fi} is calculated explicitly).

Note 2: Slenderness ratio λ_{fi} under fire conditions may be assumed as equal to λ at normal temperature in all cases. For braced building structures where the required Standard fire exposure is higher than 30 minutes, the effective length $l_{0,fi}$ may be taken as $0,5 l$ for intermediate floors and $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ for the upper floor, where l is the actual length of the column (centre to centre).

Таблиця 5.2b – Мінімальні розміри колони та відстаней до осі арматури для залізобетонних колон з прямокутним або круглим перерізом

Table 5.2b: Minimum column dimensions and axis distances for reinforced concrete columns with a rectangular or circular section.

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Ступінь армування, ω Mechanical Reinforcement ratio ω	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони/відстань до осі робочої арматури, b_{min}/a Minimum dimensions (mm). Column width b_{min} /axis distance a			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/25:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	200/35:350/25*	350/40:500/25
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:200/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/40:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/45:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/45:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

(4) В колонах, де $A_s \geq 0,02A_c$, для вогнестійкості більше ніж 90 хв вимагається рівномірне розміщення стрижнів по краях поперечного перерізу.

(4) In columns where $A_s \geq 0,02A_c$, even distribution of the bars along the sides of the crosssection is required for a fire resistance higher than 90 minutes.

5.4 Стіни

5.4 Walls

5.4.1 Ненесучі стіни (перегородки)

5.4.1 Non load-bearing walls (partitions)

(1) Якщо вимагається, щоб вогнестійкість перегородок відповідала тільки граничному стану з вогнестійкості за ознакою втрати

(1) Where the fire resistance of a partition is only required to meet the thermal insulation criterion I and integrity criterion E, the minimum

теплоізолювальної здатності I, та граничному стану з вогнестійкості за ознакою втрати цілісності E, то мінімальна товщина стіни має бути не менше наведеної в таблиці 5.3. Вимоги щодо відстані до осі арматури при цьому не встановлюються

(2) Якщо застосовуються карбонатні заповнювачі, мінімальну товщину стіни за таблицею 5.3 можна скоротити на 10 %.

(3) Для уникання температурної деформації та часткової втрати цілісності між стіною та плитою відношення висоти стіни між підлогою і стелею до товщини не має перевищувати 40.

wall thickness should not be less than that given in Table 5.3. The requirements for axis distance do not apply for such situations

(2) If calcareous aggregates are used the minimum wall thickness given in Table 5.3 may be reduced by 10%.

(3) To avoid excessive thermal deformation and subsequent failure of integrity between wall and slab, the ratio of clear height of wall to wall thickness should not exceed 40.

Таблиця 5.3 – Мінімальна товщина не несучої стіни (перегородки)

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Мінімальна товщина стіни, мм Minimum wall thickness(mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

Table 5.3: Minimum wall thickness of non load-bearing walls (partitions)

5.4.2 Несучі суцільні стіни

(1) Для визначення вогнестійкості несучих залізобетонних стін застосовують дані таблиці 5.3 та наступні правила.

(2) Мінімальні значення товщини стіни, що наведені в таблиці 5.4, можна застосовувати для плоских залізобетонних стін (див. EN 1992-1-1, розділ 12).

(3) 5.4.1 (2) та 5.4.1 (3) також застосовують для несучих суцільних стін.

5.4.2 Load-bearing solid walls

(1) Adequate fire resistance of load bearing reinforced concrete walls may be assumed if the data given in Table 5.4 and the following rules are applied.

(2) The minimum wall thickness values given in Table 5.4 may also be used for plain concrete walls (see EN 1992-1-1, Section 12).

(3) 5.4.1 (2) and (3) also apply for load-bearing solid walls.

Таблиця 5.4 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури несучих залізобетонних стін

Table 5.4: Minimum dimensions and axis distances for load-bearing reinforced concrete walls

Нормована вогнестійкість Standard Fire resistance	Мінімальні розміри, мм. Товщина стіни/відстань до осі арматури Minimum dimensions (mm) Wall thickness/axis distance for			
	$\mu_{fi}=0,35$		$\mu_{fi}=0,7$	
	стіна з одностороннім впливом вогню wall exposed on one side	стіна з двостороннім впливом вогню wall exposed on two sides	стіна з одностороннім впливом вогню wall exposed on one side	стіна з двостороннім впливом вогню wall exposed on two sides
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

Примітка. Визначення μ_{fi} згідно з 5.3.2 (3).

Note: For the definition of μ_{fi} see 5.3.2 (3).

5.4.3 Протипожежні стіни

(1) Коли протипожежна стіна повинна відповідати вимогам міцності під час удару (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності від удару M, (див. 2.1.2 (6)), додатково до 5.4.1 або 5.4.2 мінімальна товщина для нормального бетону має бути не менше:

200 мм для бетонної стіни

140 мм для залізобетонної несучої стіни

120 мм для залізобетонної не несучої стіни

a – відстань до осі арматури несучої стіни має бути не менше 25 мм.

5.4.3 Fire walls

(1) Where a fire wall has to comply with an impact resistance requirement (criterion M, see 2.1.2 (6)), in addition to 5.4.1 or 5.4.2, the minimum thickness for normal weight concrete should not be less than:

200 mm for unreinforced wall

140 mm for reinforced load-bearing wall

120 mm for reinforced non load bearing wall

and the axis distance of the load-bearing wall should not be less than 25 mm.

5.5 Розтягнуті елементи

(1) Вогнестійкість ненапружених та попередньо напружених залізобетонних розтягнутих елементів вважається достатньою, якщо застосовуються значення наведені в таблиці 5.5 та виконуються наступні правила.

(2) За надмірного подовження розтягнутого елемента, що впливає на несучу здатність конструкцій, відбувається зниження температури арматури в розтягнутому елементі до 400 °C. В таких ситуаціях відстані до осі арматури в таблиці 5.5 потрібно збільшити користуючись формулою (5.3), що

5.5 Tensile members

(1) Fire resistance of reinforced or prestressed concrete tensile members may be assumed adequate if the values given in Table 5.5 and the following rules are applied.

(2) Where excessive elongation of a tensile member affects the load bearing capacity of the structure it may be necessary to reduce the steel temperature in the tensile member to 400 °C. In such situations the axis distances in Table 5.5 given in 5.2 (7). For the assessment of the reduced elongation the material properties given in Section

наведена в 5.2 (7). Для оцінки зменшення видовження використовують значення властивостей матеріалів за розділом 3.

(3) Поперечний переріз розтягнутих елементів не може бути менше ніж $2b_{min}^2$, де b_{min} мінімальна ширина елемента наведена в таблиці 5.5.

5.6 Балки

5.6.1 Загальні положення

(1) Для визначення вогнестійкості ненапружених та попередньо напружених залізобетонних балок використовують дані наведені в таблицях 5.5, 5.7 та виконуються наступні правила. Товщина стінки балки наведена як класи WA, WB або WC.

Примітка. Рішення щодо вибору класу WA, WB або WC в країні може бути наведено в Національному додатку

(2) Таблиці використовують для балок, що піддаються трьохсторонньому впливу вогню, наприклад, на верхню полицю встановлюються плити або інші елементи, які виконують теплоізолювальну функцію протягом всього періоду вогневого впливу. Для балок, що піддаються вогневому впливу з усіх сторін, застосовують 5.6.4.

(3) Значення в таблицях дійсні для поперечних перерізів наведених на рисунку 5.4. Правила застосування 5.6.1 (5) - 5.6.1 (8) забезпечують потрібні розміри поперечного перерізу для захисту арматури.

(4) Для балок із змінною шириною (рисунок 5.4b) мінімальне значення b відноситься до центру тяжіння розтягнутої арматури.

(5) Робоча висота d_{eff} нижньої полки балки двотаврової форми з різною товщиною (рисунок 5.4c) має бути не менше:

$$d_{eff} = d_1 + 0,5d_2 \geq b_{min}, \quad (5.9)$$

where b_{min} is the minimum value of beam width according to Table 5.7.

де b_{min} – мінімальне значення ширини балки за таблицею 5.7.

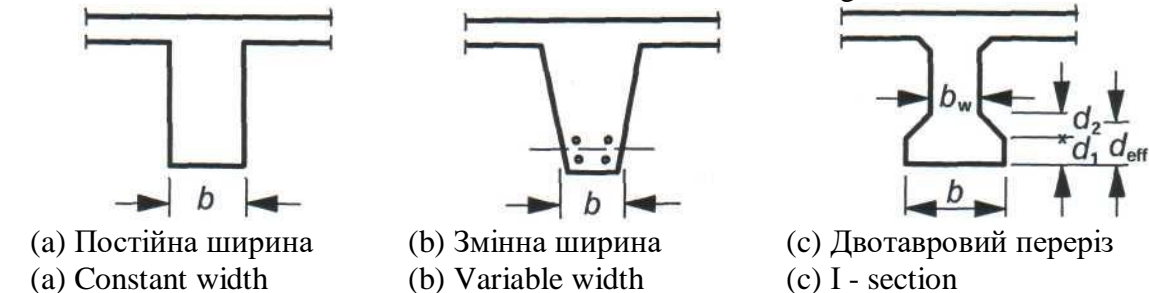


Рисунок 5.4 – Визначення розмірів різних типів балочних перерізів

3 should be used.

(3) The cross-section of tensile members should not be less than $2b_{min}^2$, where b_{min} is the minimum member width given in Table 5.5 should be increased by using Expression (5.3)

5.6 Beams

5.6.1 General

(1) Adequate fire resistance of reinforced and prestressed concrete beams may be assumed if the data given in Tables 5.5 to 5.7 together with the following rules are used. Web thickness is given as Class WA, WB or WC.

Note: The choice of Class WA, WB or WC for use in a Country may be found in its National Annex.

(2) The Tables apply to beams which can be exposed to fire on three sides, i.e. the upper side is insulated by slabs or other elements which continue their insulating function during the whole fire resistance period. For beams, exposed to fire on all sides, 5.6.4 applies.

(3) Values in the Tables are valid for the cross-sections shown in Figure 5.4. Application rules 5.6.1 (5) to (8) ensure adequate cross-sectional dimensions to protect the reinforcement.

(4) For beams with varying width (Figure 5.4b) the minimum value b relates to the centroid of the tensile reinforcement.

(5) The effective height d_{eff} of the bottom flange of I-shaped beams with varying webs (Figure 5.4c) should not be less than:

where b_{min} is the minimum value of beam width according to Table 5.7.

Figure 5.4: Definition of dimensions for different types of beam section

Це правило не працює, якщо фіктивний поперечний переріз ((c) на рисунку 5.5), що задовольняє вимогам мінімальної ширини стосовно вогнестійкості, і який включає повне армування, входить в існуючий поперечний переріз.

(6) Якщо дійсна ширина нижньої полки b перевищує межу $1,4b_w$, (b_w – дійсна ширина стінки балки (рисунок 5.4(c)), та $bd_{eff} < 2b_{min}^2$ відстань до осі ненапруженої або попередньо напруженої арматури має збільшуватись:

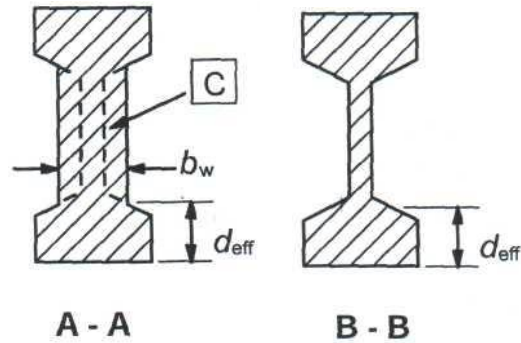
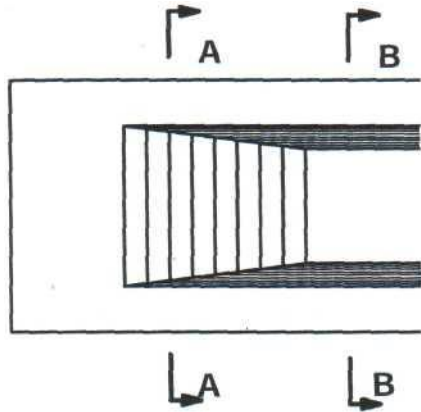
$$a_{eff} = a \left(1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a, \quad (5.10)$$

де:

d_{eff} – визначають за формулою (5.9)
 b_{min} – мінімальна ширина балки наведена в таблиці 5.5.

where:

d_{eff} is given by Expression (5.9)
 b_{min} is the minimum beam width given in Table 5.5.



C – фіктивний поперечний переріз

Рисунок 5.5 – Двотаврова балка з збільшеною шириною стінки b_w , що задовольняє вимогам фіктивного поперечного перерізу

C: Imaginary cross section

Figure 5.5: I-shaped beam with increasing web width b_w satisfying the requirements of an imaginary cross-section.

(7) Отвори в стінках балок не впливають на вогнестійкість, якщо залишкова площа поперечного перерізу елемента в розтягнутій зоні не менша за $A_c = 2b_{min}^2$, де b_{min} наведено в таблиці 5.5.

(7) Holes through the webs of beams do not affect the fire resistance provided that the remaining cross-sectional area of the member in the tensile zone is not less than $A_c = 2b_{min}^2$ where b_{min} is given by Table 5.5.

(8) Зосередження температури відбувається в нижніх кутах балок. У такому разі відстань a_{sd} (рисунок 5.2) від осі кутового стрижня (канату або дроту) до бічної грані внизу балок балки тільки з одним рядом арматури слід збільшувати на 10 мм для значень ширини балки не більше тих, що наведені в колонці 4 таблиці 5.5 для вільно опертих балок та в колонці 3 таблиці 5.6 для нерозрізних балок для відповідної нормованої вогнестійкості.

(8) Temperature concentrations occur at the bottom corners of beams. For this reason the axis distance a_{sd} (see figure 5.2) to the side of beam for corner bar (tendon or wire) in the bottom of beams with only one layer of reinforcement, should be increased by 10 mm for widths of beam up to that given in Column 4 of Table 5.5 for simply supported beams, and Column 3 of Table 5.6 for continuous beams, for the relevant standard fire resistance.

5.6.2 Вільно оперті балки

(1) У таблиці 5.5 наведені мінімальні значення відстані від осі арматури до нижньої поверхні та сторони вільно опертих балок разом з мінімальними значеннями ширини балки для нормованої вогнестійкості від R30 до R240.

5.6.3 Нерозрізні балки

(1) У таблиці 5.6 наведені мінімальні значення відстані від осі арматури до нижньої поверхні та сторони нерозрізних балок разом з мінімальними значеннями ширини балки для нормованої вогнестійкості від R30 до R240.

(2) Дані таблиці 5.6 використовують якщо а) виконуються правила деталізації, що вказані нижче; та б) перерозподіл згинального моменту при розрахунку за нормальної температури не перевищує 15 %. Інакше їх приймають як вільно оперті балки.

Примітка. Таблицю 5.6 можна використовувати для проектування нерозрізних балок, в яких перерозподіл згинаючого моменту більше 15 % за наявності достатньої здатності чинити опір крученню в опорах для необхідного впливу вогню. Більш точні розрахунки за умов їх застосування можуть ґрунтуватися на спрощених методах розрахунку (наприклад, додаток Е), для отримання більш точних значень відстані від осі арматури та довжини арматурних стрижнів за межами верхньої та нижньої епюр згинальних моментів.

(3) Площа верхнього армування на поверхні кожної проміжної опори для нормованої вогнестійкості R 90 і вище, до відстані $0,3l_{eff}$ (як визначено в розділі 5 EN 1992-1-1) від центральної лінії опори повинна бути не менша (рисунок 5.6):

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5x/l_{eff}) \quad (5.11)$$

де:

x – відстань від ділянки, що розраховується, до центральної лінії опори, якщо $x \leq 0,3l_{eff}$

$A_{s,req}(0)$ – площа необхідного верхнього армування на опорі згідно з EN 1992-1-1

$A_{s,req}(x)$ – мінімальна площа необхідного верхнього армування в перерізі на відстані x від центральної лінії опори, що розглядається, але не менше $A_s(x)$, що вимагає EN 1992-1-1.

l_{eff} – розрахункова довжина прольоту. Якщо розрахункова довжина прилеглих прольотів більша, тоді

5.6.2 Simply supported beams

(1) Table 5.5 provides minimum values of axis distance to the soffit and sides of simply supported beams together with minimum values of the width of beam, for standard fire resistances of R 30 to R 240,

5.6.3 Continuous beams

(1) Table 5.6 provides minimum values of axis distance to the soffit and sides of continuous beams together with minimum values of the width of beam, for standard fire resistance of R 30 to R 240,

(2) The data in Table 5.6 is valid only if a) the detailing rules given are observed; and b) the redistribution of bending moment for normal temperature design does not exceed 15 %. Otherwise the beams should be treated as simply supported.

Note: Table 5.6 may be used for continuous beams where moment redistribution is more than 15%, provided that there is sufficient rotational capacity at the supports for the required fire exposure conditions. More rigorous calculations may be based on simplified calculation methods (e.g. Annex E), when applicable, to determine more accurate values of the axis distance and curtailment length of top and bottom reinforcement.

(3) The area of top reinforcement over each intermediate support for standard fire resistance of R90 and above, for up to a distance of $0,3l_{eff}$ (as defined in Section 5 of EN 1992-1-1) from the centre line of support should not be less than (see Figure 5.6):

where:

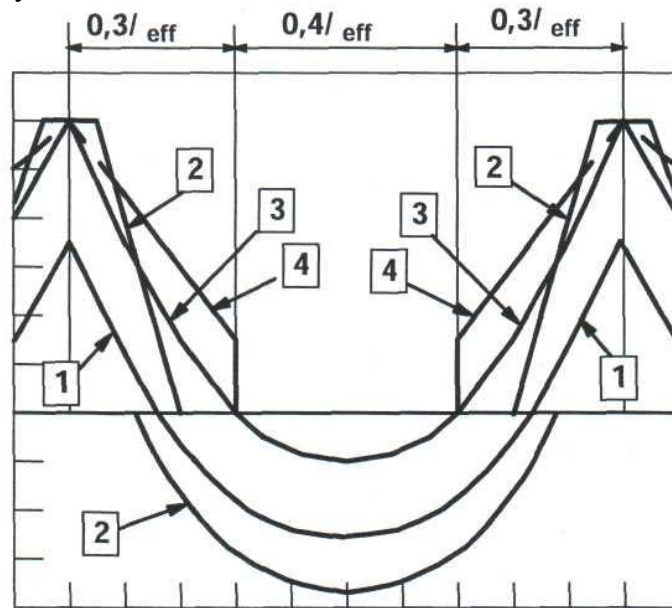
x is the distance from the section considered to the centre line of the support where $x \leq 0,3l_{eff}$

$A_{s,req}(0)$ is the area of top reinforcement required over the support, according to EN 1992-1-1

$A_{s,req}(x)$ is the minimum area of top reinforcement required in the section at distance (x) from the centreline of the support considered but not less than $A_s(x)$ required by EN 1992-1-1.

l_{eff} is the effective length of span. If the effective length of the adjacent spans is larger then this value should be used.

треба використовувати це значення.



Пояснення:

- 1 – епюра згинальних моментів від впливу пожежі за $t=0$
- 2 – огинаюча епюра діючих згинальних моментів, якій повинна протидіяти розтягнута арматура згідно з EN 1992-1-1
- 3 – епюра згинальних моментів під час пожежі
- 4 – огинаюча епюра згинальних моментів внутрішніх сил, що враховується у формулі (5.11)

Рисунок 5.6 – Огинаюча епюра згинальних моментів на опорах під час пожежі.

Explanation:

- 1 Diagram of bending moments for the actions in a fire situation at $t=0$
- 2 Envelope line of acting bending moments to be resisted by tensile reinforcement according to EN 1992-1-1
- 3 Diagram of bending moments in fire conditions
- 4 Envelope line of resisting bending moments according to Expression (5.11)

Figure 5.6: Envelope of resisting bending moments over supports for fire conditions.

(4) Таблиця 5.6 застосовується для нерозрізних балок з використанням попередньо напружених арматурних елементів без зчеплення з бетоном тільки, якщо негативному згинальному моменту на проміжних опорах під час пожежі протидіє армування зі зчепленням з бетоном.

(5) Товщина стінки двотаврової нерозрізної балки b_w (рисунок 5.4с) повинна бути не менша мінімального значення b_{min} в таблиці 5.6 колонка 2 для відстані $2h$ від проміжної опори за умови, якщо не спостерігається можливість вибухоподібного крихкого руйнування (див. 4.5).

(6) З метою попередження руйнування стисненого бетону або в наслідок зрізу нерозрізної балки на першій проміжній опорі, ширину балки та товщину стінки балки потрібно збільшити для нормованої вогнестійкості від R 120 до R 240 згідно таблиці 5.7, якщо виконуються наступні умови:

а) З'єднання або балка не забезпечують опір згинанню в крайній опорі (для цього

(4) Table 5.6 applies to continuous beams using unbonded tendons only if the total hogging moment over intermediate supports under fire conditions is resisted by bonded reinforcement.

(5) The web thickness of I -shaped continuous beams b_w (see Figure 5.4c) should not be less than the minimum value b_{min} in Table 5.6, Columns 2, for a distance of $2h$ from an intermediate support unless it can be shown that explosive spalling will not occur (see 4.5).

(6) In order to prevent a concrete compression or shear failure of a continuous beam at the first intermediate support, the beam width and web thickness should be increased for standard fire resistances R120 - R 240 in accordance with Table 5.7, if both the following conditions exist:

(a) No bending resistance is provided at the end support, either by the joint or beam (for the

9.2.1.2 (1) EN 1992-1-1 наводить здатність чинити опір моменту, коли він є частиною здатності з'єднання передавати момент), та

(b) $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max}$ в першій проміжній опорі, де V_{Ed} – розрахункова поперечна сила, що визначається за температури зовнішнього середовища та $V_{Rd,max}$ – розрахунковий опір зрізу стінок згідно з розділом 6 EN 1992-1-1.

Таблиця 5.5 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих балок виготовлених із ненапруженого та попередньо напруженого залізобетону

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)						
	Можливі сполучення a та b_{min} , де a – середня відстань до осі арматури, а b_{min} – ширина балки				Товщина стінки балки, b_w Web thickness b_w		
					Клас WA Class WA	Клас WB Class WB	Клас WC Class WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R30	$b_{min}=80$ $a=25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R60	$b_{min}=120$ $a=40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R90	$b_{min}=150$ $a=50$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R120	$b_{min}=200$ $a=65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R180	$b_{min}=240$ $a=80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R240	$b_{min}=280$ $a=90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

$a_{sd}=a+10$ мм (див. примітку нижче)

Для попередньо напружених балок повинно зазначитись збільшення відстані до осі арматури згідно з 5.2 (5).

a_{sd} – відстань до сторони балки від осі кутових стрижнів (попередньо напружених арматурних елементів або дротів) балок тільки з одним рядом армування. Для значень b_{min} більше за наданих в колонці 4 не потрібно збільшувати a_{sd} .

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

5.6.4 Балки з впливом пожежі з усіх сторін

(1) Таблиці 5.5, 5.6 та 5.7 застосовуються, за умов:

- висота балки повинна бути не менше мінімальної ширини необхідної для відповідної межі вогнестійкості,
- площа поперечного перерізу балки повинна бути не менша за

purposes of this clause 9.2.1.2 (1) of EN 1992-1-1 does provide moment resistance when incorporated in a joint which can transfer moment), and

(b) $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max}$ at the first intermediate support, where V_{Ed} is the applied design shear force at ambient temperature and $V_{Rd,max}$ is the design shear resistance of the compression struts according to Section 6 of EN 1992-1-1.

Table 5.5: Minimum dimensions and axis distances for simply supported beams made with reinforced and prestressed concrete

$a_{sd}=a+10$ mm (see note below)

For prestressed beams the increase of axis distance according to 5.2 (5) should be noted.

a_{sd} is the axis distance to the side of beam for the corner bars (or tendon or wire) of beams with only one layer of reinforcement. For values of b_{min} greater than that given in Column 4 no increase of a_{sd} is required.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

5.6.4 Beams exposed on all sides

(1) Tables 5.5, 5.6 and 5.7 apply: however

- the height of the beam should not be less than the minimum width required for the respective fire resistance period,
- the cross-sectional area of the beam should not be less than

$$A_c = 2b_{min}^2 \tag{5.12}$$

де b_{min} – наведене в таблицях 5.5-5.7.

where b_{min} is given by Tables 5.5 to 5.7.

Таблиця 5.6 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури нерозрізних балок виготовлених із ненапруженого та попередньо напруженого залізобетону (див. також таблицю 5.7).

Table 5.6: Minimum dimensions and axis distances for continuous beams made with reinforced and prestressed concrete (see also Table 5.7).

Нормована вогнестійкість Standard Fire resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)						
	Можливі сполучення a та b_{min} , де a – середня відстань до осі арматури, а b_{min} – ширина балки Possible combinations of a and b_{min} where a is the average axis distance and b_{min} is the width of beam				Товщина стінки балки, b_w Web thickness b_w		
	Клас WA Class WA	Клас WB Class WB	Клас WC Class WC	Клас WA Class WA	Клас WB Class WB	Клас WC Class WC	
1	2	3	4	5	6	7	8
R30	$b_{min}=80$ $a=15^*$	160 12			80	80	80
R60	$b_{min}=120$ $a=25$	200 12*			100	80	100
R90	$b_{min}=150$ $a=35$	250 25			110	100	100
R120	$b_{min}=200$ $a=45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R180	$b_{min}=240$ $a=60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R240	$b_{min}=280$ $a=75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160

$a_{sd} = a + 10$ мм (див. примітку нижче)

Для попередньо напружених балок повинно зазначатись збільшення відстані до осі арматури згідно з 5.2 (5).

a_{sd} – відстань до сторони балки від осі кутових стрижнів (попередньо напружених арматурних елементів або дротів) балок тільки з одним рядом армування. Для значень b_{min} більше за наданих в колонці 4 не потрібно збільшувати a_{sd} .

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

$a_{sd} = a + 10$ mm (see note below)

For prestressed beams the increase of axis distance according to 5.2 (5) should be noted.

a_{sd} is the axis distance to the side of beam for the corner bars (or tendon or wire) of beams with only one layer of reinforcement. For values of b_{min} greater than that given in Column 4 no increase of a_{sd} is required.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

5.7 Плити

5.7 Slabs

5.7.1 Загальні положення

5.7.1 General

(1) Вогнестійкість залізобетонних плит із ненапруженою та попередньо напруженою арматурою можна вважати задовільною, якщо можуть застосовуватись значення наведені в таблиці 5.8 разом з наступними правилами.

(1) Fire resistance of reinforced and prestressed concrete slabs may be considered adequate if the values in Table 5.8 together with the following rules are applied.

Таблиця 5.7 – Ненапружені та попередньо напружені нерозрізні двотаврові залізобетонні балки; збільшені розміри ширини балки та товщини стінки балки за умов 5.6.3.6

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Мінімальна ширина балки b_{min} , мм, та товщина стінки балки b_w , мм Minimum beam width b_{min} (mm) and web thickness b_w (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

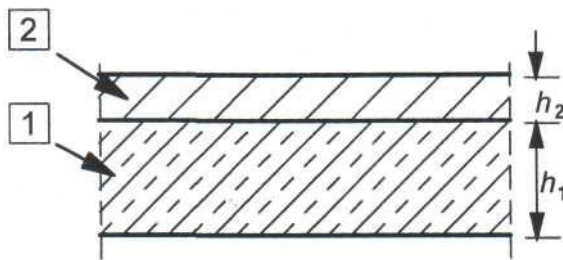
(2) Мінімальна товщина плити h_s , що наведена в таблиці 5.8, забезпечує відповідну огорожувальну здатність (граничні стани з вогнестійкості E та I). Оздоблюваний поверхневий шар перекриття впливає на огорожувальну здатність пропорційно до своєї товщини (рисунок 5.7). Якщо нормується несуча здатність (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності R), то можна використовувати тільки необхідну товщину плити оцінену за розрахунками за EN 1992-1-1.

(3) Правила наведені в 5.7.2 та 5.7.3 також застосовуються для ребер T- та 2T-подібних балок.

Table 5.7: Reinforced and prestressed concrete continuous I -beams; increased beam width and web thickness for conditions according to 5.6.3 (6)

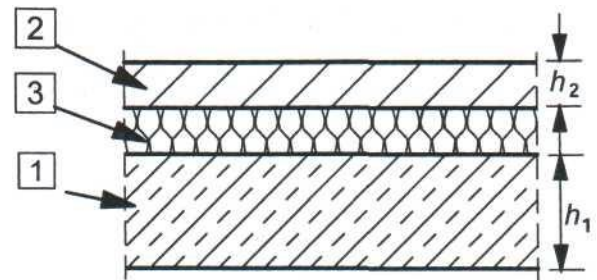
(2) The minimum slab thickness h_s given in Table 5.8 ensures adequate separating function (Criterion E and I). Floor-finishes will contribute to the separating function in proportion to their thickness (see Figure 5.7). If load-bearing function (Criterion R) is required only the necessary slab thickness assumed for design to EN 1992-1-1 may be taken.

(3) The rules given in 5.7.2 and 5.7.3 also apply for the flanges of T- or TT-shaped beams.



1 – залізобетонні плити
2 – підлога (негорюча)
3 – звукоізоляція (можлива горюча)
 $h_s = h_1 + h_2$ (таблиця 5.9).

Рисунок 5.7 – Залізобетонні плити з оздоблюваним поверхневим шаром



1 Concrete slab
2 Flooring (non-combustible)
3 Sound insulation (possibly combustible)
 $h_s = h_1 + h_2$ (Table 5.9)

Figure 5.7: Concrete slab with floor finishes

5.7.2 Вільно оперті плити суцільного перерізу

(1) В таблиці 5.8 визначені мінімальні значення відстані від осі арматури до нижньої поверхні вільно опертих плит за нормованої вогнестійкості від R 30 до R 240.

(2) В плитах, що працюють за двома напрямками a позначає відстань до осі

5.7.2 Simply supported solid slabs

(1) Table 5.8 provides minimum values of axis distance to the soffit of simply supported slabs for standard fire resistances of R 30 to R 240,

(2) In two-way spanning slabs a denotes the axis distance of the reinforcement in the lower

арматури в нижньому ряду.

layer.

Таблиця 5.8 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури вільно опертих суцільних залізобетонних плит, що працюють в одному та двох напрямках з ненапруженою та попередньо напруженою арматурою

Table 5.8: Minimum dimensions and axis distances for reinforced and prestressed concrete simply supported one-way and two-way solid slabs

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)			
	Товщина плити h_s , мм Slab thickness h_s (mm)	Відстань до осі арматури a axis-distance a		
		в одному напрямку	в двох напрямках two way:	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x та l_y прольоти плити, що працюють в двох напрямках (два напрями під прямими кутами), де l_y довший проліт. Для попередньо напружених плит потрібно зазначити збільшення відстані до осі арматури згідно 5.2 (5).

Відстань до осі арматури в колонках 4 та 5 для плит, що працюють в двох напрямках, відноситься до плит опертих з чотирьох сторін. Інакше їх треба розглядати як плиту, що працює в одному прольотному напрямку.

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

l_x and l_y are the spans of a two-way slab (two directions at right angles) where l_y is the longer span.

For prestressed slabs the increase of axis distance according to 5.2 (5) should be noted.

The axis distance a in Column 4 and 5 for two way slabs relate to slabs supported at all four edges. Otherwise, they should be treated as one-way spanning slab.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

5.7.3 Нерозрізні плити суцільного перерізу

(1) Значення наведені в таблиці 5.8 (колонки 2 та 4) використовують для нерозрізних плит, що працюють як в одному так і в двох напрямках.

(2) Таблиця 5.8 та наступні правила застосовуються для плит, де граничний поздовжній момент не перевищує 15 % для розрахунку за температури зовнішнього середовища. За відсутності точних розрахунків та коли граничний момент перевищує 15 % або правила конструювання цією частиною 1-2 не дотримуються, кожний проліт нерозрізної плити повинен оцінюватись як вільно оперта плита користуючись таблицею 5.8 (колонки 2, 3, 4 або 5 відповідно).

Правила 5.6.3 (3) для нерозрізних балок також застосовні для нерозрізних плит. Якщо не дотримуються ці правила, кожний проліт нерозрізної плити розглядають як вільно

5.7.3 Continuous solid slabs

(1) The values given in Table 5.8 (Columns 2 and 4) also apply to one-way or two-way continuous slabs.

(2) Table 5.8 and the following rules apply for slabs where the longitudinal moment redistribution does not exceed 15% for ambient temperature design. In the absence of a more rigorous calculation and where the redistribution exceeds 15%, or detailing rules of this Part 1.2 are not followed, each span of a continuous slab should be assessed as a simply supported slab using Table 5.8 (Columns 2, 3, 4 or 5 respectively).

The rules in 5.6.3 (3) for continuous beams also apply to continuous slabs. If these rules are not followed each span of a continuous slab should be assessed as a simply supported slab as

оперту плиту.

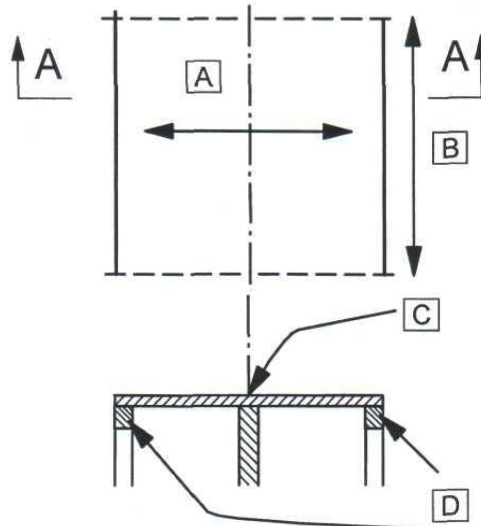
Примітка. Додаткові правила щодо здатності чинити опір крученню на опорах можуть бути наведені в Національному додатку.

(3) Мінімальне верхнє армування $A_s \geq 0,005A_c$ на проміжній опорі повинно забезпечуватись, якщо виконується одна з наступних умов:

а) Використовується холоднодеформована арматура.

б) в двопрольотних нерозрізних плитах методи розрахунку (EN 1992-1-1) та/або відповідні деталізації не обмежують згинання на крайніх опорах (наприклад, розділ 9 EN 1992-1-1).

в) неможливо розподілити зусилля в напрямку прольоту, так наприклад, проміжні стіни або інші опори в напрямку прольоту не беруться до уваги в розрахунку (рисунок 5.8).



A – напрям з проміжною опорою, l
 B – видовження системи без поперечних стін або балок, $> l$
 C – небезпека крихкого руйнування
 D – передбачене запобігання крученню

Рисунок 5.8 – Система плит, для яких потрібно забезпечити мінімальні площі армування згідно з 5.7.3 (3)

5.7.4 Плоскі плити

(1) Наступні правила застосовують для плоских плит, для яких перерозподіл моменту згідно з розділом 2 EN 1992-1-1 не перевищує 15 %. Інакше відстані до осі арматури потрібно приймати як для плити, що працюють в одному напрямку (колонка 3 таблиці 5.8), а мінімальну товщину з таблиці 5.9.

above.

Note: Additional rules on rotation capacity on supports may be given in National Annex.

(3) A minimum negative reinforcement $A_s \geq 0,005A_c$ over intermediate support should be provided if any of the following conditions apply:

a) Cold worked reinforcement is used.

b) in two-span continuous slabs, no restraint to bending at end supports is provided by design provisions according to EN 1992-1-1 and/or by adequate detailing (see, for example, Section 9 of EN 1992-1-1).

c) no possibility is given to redistribute load-effects transverse to the span direction, such, for example, intermediate walls or other supports in span direction, not taken into account in the design (see Figure 5.8).

A Spanning direction, l
 B Extent of system without cross walls or beams, $> l$
 C Danger of brittle failure
 D No rotational restraint provided

Figure 5.8: Slab systems for which minimum reinforcement areas according to 5.7.3 (3) should be provided.

5.7.4 Flat slabs

(1) The following rules apply to flat slabs where the moment redistribution according to Section 2 of EN 1992-1-1, does not exceed 15%. Otherwise axis distances should be taken as for one-way slab (Column 3 in Table 5.8) and the minimum thickness from Table 5.9.

(2) Для вогнестійкості REI 90 та вище, щонайменше 20 % повного верхнього армування в кожному напрямку на проміжних опорах згідно з EN 1992-1-1 має продовжуватись на всьому прольоті. Це армування повинно розміщуватись в смузі плоскої плити, що розташована над колоною.

(3) Мінімальна товщина плити не повинна зменшуватись (наприклад, беручи до уваги оздоблювальний поверхневий шар).

(4) a – відстань до осі арматури в нижньому ряді.

(2) For fire ratings of REI 90 and above, at least 20% of the total top reinforcement in each direction over intermediate supports, required by EN 1992-1-1, should be continuous over the full span. This reinforcement should be placed in the column strip.

(3) Minimum slab-thicknesses should not be reduced (e.g. by taking floor finishes into account).

(4) The axis distance a denotes the axis distance of the reinforcement in the lower layer.

Таблиця 5.9 – Мінімальні розміри та відстані до осі ненапруженої та попередньо напруженої арматури залізобетонних плоских плит

Table 5.9: Minimum dimensions and axis distances for reinforced and prestressed concrete solid flat slabs

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)	
	Товщина плити h_s slab-thickness h_s	Відстань до осі арматури a axis-distance a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

5.7.5 Ребристі плити

(1) Для оцінки вогнестійкості ненапружених та попередньо напружених залізобетонних ребристих плит, що працюють в одному напрямку, значення повинні узгоджуватись з 5.6.2, 5.6.3 для ребер та 5.7.3, таблиця 5.8, колонки 2 та 5 для полки плит.

(2) Для ненапружених та попередньо напружених залізобетонних ребристих плит, що працюють в двох напрямках, використовують значення за таблицями 5.10 та 5.11 разом з наступними правилами.

(3) Значення таблиць 5.10 та 5.11 дійсні для ребристих плит при рівномірно розподіленому навантаженні.

(4) Для ребристих плит з армуванням в декілька рядів застосовується 5.2 (15).

(5) В нерозрізних ребристих плитах верхнє армування повинно розміщуватись у верхній половині полки профілю плити.

(6) Таблицю 5.10 використовують для

5.7.5 Ribbed slabs

(1) For the assessment of the fire resistance of one-way reinforced and prestressed ribbed slabs, 5.6.2, 5.6.3 for the ribs and 5.7.3, Table 5.8, Columns 2 and 5, for the flanges are complied with.

(2) For two-way reinforced and prestressed ribbed slabs, adequate fire resistance may be assumed if the values in Tables 5.10 and 5.11, together with the following rules, apply.

(3) The values in Tables 5.10 and 5.11 are valid for ribbed slabs subjected to predominantly uniformly distributed loading.

(4) For ribbed slabs with reinforcement placed in several layers, 5.2 (15) applies.

(5) In continuous ribbed slabs, the top reinforcement should be placed in the upper half of the flange.

(6) Table 5.10 is valid for simply supported,

вільно опертих ребристих плит, що в прольоті працюють в двох напрямках, а також для вільно опертих із защемленням щонайменше з одного краю ребристих плит, що працюють в двох напрямках прольоту, та нормованою вогнестійкістю нижче за REI 180, в яких деталізація верхнього армування не відповідає вимогам 5.6.3(3).

(7) Таблиця 5.11 застосовується для вільно опертих щонайменше з одного краю ребристих плит, що працюють в двох напрямках прольоту. Для деталізації верхнього армування, 5.6.3(3)стосується усіх нормованих вогнестійкостей.

Таблиця 5.10 – Мінімальні розміри та відстані до осі ненапруженої та попередньо напруженої арматури вільно опертих ребристих залізобетонних плит, що працюють в двох напрямках.

Нормована вогнестійкість Standard Fire Resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)			
	Можливі сполучення ширини ребер b_{min} та відстані до осі арматури a Можливі сполучення ширини ребер b_{min} та відстані до осі арматури a			Товщина плит h_s та відстань до осі арматури a в полиці плити Slab thickness h_s and axis distance a in flange
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min}=80$ $a=15^*$			$h_s=80$ $a=10^*$
REI 60	$b_{min}=100$ $a=35$	120 25	≥ 200 15*	$h_s=80$ $a=10^*$
REI 90	$b_{min}=120$ $a=45$	160 40	≥ 250 30	$h_s=100$ $a=15^*$
REI 120	$b_{min}=160$ $a=60$	190 55	≥ 300 40	$h_s=120$ $a=20$
REI 180	$b_{min}=220$ $a=75$	260 70	≥ 410 60	$h_s=150$ $a=30$
REI 240	$b_{min}=280$ $a=90$	350 75	≥ 500 70	$h_s=175$ $a=40$
$a_{sd}=a+10$				

Для попередньо напружених ребристих плит відстань до осі арматури повинна збільшуватись згідно з 5.2(4). a_{sd} - відстань між осями армованої та бокової поверхні ребра, що піддаються впливу вогню.
* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

two-way spanning ribbed slabs. It is also valid for two-way spanning ribbed slabs with at least one restrained edge and standard fire resistances lower than REI 180 where the detailing of the upper reinforcement does not meet the requirements in 5.6.3(3).

(7) Table 5.11 is valid for two-way spanning ribbed slabs with at least one restrained edge. For the detailing of the upper reinforcement, 5.6.3(3) applies for all standard fire resistances.

Table 5.10: Minimum dimensions and axis distance for two-way spanning, simply supported ribbed slabs in reinforced or prestressed concrete.

For prestressed ribbed slabs, the axis-distance a should be increased in accordance with 5.2(4). a_{sd} denotes the distance measured between the axis of the reinforcement and lateral surface of the rib exposed to fire.
* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

Таблиця 5.11 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури для ненапружених та попередньо напружених залізобетонних ребристих плит із зацмленням щонайменше одного краю, що працюють в двох напрямках прольоту

Table 5.11: Minimum dimensions and axis distances for two-way spanning ribbed slabs in reinforced or prestressed concrete with at least one restrained edge.

Нормована вогнестійкість Standard Fire Resistance	Мінімальні розміри, мм Minimum dimensions (mm)			
	Можливі сполучення ширини ребер b_{min} та відстані до осі арматури, a Possible combinations of width of ribs b_{min} and axis distance a			Товщина плит h_s та відстань до осі арматури a в полиці плити Slab thickness h_s and axis distance a in flange
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min}=80$ $a=10^*$			$h_s=80$ $a=10^*$
REI 60	$b_{min}=100$ $a=25$	120 15*	≥ 200 10*	$h_s=80$ $a=10^*$
REI 90	$b_{min}=120$ $a=35$	160 25	≥ 250 15*	$h_s=100$ $a=15^*$
REI 120	$b_{min}=160$ $a=45$	190 40	≥ 300 300	$h_s=120$ $a=20$
REI 180	$b_{min}=310$ $a=60$	600 50		$h_s=150$ $a=30$
REI 240	$b_{min}=450$ $a=70$	700 60		$h_s=175$ $a=40$
$a_{sd}=a+10$				

Для попередньо напружених ребристих плит відстань до осі арматури повинна збільшуватись згідно з 5.2(4).
 a_{sd} - відстань між осями армованої та бокової поверхні ребра, що піддаються впливу вогню.
* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

For prestressed ribbed slabs, the axis-distance a should be increased in accordance with 5.2(4).
 a_{sd} denotes the distance measured between the axis of the reinforcement and lateral surface of the rib exposed to fire.
* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

РОЗДІЛ 6 ВИСОКОМІЦНИЙ БЕТОН (ВМБ)

6.1 Загальні положення

(1)Р В розділі наведені додаткові правила для високоміцного бетону (ВМБ).

(2) Елементи конструкцій повинні розраховуватись за підвищених температур з урахуванням властивостей типу бетону та ризику крихкого руйнування.

(3) Міцнісні характеристики наведені для трьох класів, а рекомендації запобігання крихкому руйнування наведені для двох стадій роботи ВМБ.

Примітка. Коли використовують характеристичний опір бетону, що є більш ймовірним для вищого класу, аніж той, що визначений розрахунком, повинно застосовуватись відповідне зниження міцності для вищого класу при розрахунку на вогнестійкість.

(4) Властивості та рекомендації наведені для вогневого впливу відповідають тільки стандартному температурному режиму.

(5) За підвищеної температури повинно враховуватись зменшення міцності $f_{c,\theta}/f_{ck}$.

Примітка. Значенн $f_{c,\theta}/f_{ck}$ для використання в країні можуть бути наведен в Національному додатку. В таблиці 6.1N наведені три класи. Але значення наведені для кожного спираються на результати обмеженої кількості випробувань. Вибір і обмеження використання цих класів для деяких класів міцності або типу бетону для використання в країні можуть бути наведені в Національному додатку. Рекомендований клас бетону C 55/67 та C 60/75 відноситься до класу 1, для бетону C 70/85 та C 80/95 – класу 2, для бетону C 90/105 – класу 3. Див. також примітку до 6.4.2.1 (3) та 6.4.2.2 (2).

Таблиця 6.1N – Зниження міцності за підвищених температур

Температура бетону θ , °C Concrete temperature θ , °C	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Клас 1 Class 1	Клас 2 Class 2	Клас 3 Class 3
20	1,00	1,0	1,0
50	1,00	1,0	1,0
100	0,90	0,75	0,75
200			0,70
250	0,90		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,30
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1000	0,04		0,04
1100	0,01		0,01

SECTION 6 HIGH STRENGTH CONCRETE (HSC)

6.1 General

(1)P This section gives additional rules for high strength concrete (HSC).

(2)P Structural elements shall be designed at elevated temperature with the properties of that type of concrete and the risk of spalling shall be taken into account.

(3) Strength properties are given in three classes and recommendations against spalling are given for two ranges of HSC.

Note: Where the actual characteristic strength of concrete is likely to be of a higher class than that specified in design, the relative reduction in strength for the higher class should be used for fire design.

(4) Properties and recommendations are given for fire exposure corresponding to standard temperature-time curve only.

(5) A reduction in strength, $f_{c,\theta}/f_{ck}$, at elevated temperature should be made.

Note: The values $f_{c,\theta}/f_{ck}$ for use in a Country may be found in its National Annex. Three classes are given in Table 6.1N. However the values given for each rely on a limited amount of test results. The selection and limit of use of these classes to certain strength classes or type of concrete for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended class for concrete C 55/67 and C 60/75 is Class 1, for concrete C 70/85 and C80/95 is Class 2 and for concrete C90/105 is Class 3. See also note to 6.4.2.1 (3) and 6.4.2.2 (2).

Table 6.1N: Reduction of strength at elevated temperature

1200	0,00	0,00	0,00
------	------	------	------

6.2 Крихке руйнування

(1) Для класу бетону від C 55/67 до C 80/95 застосовують дані наведені в 4.5, якщо максимальний вміст силікатного піску менше ніж 6 % від ваги цементу. Якщо вміст силікатного піску більший, то застосовують правила наведені в (2).

(2) Для класу бетону $80/95 < C \leq 90/105$ може відбуватись крихке руйнування в будь-якій ситуації під час прямого вогневого впливу, та повинен застосовуватись щонайменше один з наступних методів:

Метод А – Арматурна сітка із номінальним захисним шаром 15 мм. Ця сітка повинна мати дрiт діаметром не менше 2 мм з чарунками не більше 50 мм x 50 мм. Номінальний захисний шар бетону для основного армування повинен бути не менше 40 мм.

Метод В – Вибір типу бетону для якого необхідно забезпечити (досвідом або випробуваннями), що під час пожежі не відбудеться крихке руйнування.

Метод С – Захисні шари, для яких доведено, що під час пожежі не відбудеться крихке руйнування.

Метод D – Вміст у бетонній суміші пропіленового моноволокна більше 2 кг/м³.

Примітка. Вибір одного з цих методів для використання в країні може бути наведений в Національному додатку.

6.3 Теплофізичні властивості

(1) Значення наведені в 3.3 можуть застосовуватись також для ВМБ.

Примітка 1. Значення теплопровідності ВМБ для користування для використання в країні можуть бути наведені в Національному додатку в рамках верхньої та нижньої меж в 3.3.3.

Примітка 2. Теплопровідність ВМБ може бути вище за теплопровідність важкого бетону.

6.4 Розрахунок конструкцій

6.4.1 Розрахунок несучої здатності

(1)P Несучу здатність під час пожежі визначають з врахуванням:

- теплового впливу та відповідного температурного поля елемента
- зниження опору матеріалу внаслідок

6.2 Spalling

(1) For concrete grades C 55/67 to C 80/95 the rules given in 4.5 apply, provided that the maximum content of silica fume is less than 6% by weight of cement. For higher contents of silica fume the rules given in (2) apply.

(2) For concrete grades $80/95 < C \leq 90/105$ spalling can occur in any situation for concrete exposed directly to the fire and at least one of the following methods should be provided:

Method A: A reinforcement mesh with a nominal cover of 15 mm. This mesh should have wires with a diameter ≥ 2 mm with a pitch ≤ 50 x 50 mm. The nominal cover to the main reinforcement should be ≥ 40 mm.

Method B: A type of concrete for which it has been demonstrated (by local experience or by testing) that no spalling of concrete occurs under fire exposure.

Method C: Protective layers for which it is demonstrated that no spalling of concrete occurs under fire exposure.

Method D: Include in the concrete mix more than 2 kg/m³ of monofilament propylene fibres.

Note: The selection of Methods to be used in a Country may be found in its National Annex.

6.3 Thermal properties

(1) Values given in clause 3.3 may be applied also for high strength concrete.

Note 1: The value of thermal conductivity for high strength concrete for use in a Country may be given in its National Annex within the range defined by lower and upper limit in clause 3.3.3.

Note 2: Thermal conductivity of high strength concrete may be higher than that for normal strength concrete.

6.4 Structural design

6.4.1 Calculation of load bearing capacity

(1)P The load-carrying capacity in the fire situation shall be determined considering the following:

- thermal exposure and the consequent temperature field in the member
- reduction of material strength due to

підвищення температури

- впливу перерозподілу зусиль викликані градієнтом температури

- впливу другого порядку

(2) Застосовують як уточнений розрахунок конструктивної системи так і спрощений розрахунок окремої конструкції. Уточнений розрахунок конструктивної системи базується на перевірній інформації. Спрощені методи розрахунку для колон, стін, балок та плит наведені нижче.

6.4.2 Спрощені методи розрахунку

(1)P Спрощені методи розрахунку наведені в додатку В застосовують для ВМБ.

6.4.2.1 Колони та стіни

(1) Перевірку несучої здатності колон та стін під час пожежі виконують для приведеного поперечного перерізу використовуючи методи, що застосовуються для стандартного розрахунку, наприклад, додаток В.1.

(2) Приведений поперечний переріз визначають на основі спрощеного методу за додатком В, однак включаючи уточнене віднімання зруйнованого вогнем бетону внаслідок дії другорядних впливів.

(3) При обчисленні робочого поперечного перерізу розраховують товщину пошкодженого бетону a_{500} за ізотерми $500\text{ }^{\circ}\text{C}$, помножена на коефіцієнт k . Таким чином при розрахунку приведеного перерізу колон та стін необхідно використовувати формулу.

$$a_z = k a_{z,500}. \quad (6.4)$$

Примітка. K враховується для переходу від $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $460\text{ }^{\circ}\text{C}$ глибини розташування ізотерми для класу 1 в таблиці 6.1N, а для глибини розташування ізотерми $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ для класу 2 в таблиці 6.1N. Значення k для користування для використання в країні може бути наведене в Національному додатку. Рекомендованим для K є значення 1,1 для класу 1 та 1,3 для класу 2. Для класу 3 рекомендуються більш точні методи.

(4) Момент в поперечному перерізі за умови сполучення згинання та поздовжнього навантаження за необхідності можна розраховувати використовуючи зональний метод, додаток В.2, враховуючи $E_{c,fi}(\theta) = k^2_c(\theta)E_c$.

(5) Залежності час-температура, що не відповідають цьому критерію спрощеного методу, потребують окремого всебічного аналізу, що враховує відповідну міцність бетону залежно від температури.

elevated temperatures

- effects of restraint forces due to thermal expansion

- second order effects

(2) This may be achieved by undertaking either a global structural analysis or a simplified member calculation. The global structural analysis should be based on verified information.

The simplified calculation methods for columns, walls, beams and slabs are described below.

6.4.2 Simplified calculation methods

(1)P The simplified calculation methods given in Annex B apply for high strength concrete.

6.4.2.1 Columns and walls

(1) Verification of the load-carrying capacity of columns and walls in the fire situation may be conducted for a reduced cross-section, using the methods applicable for normal design, e.g. Annex B.1.

(2) The reduced cross-section should be derived on the basis of the simplified method of Annex B, however incorporating an enhanced deduction of the fire damaged concrete due to the influence of second order effects.

(3) In calculation of the effective cross-section the reduced concrete thickness is calculated from the depth of the $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ isotherm, a_{500} , increased by a factor k . Hence in calculation of the reduced cross-section for columns and walls Expression (6.4) should be used.

Note : k allows for the conversion from the $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ to the $460\text{ }^{\circ}\text{C}$ isotherm depth for Class 1 in Table 6.1N, and to the $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ isotherm depth for Class 2 in Table 6.1N. The value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,1 for Class 1 and 1,3 for Class 2. For Class 3 more accurate methods are recommended.

(4) The moment capacity for cross-sections subjected to combined bending and axial loading may be calculated using the zone method, Annex B.2, taking account $E_{c,fi}(\theta) = k^2_c(\theta)E_c$ if relevant.

(5) Time-temperature regimes which do not comply with the criteria of the simplified method require a separate comprehensive analysis which accounts for the relative strength of the concrete as a function of the temperature.

6.4.2.2 Балки та плити

(1) Здатність балок та плит чинити опір моменту під час пожежі може розраховуватись на основі робочого поперечного перерізу, як визначає додаток В.1, користуючись методами, які застосовуються для стандартного розрахунку.

(2) Необхідно враховувати додаткове зниження розрахункової здатності чинити опір моменту:

$$M_{d,fi} = M_{500} k_m$$

де

$M_{d,fi}$ – розрахункова здатність чинити опір моменту під час пожежі

M_{500} – розрахункова здатність чинити опір моменту, що базується на розрахунковому поперечному перерізі за ізотермою 500 °С

k_m – коефіцієнт зниження

Примітка. Значення k_m , що залежить від зниження міцності, наведені в таблиці 6.1N. Використання в країні може бути наведене в Національному додатку. Рекомендовані значення k_m наведено в таблиці 6.2N. Для класу 3 рекомендуються більш точні методи

Таблиця 6.2N – Коефіцієнт зниження здатності чинити опір моменту для балок та плит

Найменування	k_m	
	Клас 1	Клас 2
Балки Beams	0,98	0,95
Плити під впливом вогню в стисненій зоні Slabs exposed to fire in the compression zone	0,98	0,95
Плити під впливом вогню з розтягнутої сторони $h_l \geq 120$ мм Slabs exposed to fire in the tension side, $h_l \geq 120$ mm	0,98	0,95
Плити під впливом вогню з розтягнутої сторони $h_l = 50$ мм Slabs exposed to fire in the tension side, $h_l = 50$ mm	0,95	0,85
h_l товщина залізобетонної плити (рисунок 5.7). where h_l is the concrete slab thickness (see Figure 5.7)		

(3) Для товщини плити від 50 мм до 120 мм під впливом вогню з розтягнутої сторони коефіцієнт зниження можна отримати за допомогою лінійної інтерполяції.

(4) Залежності час-температура, що не відповідають цьому критерію спрощеного методу, потребують окремого всебічного аналізу, що враховує відповідну міцність бетону залежно від температури.

6.4.3 Табличні дані

(1) Табличний метод наведений в розділі 5 також може застосовуватись для ВМБ, якщо розмір мінімального поперечного перерізу

6.4.2.2 Beams and slabs

(1) The moment capacity of beams and slabs in the fire situation may be calculated based on the effective cross-section, as defined in Annex B.1, using the methods applicable for normal design.

(2) An additional reduction of the calculated moment capacity is should be made:

$$(6.5)$$

where

$M_{d,fi}$ is the design moment capacity in the fire situation

M_{500} is the calculated moment capacity based on the effective cross-section, defined by the 500°C isotherm

k_m is a reduction factor

Note: The value of k_m , which depends on the reduction strength given in Table 6.1N, for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given in Table 6.2N. For Class 3 more accurate methods are recommended

Table 6.2N: Moment capacity reduction factors for beams and slabs

(3) For slab thickness in the range of 50 to 120 mm, with fire exposure on the tension side, the reduction factor may be obtained from linear interpolation.

(4) Time heat regimes which do not comply with the criteria of the simplified method should be supported by a separate comprehensive analysis which accounts for the relative strength of the concrete as function of the temperature.

6.4.3 Tabulated data

(1) The Tabulated method given in Section 5 may also be used for HSC if the minimum cross section dimension are increased by:

збільшується на:

- $(k-1)a$ для стін та плит тільки з одностороннім вогневим впливом

- $2(k-1)a$ для всіх інших елементів конструкцій та відстань до осі арматури перемножуються на k .

Де

k – коефіцієнт наведений в 6.4.2.1(3)

a – відстань до осі арматури згідно з розділом 5.

Примітка. Для колон коефіцієнт використання під час пожежі μ_{fi} або рівень навантаження колони за нормальних температурних умов n повинен визначатись до розрахунку збільшення розмірів поперечного перерізу за виразом $2(k-1)a$.

- $(k-1)a$ for walls and slabs exposed on one side only

- $2(k-1)a$ for all other structural members and the axis distance is factored by k .

Where

k is the factor given in 6.4.2.1(3)

a is axis distance required in Section 5.

Note: For columns the degree of utilisation in the fire situation μ_{fi} or load level of a column at normal temperature conditions n should be defined before calculating the increase of the cross-section dimensions by $2(k-1)a$

ДОДАТОК А(ДОВІДКОВИЙ) ТЕМПЕРАТУРНІ КРИВІ

(1) В додатку наведені розрахункові температурні криві для плит (рисунок А.2), балок (рисунки А.3-А.10) та колон (рисунки А.11-А.20). Рисунок А.2 також застосовується для стін з одностороннім вогневим впливом.

(2) Рисунки основані на наступних значеннях:

- Теплоємність бетону з вологістю 1,5 % наведена в 3.3.2. Температурні номограми визначені для вологості більше 1,5 %

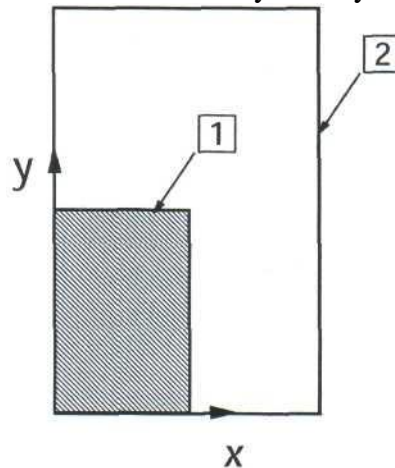
- Теплопровідність визначена за нижньою межею для бетону, наведена в 3.3.3

Примітка. Нижня межа теплопровідності виводиться з порівнянь температур отриманих під час вогневих випробувань різних типів залізобетонних конструкцій; нижня межа дає більш достовірні значення температури бетонних конструкцій ніж верхня, яка виведена за результатами випробувань залізобетонних конструкцій.

- Ступінь чорноти поверхні бетону 0,7, як наведено в 2.2

- Коефіцієнт конвекції 25

(3) Рисунок А.1, показує як розташовані температурні криві в поперечному перерізі балок та колон враховуючи симетрію.



1 – площа з температурними кривими
2 – повний поперечний переріз

Рисунок А.1 – Площа поперечного перерізу, для якого наведені температурні криві

ANNEX A (INFORMATIVE) TEMPERATURE PROFILES

(1) This annex provides calculated temperature profiles for slabs (Figure A.2), beams (Figures A.3-A.10) and columns (Figures A.11-A.20). Figure A.2, for slabs, also applies to walls exposed on one side.

(2) The figures are based on the following values:

- Specific heat of concrete is as given in 3.3.2 with moisture content 1,5%. The temperature graphs are conservative for moisture contents greater than 1,5%

- The lower limit of thermal conductivity of concrete is as given in 3.3.3

Note: the lower limit of thermal conductivity has been derived from comparisons with temperatures measured in fire tests of different types of concrete structures. the lower limit gives more realistic temperatures for concrete structures than the upper limit, which has been derived from tests for steel/concrete composite structures.

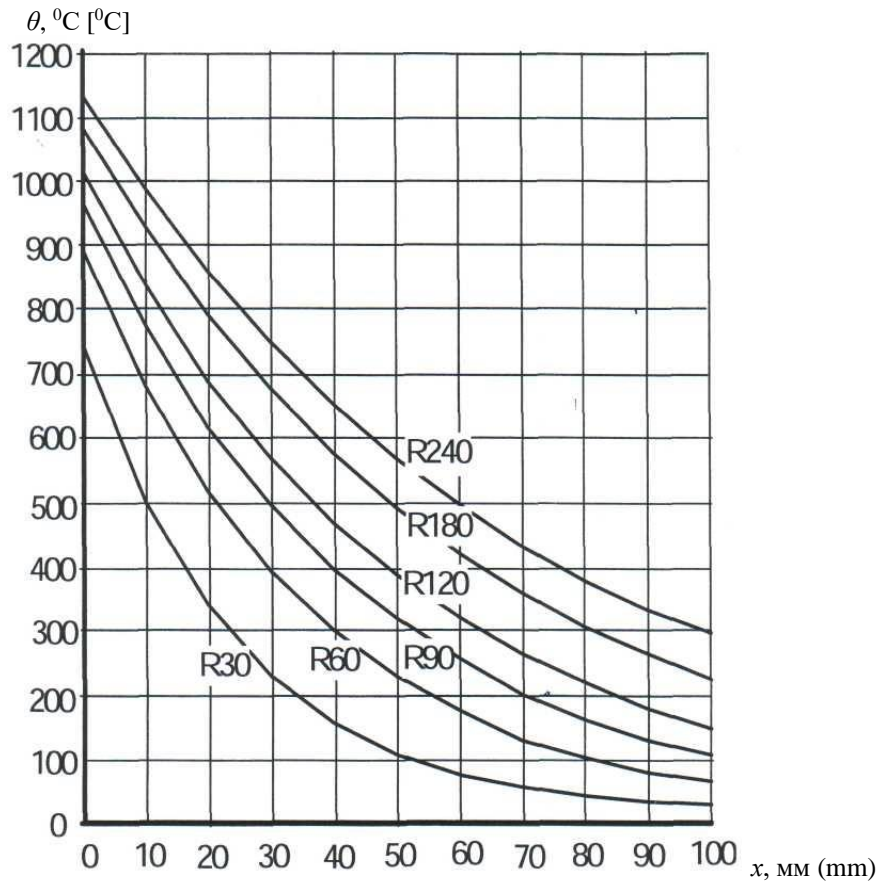
- The emissivity related to the concrete surface 0,7, is as given in 2.2

- Convection factor is 25

(3) Figure A.1 shows how the temperature profiles represent the temperature in the crosssection of beams and columns taking symmetry into account.

1 Area of temperature profile
2 Full cross section

Figure A.1: Area of cross-section for which the temperature profiles are presented



x – відстань від обігріваної поверхні.

x is the distance from the exposed surface

Рисунок А.2 – Температурні криві плит (висота $h=200$ мм) для R60 – R240

Figure A.2: Temperature profiles for slabs (height $h = 200$) for R60 - R240

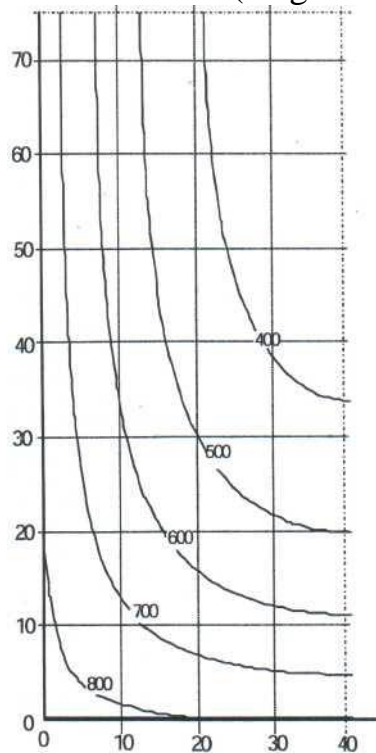
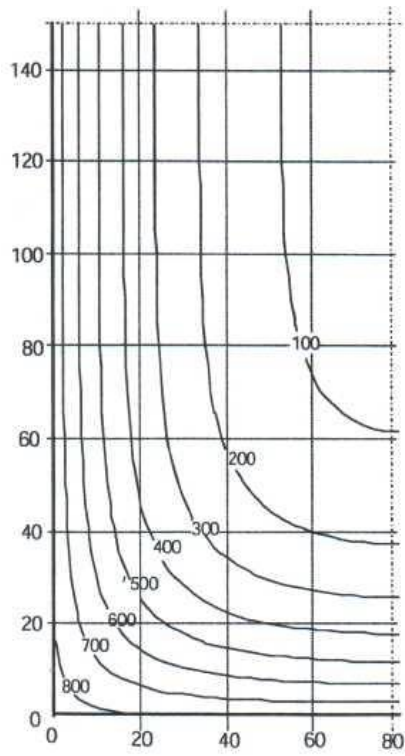


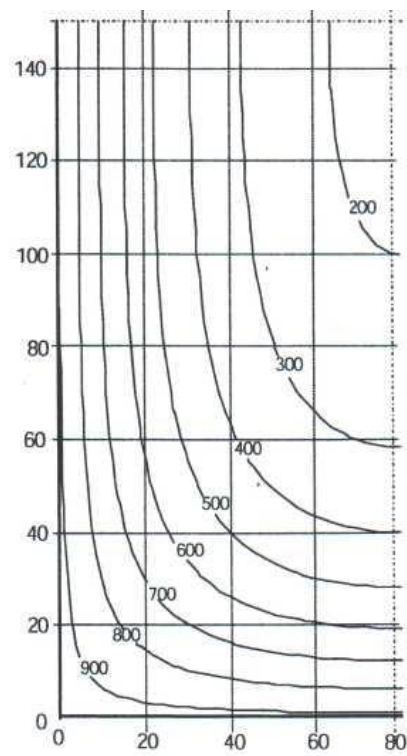
Рисунок А.3 – Температурні криві балки $h \times b=150$ мм x 80 мм – R30, $^{\circ}\text{C}$

Figure A.3: Temperature profiles ($^{\circ}\text{C}$) for a beam, $h \times b = 150 \times 80$ - R30



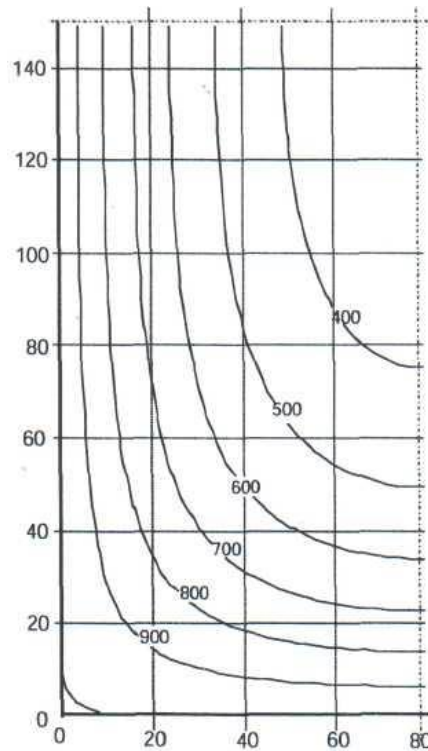
a) R30

Рисунок А.4 – Температурні криві балки
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$, °C



b) R60

Figure A.4: Temperature profiles (°C) for a
beam, $h \times b = 300 \times 160$



a) R90

Рисунок А.5 – Температурні криві балки
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$, °C

a) R90

Figure A.5: Temperature profiles (°C) for a
beam, $h \times b = 300 \times 160$

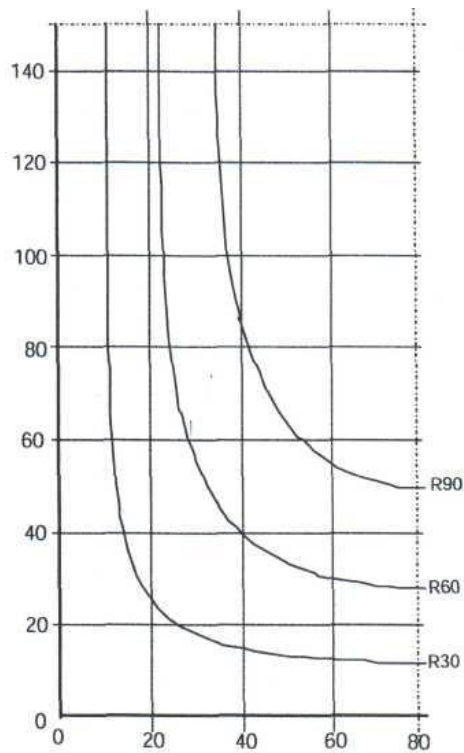
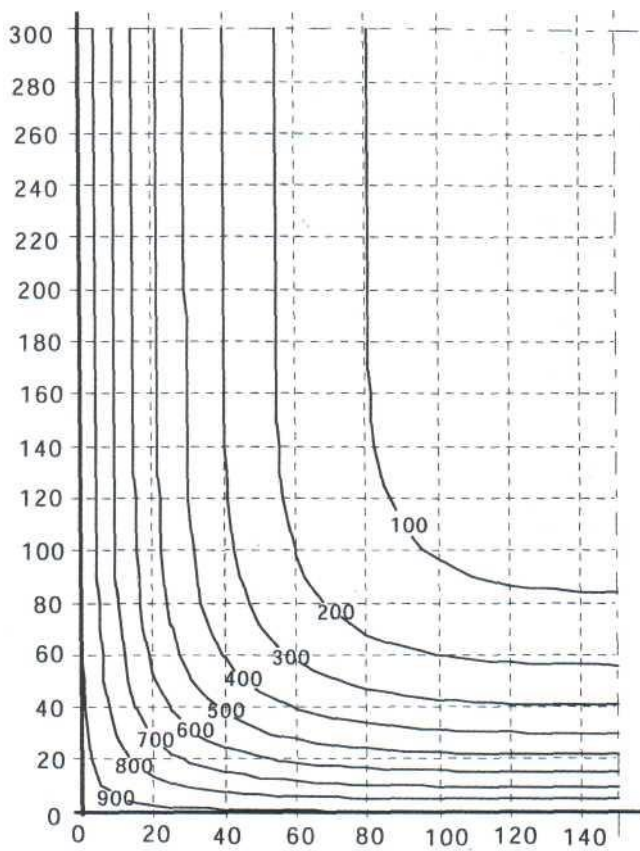


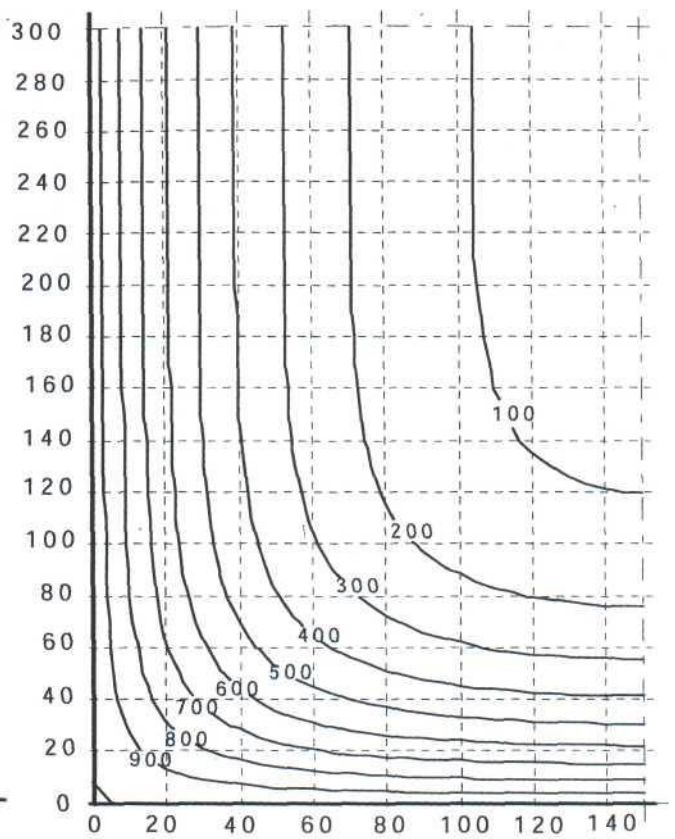
Рисунок А.6 – Ізотерма 500 °С балки
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 160 \text{ мм}$, °С

Figure A.6: 500°C isotherms for a beam,
 $h \times b = 300 \times 160$



a) R60

Рисунок А.7 – Температурні криві балки
 $h \times b = 600 \text{ мм} \times 300 \text{ мм}$, °С



b) R90

Figure A.7: Temperature profiles (°C) for a beam
 $h \times b = 600 \times 300$

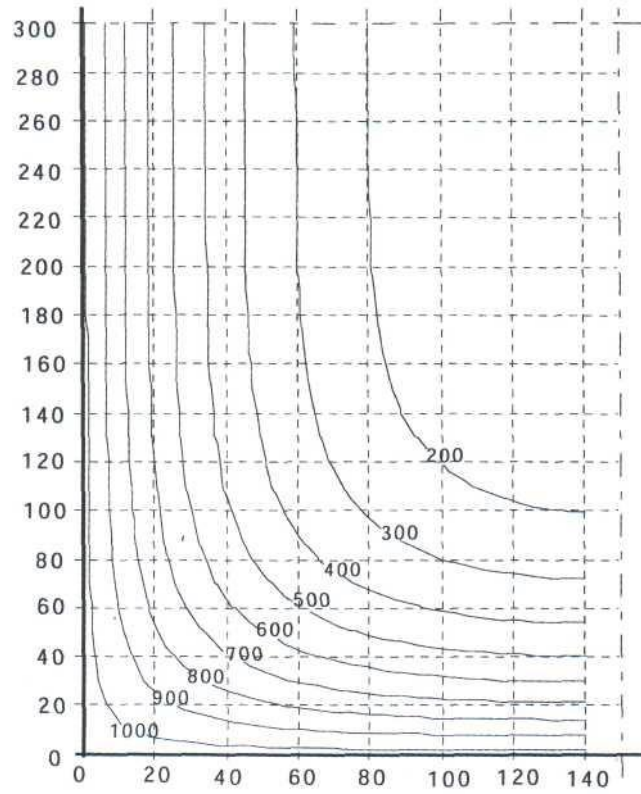
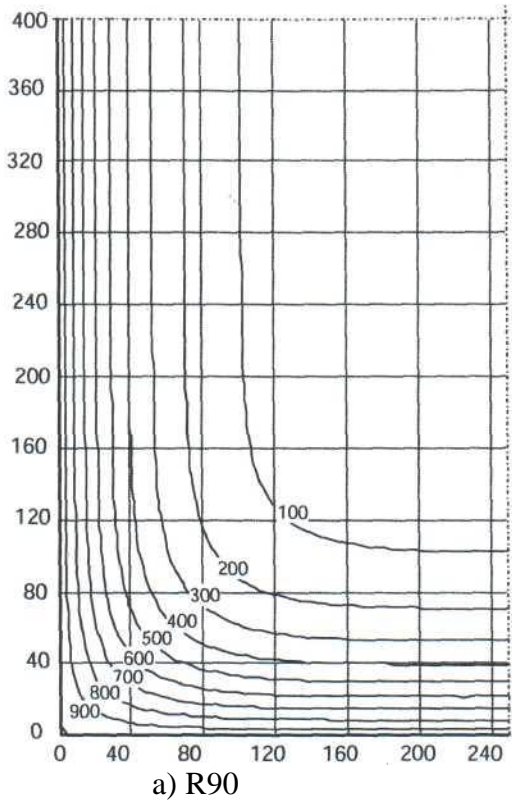


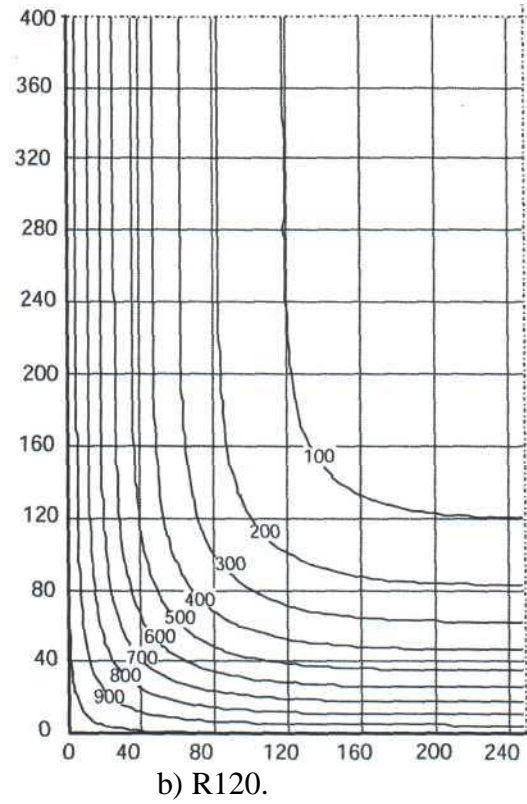
Рисунок А.8 – Температурні криві балки $h \times b = 600$ мм x 300 мм – R 120, °C

Figure A.8 Temperature profiles (°C) for a beam $h \times b = 600 \times 300$ – R120



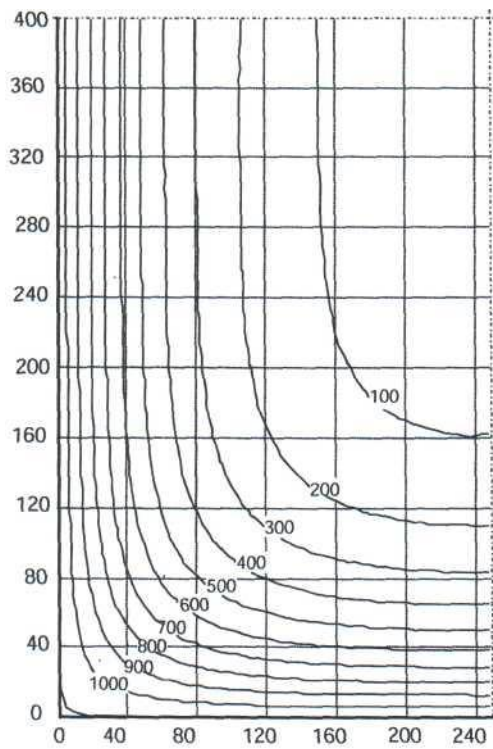
a) R90

Рисунок А.9 – Температурні криві балки $h \times b = 800$ мм x 500 мм, °C



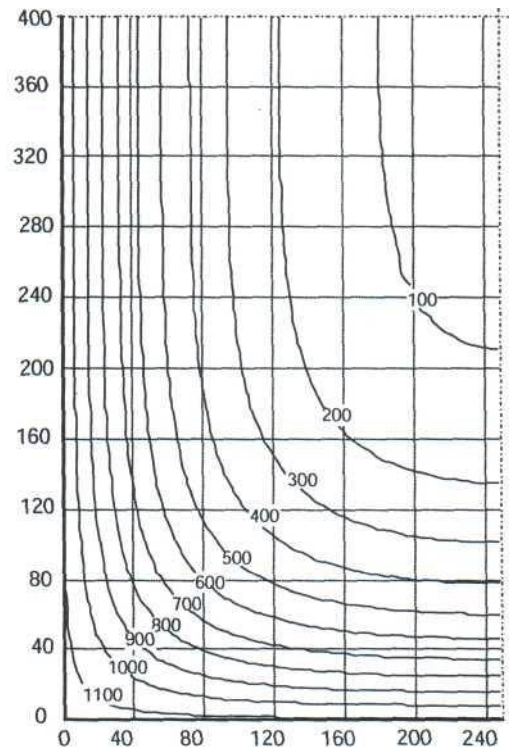
b) R120.

Figure A.9: Temperature profiles (°C) for a beam $h \times b = 800 \times 500$



a) R180

Рисунок А.10 – Температурні криві балки
 $h \times b = 800 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$, °C



b) R240

Figure A.10: Temperature profiles (°C) for a
beam $h \times b = 800 \times 500$

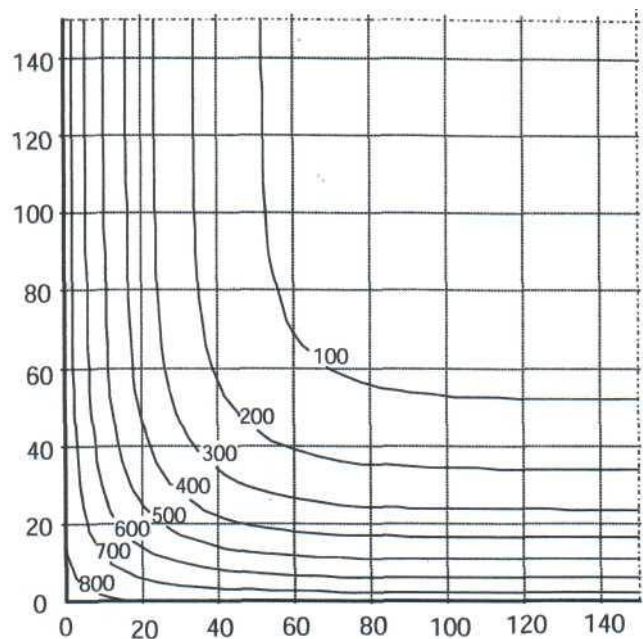


Рисунок А.11 – Температурні криві колони
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - R30$, °C

Figure A.11: Temperature profiles (°C) for a
column, $h \times b = 300 \times 300 - R30$

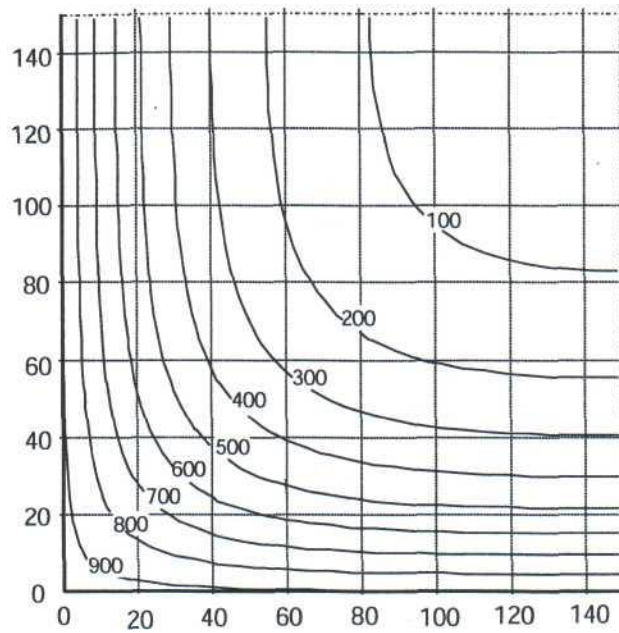


Рисунок А.12 – Температурні криві колони
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - R60, ^\circ\text{C}$

Figure A.12: Temperature profiles ($^\circ\text{C}$) for a
 column, $h \times b = 300 \times 300 - R60$

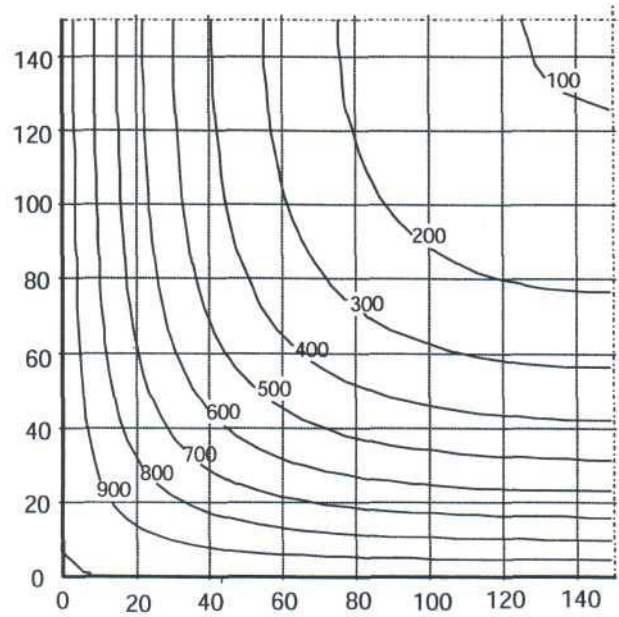


Рисунок А.13 – Температурні криві колони
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - R90, ^\circ\text{C}$

Figure A.13: Temperature profiles ($^\circ\text{C}$) for a
 column, $h \times b = 300 \times 300 - R90$

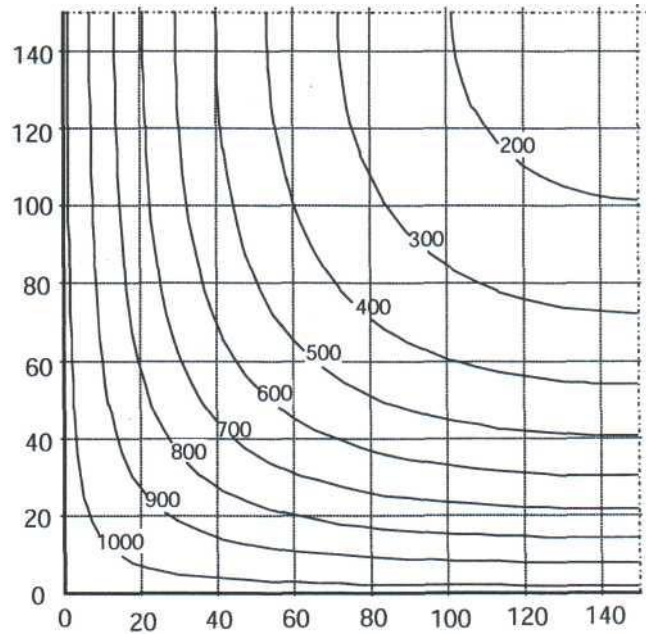


Рисунок А.14 – Температурні криві колони
 $h \times b = 300 \text{ мм} \times 300 \text{ мм} - R120, ^\circ\text{C}$

Figure A.14: Temperature profiles ($^\circ\text{C}$) for a
column, $h \times b = 300 \times 300 - R120$

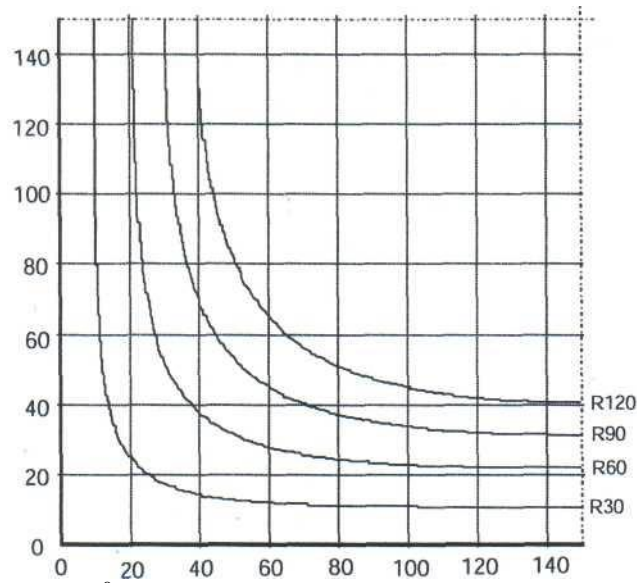


Рисунок А.15 – Ізотерма 500°C колони
 $h \times b = 300\text{мм} \times 300 \text{ мм}$

Figure A.15: 500°C isotherms for a
column, $h \times b = 300 \times 300$

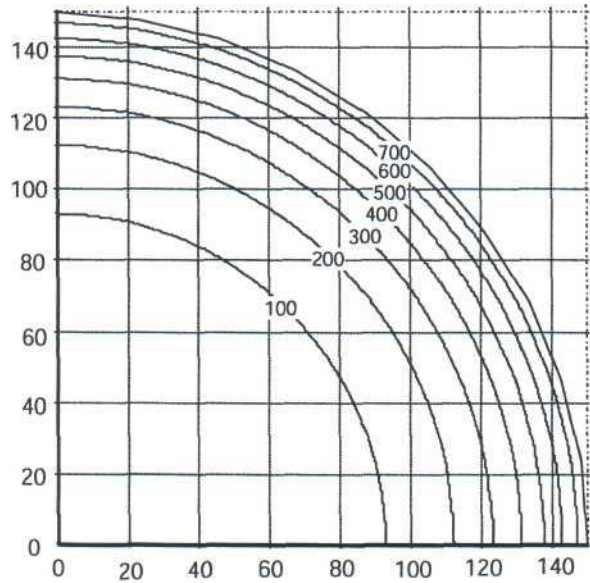


Рисунок А.16 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R30, °C

Figure A.16: Temperature profiles (°C) for a circular column, 300 dia – R30

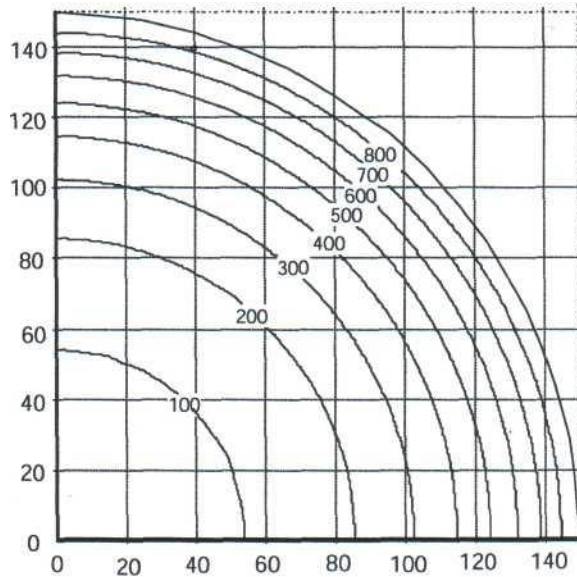


Рисунок А.17 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R60, °C

Figure A.17: Temperature profiles (°C) for a circular column, 300 dia – R60

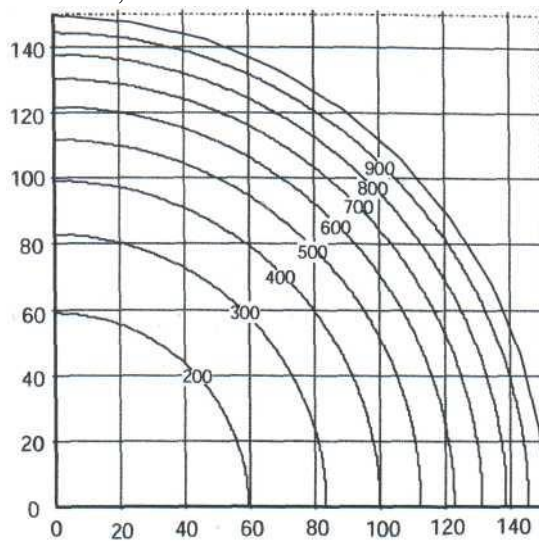


Рисунок А.18 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R90, °C

Figure A.18: Temperature profiles (°C) for a circular column, 300 dia – R90

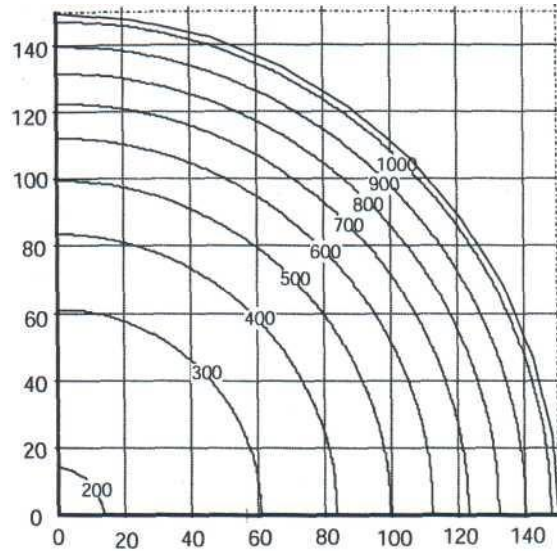


Рисунок А.19 – Температурні криві круглої колони діаметром 300 мм – R120, °C

Figure A.19: Temperature profiles (°C) for a circular column, 300 dia – R120

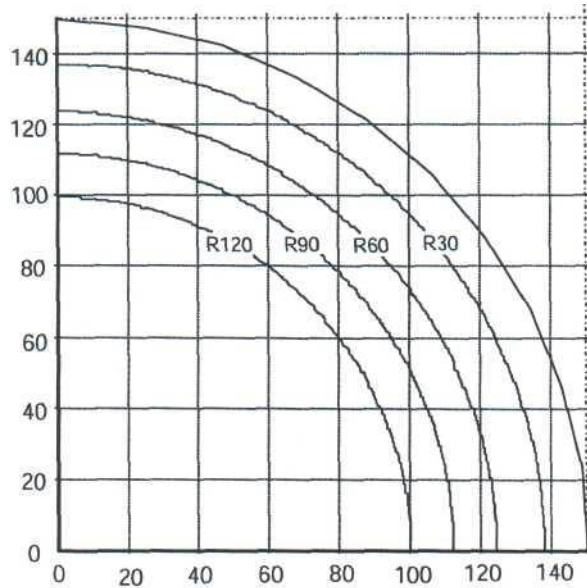


Рисунок А.20 – Ізотерма 500 °C круглої колони діаметром 300 мм

Figure A.20: 500 °C isotherms for a circular column, 300 dia

**ДОДАТОК В (довідковий)
СПРОЩЕНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ**

**ANNEX B (Informative)
Simplified calculation methods**

В.1 Метод ізотерми 500 °С

B.1 500°C isotherm method

В.1.1 Принципи та сфера застосування

B.1.1 Principle and field of application

(1) Цей метод застосовується за стандартного температурного режиму та для будь-яких інших температурно часових режимів пожежі, що викликають подібні температурні поля в елементі під час вогневого впливу. Температурно часові режими пожежі, що не відповідають цьому критерію, потребують окремого всебічного аналізу, який враховує відповідну міцність бетону залежно від температури.

(1) This method is applicable to a standard fire exposure and any other time heat regimes, which cause similar temperature fields in the fire exposed member. Time heat regimes which do not comply with this criteria, require a separate comprehensive analysis which accounts for the relative strength of the concrete as a function of the temperature.

(2) Цей метод застосовується для мінімальної ширини поперечного перерізу, що наведена в таблиці В.1:

(2) This method is valid for minimum width of cross-section given in table B1:

а) для стандартного температурного режиму залежно від класу вогнестійкості;

а) for a standard fire exposure depending on the fire resistance

б) для параметричної пожежі з коефіцієнтом врахування отворів $O \geq 0,14 \text{ м}^{1/2}$ (додаток А EN 1991-1-2)

б) for a parametric fire exposure with an opening factor $O \geq 0,14 \text{ м}^{1/2}$ (see EN 1991-1-2 Annex A)

Таблиця В.1 – Мінімальна ширина поперечного перерізу залежно від класу вогнестійкості (для стандартного температурного режиму) та питоме пожежне навантаження (параметрична пожежа)

Table B1: Minimum width of cross-section as function of fire resistance (for standard fire exposure) and fire load density (for parametric fire exposure)

а) Клас вогнестійкості.

а) Fire resistance.

Клас вогнестійкості Fire resistance	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Мінімальна ширина поперечного перерізу, мм Minimum width of cross-section mm	90	120	160	200	280

б) Питоме пожежне навантаження.

б) Fire load density.

Питоме пожежне навантаження, МДж/м ² Fire load density MJ/m ²	200	300	400	600	800
Мінімальна ширина поперечного перерізу, мм Minimum width of cross-section mm	100	140	160	200	240

(3) Спрощений метод розрахунку стосується загального зменшення розміру поперечного перерізу з врахуванням температурно пошкодженої зони поверхневого шару бетону. Товщина пошкодженого бетону a_{500} відповідає середній глибині розташування 500 °С ізотерми в стисненій зоні поперечного перерізу.

(3) The simplified calculation method comprises a general reduction of the cross-section size with respect to a heat damaged zone at the concrete surfaces. The thickness of the damaged concrete, a_{500} , is made equal to the average depth of the 500 °C isotherm in the compression zone of the cross-section.

(4) Пошкоджений бетон, наприклад,

(4) Damaged concrete, i.e. concrete with

бетон за температури більше ніж $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ вважається таким, що не забезпечує несучу здатність елементу, тоді як приведений поперечний переріз зберігає свої початкові значення міцності та модуля пружності.

(5) Для прямокутної балки з тристороннім вогневим впливом робочий поперечний переріз повинен узгоджуватись з рисунком В.1.

В.1.2 Методика розрахунку залізобетонного поперечного перерізу, що піддається впливу згинального моменту та осьової сили

(1) На основі підходу за приведеним поперечним перерізом методика розрахунку опору залізобетонного поперечного перерізу конструкції під час пожежі може проводитись наступним чином:

(а) Визначають ізоТЕРМИ $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ для вказаного вогневого впливу, за стандартного або параметричного температурного режиму пожежі;

(б) Визначають розрахункові ширину b_{fi} та висоту d_{fi} відкиданням бетону за межами $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ ізоТЕРМИ (рисунк В.1). Закруглені кути ізоТЕРМ можуть вважатись наближеними до справжніх форм ізоТЕРМ до прямокутної або квадратної, як показано на рисунку В.1

temperatures in excess of $500\text{ }^{\circ}\text{C}$, is assumed not to contribute to the load bearing capacity of the member, whilst the residual concrete cross-section retains its initial values of strength and modulus of elasticity.

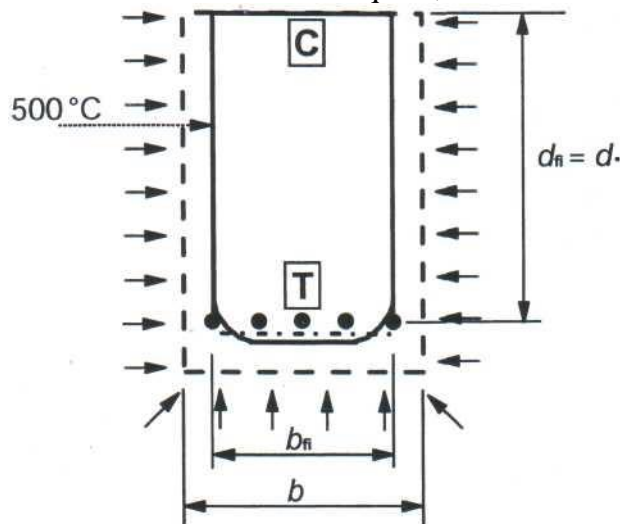
(5) For a rectangular beam exposed to fire on three sides, the effective cross-section in the fire situation will be in accordance with Figure B1.

B.1.2 Design procedure of a reinforced concrete cross-section, exposed to bending moment and axial load

(1) On the basis of the above reduced cross-section approach, the procedure for calculating the resistance of a reinforced concrete cross-section in the fire situation may be carried out as follows:

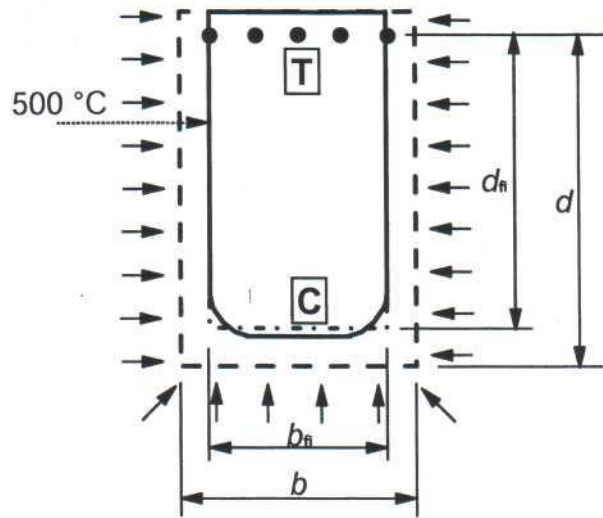
(a) Determine the isotherm of $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ for the specified fire exposure, standard fire or parametric fire;

(b) Determine a new width b_{fi} and a new effective height d_{fi} of the cross-section by excluding the concrete outside the $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ isotherm (see Figure B.1). The rounded corners of isotherms can be regarded by approximating the real form of the isotherm to a rectangle or a square, as indicated in Figure B.1



T – розтяг
а) тристоронній вогневий вплив на розтягнуту зону

T -Tension
a) fire exposure on three sides with the tension zone exposed

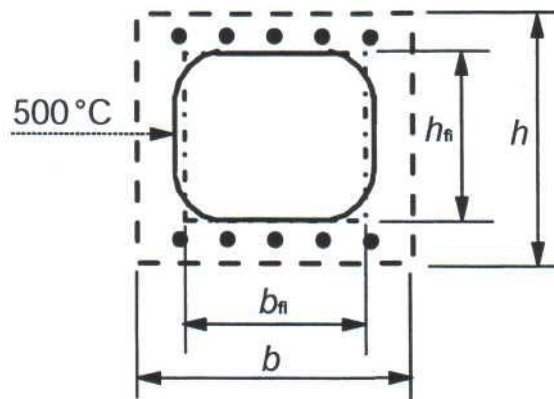


C – стиск

b) тристоронній вогневий вплив на стиснуту зону

C - Compression

b) fire exposure on three sides with the compression zone exposed



с) чотирьохсторонній вогневий вплив (балка або колона)

c) fire exposure on four sides (beam or column)

Рисунок В.1 – Приведений поперечний переріз залізобетонної балки або колони

Figure B.1. Reduced cross-section of reinforced concrete beam and column

(с) Визначають температуру арматурних стрижнів в розтягнутій або стисненій зонах. Температуру окремо взятих арматурних стрижнів визначають за температурними кривими в додатку А або за довідковими даними приймають як температуру в центрі стрижня. Деякі з арматурних стрижнів можуть виходити за межі приведенного поперечного перерізу як зображено на рисунку В.1. Не зважаючи на це їх можна враховувати в розрахунку несучої здатності поперечного перерізу під час вогневого впливу;

(d) Визначають зменшену міцність арматури залежно від температури згідно з 4.2.4.3,

(e) Використовують конвекційний метод розрахунку для приведенного поперечного перерізу при визначенні критичної несучої здатності з міцністю арматурних стрижнів,

(c) Determine the temperature of reinforcing bars in the tension and compression zones. The temperature of the individual reinforcing bar can be evaluated from the temperature profiles in Annex A or handbooks and is taken as the temperature in the centre of the bar. Some of the reinforcing bars may fall outside the reduced cross-section, as shown in Figure B.1. Despite this, they may be included in the calculation of the ultimate loadbearing capacity of the fire exposed cross-section;

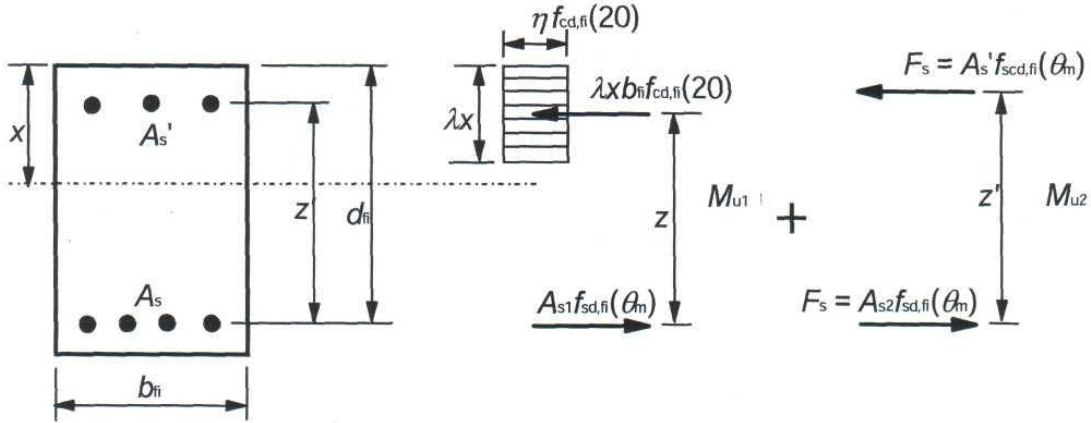
(d) Determine the reduced strength of the reinforcement due to the temperature according to 4.2.4.3,

(e) Use conventional calculation methods for the reduced cross-section for the determination of the ultimate load bearing capacity with strength of the reinforcing bars, as obtained in (d), and

отриманої згідно з (d), та

(f) Порівнюють граничну несучу здатність з розрахунковим значенням навантаження або, як альтернатива, визначену вогнестійкість з нормованою.

(2) Рисунок В.2 відображує розрахунок несучої здатності поперечного перерізу як з розтягнутим так і з стиснутим армуванням.



b_{fi} ширина робочого поперечного перерізу
 d_{fi} розрахункова висота робочого поперечного перерізу

z відстань між розтягнутою арматурою та бетоном

z^* відстань між розтягнутою арматурою та стиснутою арматурою

A_s площа розтягнутої арматури

A_{s1} частина розтягнутої арматури у рівновазі зі стисненим бетонним масивом

A_{s2} частина розтягнутої арматури у рівновазі зі стиснутою арматурою

$A_{s'}$ площа стиснутої арматури

$f_{cd,fi}(20) = f_{ck} / \gamma_{c,fi}$ розрахункове значення опору бетону на стиск під час пожежі за нормальної температури

$f_{sd,fi}(\theta_m)$ розрахункове значення опору арматури на розтяг під час пожежі за середньої температури θ_m в цьому ряді

$f_{scd,fi}(\theta_m)$ розрахункове значення опору арматури на стиск під час пожежі за середньої температури θ_m в цьому ряді

Примітка. $f_{sd,fi}(\theta_m)$ та $f_{scd,fi}(\theta_m)$ може мати різні значення (див. 4.2.4.3)

F повне зусилля в стиснутій арматурі під час пожежі, та відповідне частині зусилля розтягнутої арматури

λ , η та x визначені в EN 1992-1-1

Рисунок В.2 – Розподіл напружень за критичної несучої здатності прямокутного залізобетонного перерізу зі стиснутим армуванням

(f) Compare the ultimate load-bearing capacity with the design load effect or, alternatively, the estimated fire resistance with the required resistance.

(2) Figure B.2 shows the calculation of load-bearing capacity of a cross-section with tension as well as compression reinforcement.

b_{fi} is the width of effective cross-section

d_{fi} is the effective depth of the effective cross-section

z is the lever arm between the tension reinforcement and concrete

z^* is the lever arm between the tension and compression reinforcement

A_s is the area of tension reinforcement

A_{s1} is the part of tension reinforcement in equilibrium with the concrete compression block

A_{s2} is the part of tension reinforcement in equilibrium with the compression reinforcement

$A_{s'}$ is the area of compression reinforcement

$f_{cd,fi}(20) = f_{ck} / \gamma_{c,fi}$ is the design value of compression strength concrete in the fire situation at normal temperature

$f_{sd,fi}(\theta_m)$ is the design value of the tension reinforcement strength in the fire situation at mean temperature θ_m in that layer

$f_{scd,fi}(\theta_m)$ is the design value of the compression reinforcement strength in the fire situation at mean temperature θ_m in that layer

Note: $f_{sd,fi}(\theta_m)$ and $f_{scd,fi}(\theta_m)$ may have different values (see 4.2.4.3)

F is the total force in compression reinforcement in the fire situation, and is equal to part of the total force in the tension reinforcement

λ , η and x are defined in EN 1992-1-1

Figure B.2. Stress distribution at ultimate limit state for a rectangular concrete cross-section with compression reinforcement.

(3) Якщо усі стиснуті стрижні розміщені в рядах і мають однакову площу, застосовуються наступні формули при розрахунку відстані до осі арматури a (див. рисунок В.2).

Середня знижена міцність арматурного ряду залежно від підвищених температур розраховується за формулою (В.1).

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} \quad (\text{В.1})$$

де,

θ – температура i -того арматурного стрижня

$k(\theta_i)$ – коефіцієнт зниження міцності i -того арматурного стрижня залежно від температури θ_i , як показано на рисунку 4.11

$k_v(\theta)$ – середній коефіцієнт зниження міцності v -того арматурного ряду

n_v – кількість арматурних стрижнів у v -тому арматурному ряді

(4) Відстань a від нижньої поверхні робочого поперечного перерізу до центру тяжіння арматурних рядів обчислюють за формулою (В.2).

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)} \quad (\text{В.2})$$

Де

a_v – відстань від нижньої поверхні робочого поперечного перерізу до осі v -того арматурного ряду

(5) Якщо існують тільки два ряди, відстань до осі арматури розраховується за формулою (В.3)

$$a = \sqrt{a_1 a_2} \quad (\text{В.3})$$

(6) Якщо арматурні стрижні мають різні площі та довільне розміщення використовується наступна методика.

Середній опір сталі арматурної групи $k(\varphi)f_{sd,fi}$ залежно від підвищених температур розраховується за формулою (В.4)

$$k(\varphi)f_{sd,fi} = \frac{\sum [k_s(\theta_i)f_{sd,i}A_i]}{\sum A_i} \quad (\text{В.4})$$

Де

$k_s(\theta_i)$ – коефіцієнт зниження міцності i -того арматурного стрижня

$f_{sd,i}$ – розрахунковий опір i -того арматурного стрижня

A_i – площа поперечного перерізу i -того

(3) If all reinforcement bars are positioned in layers and have the same area, the following expressions may be used in calculating the axis distance, a (see Figure B.2).

The average reduced strength of a reinforcement layer with respect to increased temperatures, is calculated in accordance with Expression (B.1).

where,

θ is the temperature in reinforcement bar i

$k(\theta_i)$ is a reduction of the strength of the reinforcement bar i due to the temperature θ_i ; which is obtained from Figure 4.11

$k_v(\theta)$ is the average reduction of the strength of reinforcement layer v

n_v is the number of reinforcement bars in layer v

(4) The axis distance, a , from bottom surface of the effective cross-section to the centroid of the reinforcement layers may be calculated using Expression (B.2).

Where

a_v is the axis distance from the bottom surface of the effective cross-section to reinforcement layer v

(5) If only two layers exist the axis distance may be calculated using Expression (B.3)

(6) If the reinforcement bars have different areas and are distributed arbitrary the following procedure must be used.

The average steel strength of a reinforcement group, $k(\varphi)f_{sd,fi}$ with respect to increased temperatures, may be calculated using Expression (B.4)

Where

$k_s(\theta_i)$ is a reduction of the strength of reinforcement bar i

$f_{sd,i}$ is the design strength of reinforcement bar i

A_i is the cross-section area of

арматурного стрижня

Відстань a (див. рисунок В.2) від нижньої поверхні робочого поперечного перерізу до центру тяжіння арматурної групи розраховується за формулою (В.5).

$$a = \frac{\sum_i [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]} \quad (\text{B.5})$$

Де

a_i – відстань від робочого поперечного перерізу до осі i -того арматурного стрижня

(7) Розрахунок згинального моменту поперечного перерізу виконується в наступній послідовності:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad (\text{B.6})$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad (\text{B.7})$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) z' \quad (\text{B.8})$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (\text{B.9})$$

Де

A_s – загальна площа армування

$f_{sd,fi}$ – розрахунковий опір арматури на розтяг

$f_{scd,fi}$ – розрахунковий опір арматури на стиск

ω_k – коефіцієнт міцності армування поперечного перерізу під час вогневого впливу

b_{fi} – ширина поперечного перерізу під час вогневого впливу

d_{fi} – робоча висота поперечного перерізу під час вогневого впливу

$f_{cd,fi}(20)$ – розрахунковий опір бетону на стиск (за нормальної температури)

z – відстань від розтягнутого армування до бетону

z' – відстань від розтягнутого до стиснутого армування

θ_m – середня температура арматурного ряду

Коли вплив моменту оцінюється як показано вище, повна здатність чинити опір моменту обчислюється за формулою

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

В.2 Зональний метод

(1) Метод поділу поперечного перерізу на декілька зон наведено нижче. Цей метод, хоч і більш трудомісткий, але більш точний

reinforcement bar i

The axis distance, a (see Figure B.2), from the effective cross-section to the centroid of the reinforcement group is calculated in accordance with Expression (B.5).

Where

a_i is the axis distance from effective cross-section to reinforcement bar i

(7) The bending moment calculation of the cross-section is illustrated as follows:

Where

A_s is the total reinforcement area

$f_{sd,fi}$ is the design tensile strength of reinforcement

$f_{scd,fi}$ is the design strength for compressive reinforcement

ω_k is the design strength ratio of reinforcement for the fire-exposed cross-section

b_{fi} is the width of the fire exposed cross-section

d_{fi} is the efficient height of the fire exposed cross-section

$f_{cd,fi}(20)$ is the design compressive strength of concrete (at normal temperature)

z is the lever arm between tension reinforcement and concrete

z' is the lever between tension and compression reinforcement

θ_m is the mean temperature of the reinforcement layer

When the moment contributions are assessed as shown above the total moment capacity is obtained from

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{B.10})$$

B.2 Zone method

(1) The method of subdividing the cross-section into several zones is described below. This method, although more laborious, provides a more

ніж метод 500 °С ізотерм, особливо для колон. Метод придатний тільки для стандартного температурного режиму.

(2) Поперечний переріз ділиться на декілька ($n \geq 3$) паралельних зон однакової товщини (прямокутні елементи), де враховується середня температура, відповідний середній опір на стиск $f_{cd}(\theta)$ та модуль пружності (якщо застосовується) кожної зони.

(3) Пошкоджений під час пожежі поперечний переріз представлений приведеним поперечним перерізом, який не включає товщину пошкодженої зони a_z обігріваних поверхонь, див. рисунок В.3. Наводиться посилання на еквівалентну стіну (див. рисунки В.3(а) та В.3(д)). Точка М – довільна точка на центральній лінії еквівалентної стіни, якою користуються для визначення зменшеного опору на стиск всього приведенного поперечного перерізу. Коли дві протилежні сторони піддаються вогневому впливу ширина дорівнює $2w$ (див. рисунок В.3(а)). Для прямокутного поперечного перерізу тільки під час одностороннього вогневого впливу шириною вважається w (див. рисунок В.3(с)). Це представлено стіною з товщиною, що дорівнює $2w$ (див. рисунок В.3(д)). Полиця на рисунку В.3(ф) відноситься до еквівалентної стіни на рисунку В.3(д), а стінка балки до еквівалентної стіни на рисунку В.3(а).

(4) Для нижньої частини та країв прямокутних елементів під час вогневого впливу, якщо ширина менше ніж висота, значення a_z вважається таким як розрахункові значення для сторін, рисунки В.3 (b), (e), (f).

Приведення поперечного перерізу базується на визначенні товщині a_z пошкодженої зони обігріваної поверхні:

(5) Пошкоджена зона a_z еквівалентної стіни під час двостороннього вогневого впливу розраховується наступним чином:

а) половина товщини стіни ділиться на n паралельних зон однакової товщини, де $n \geq 3$ (див. рисунок В.4);

б) температура розраховується для середини кожної зони;

с) визначається відповідний коефіцієнт зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$ в точці М (див. рисунок В.5).

accurate method than the 500°C isotherm method especially for columns. The method is applicable to the standard temperature-time curve only.

(2) The cross-section is divided into a number ($n \geq 3$) of parallel zones of equal thickness (rectangular elements) where the mean temperature and the corresponding mean compressive strength $f_{cd}(\theta)$ and modulus of elasticity (if applicable) of each zone is assessed.

(3) The fire damaged cross-section is represented by a reduced cross-section ignoring a damaged zone of thickness a_z at the fire exposed sides, see Figure B.3. Reference is made to an equivalent wall (see Figure B.3 (a) and (d)). The point M is an arbitrary point on the centreline of the equivalent wall used to determine the reduced compressive strength for the whole of the reduced cross section. When two opposite sides are exposed to fire the width is assumed to be $2w$ (see Figure B.3 (a)). For a rectangular cross-section exposed to fire on one face only, the width is assumed to be w (see Figure B.3 (c)). This is represented by a wall with a width equal to $2w$ (see Figure B.3 (d)). The flange of Figure B.3 (f) is related to the equivalent wall in Figure B.3 (d), and the web to the equivalent wall in Figure B.3 (a).

(4) For the bottom and ends of rectangular members exposed to fire, where the width is less than the height, the value of a_z is assumed to be the same as the calculated values for the sides, Figure B.3 (b), (e), (f).

The reduction of the cross-section is based on a damaged zone of thickness a_z at the fire exposed surfaces which is calculated as follows:

(5) The damaged zone, a_z , is estimated as follows for an equivalent wall exposed on both sides:

a) The half thickness of the wall is divided into n parallel zones of equal thickness, where $n \geq 3$ (see Figure B.4),

b) The temperature is calculated for the middle of each zone.

c) The corresponding reduction factor for compressive strength, $k_c(\theta_i)$ is determined (see Figure B.5).

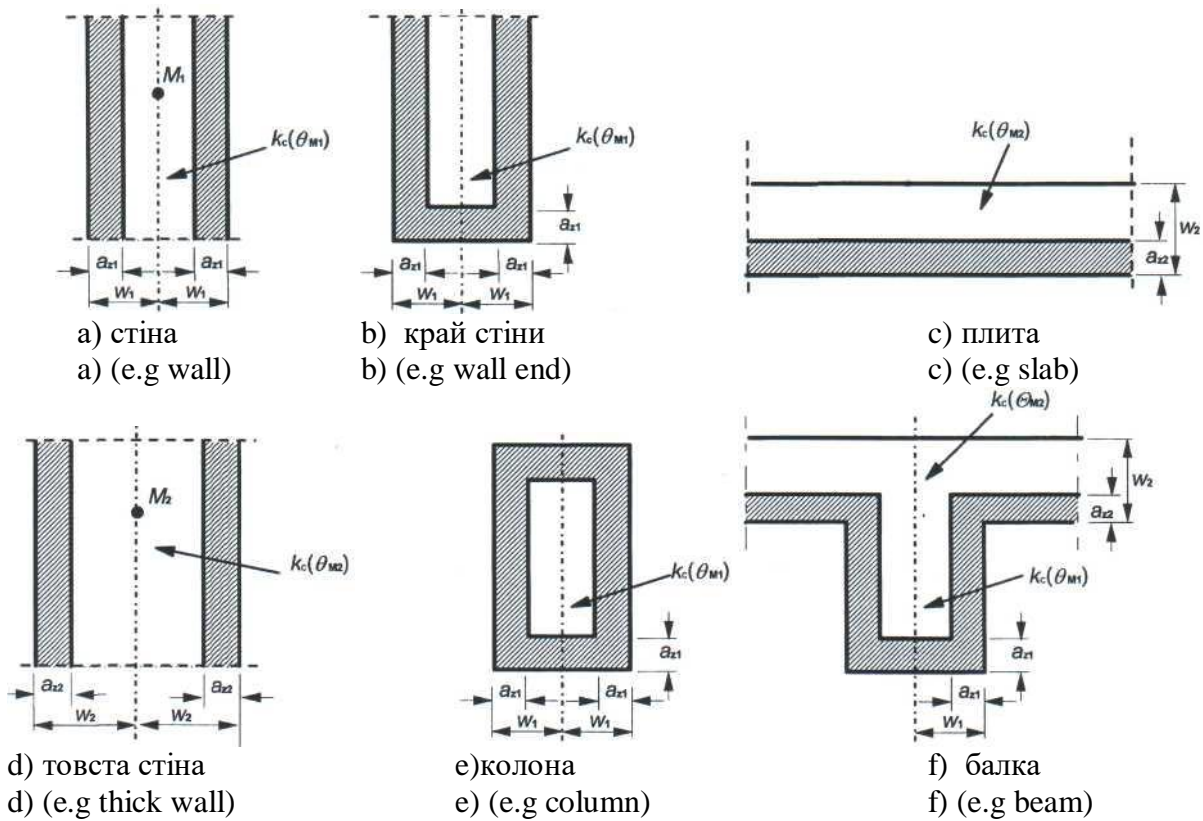


Figure B.3. Reduction of strength and cross-section for sections exposed to fire

Рисунок В.3 – Зниження міцності та приведення поперечного перерізу для частин під вогневим впливом

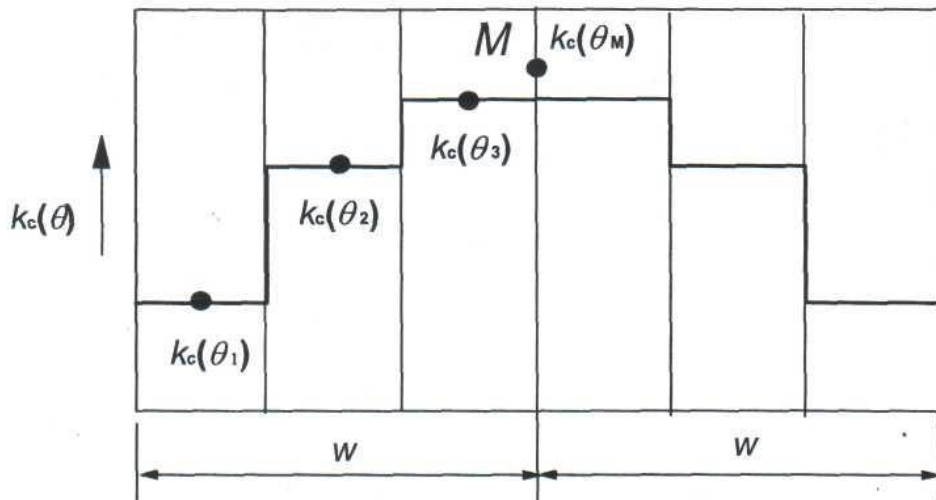


Figure B.4. Division of a wall, with both sides exposed to fire, into zones for use in calculation of strength reduction and a_z values

Рисунок В.4 – Поділ на зони стіни з двостороннім впливом вогню для розрахунку значень зниження міцності та a_z

(6) Середній коефіцієнт зниження міцності бетону в точці М для визначеної частини включаючи коефіцієнт $(1-0,2/n)$, що враховує при розрахунку зміну температури кожної зони за формулою (В.11)

(6) The mean reduction coefficient for a particular section, incorporating a factor $(1-0,2/n)$ which allows for the variation in temperature within each zone, may be calculated by Expression (B.11)

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (B.11)$$

де

n – кількість паралельних зон в ширині w

where

n is the number of parallel zones in width w

w – половина повної ширини

m – кількість зон

(7) Ширину пошкодженої зони балок, плит або окремих конструкцій в площині зрізу розраховують за формулою

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (\text{B.12})$$

Де $k_c(\theta_M)$ – коефіцієнт зниження міцності бетону на стиск в точці M .

(8) Для колон, стін та інших конструкцій, в яких має місце впливи другого порядку, визначають за формулою (B.13).

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (\text{B.13})$$

(9) Коли приведений поперечний переріз знайдено, а міцність та модуль пружності бетону під час пожежі визначено, розрахунок на вогнестійкість виконують за методикою розрахунку за нормальних температур, подібної до тої, що відображена на рисунку B.2 з використанням значень $\gamma_{M,fi}$.

w is half the total width

m is the zone number

(7) The width of the damaged zone for beams, slabs or members in plane shear may be calculated using Expression

Where $k_c(\theta_M)$ denotes the reduction coefficient for concrete at point M .

(8) For columns, walls and other constructions where second order effects may be calculated using Expression (B.13).

(9) When the reduced cross-section is found and the strength and modulus of elasticity are determined for the fire situation, the fire design follows the normal temperature design procedure similar to that shown in Figure B.2 by using $\gamma_{M,fi}$ values.

В.3 Розрахунок залізобетонного поперечного перерізу під дією згинального моменту та поздовжньої сили за методом на основі оцінки кривизни.

B.3 Assessment of a reinforced concrete cross-section exposed to bending moment and axial load by the method based on estimation of curvature.

В.3.1 Поздовжній згин колони під час пожежі

B.3.1 Buckling of columns under fire conditions

(1) Цей пункт стосується колон, робота яких зазнає значних впливів другого порядку під час пожежі.

(1) This clause deals with columns in which the structural behaviour is significantly influenced by *second order effects* under fire conditions.

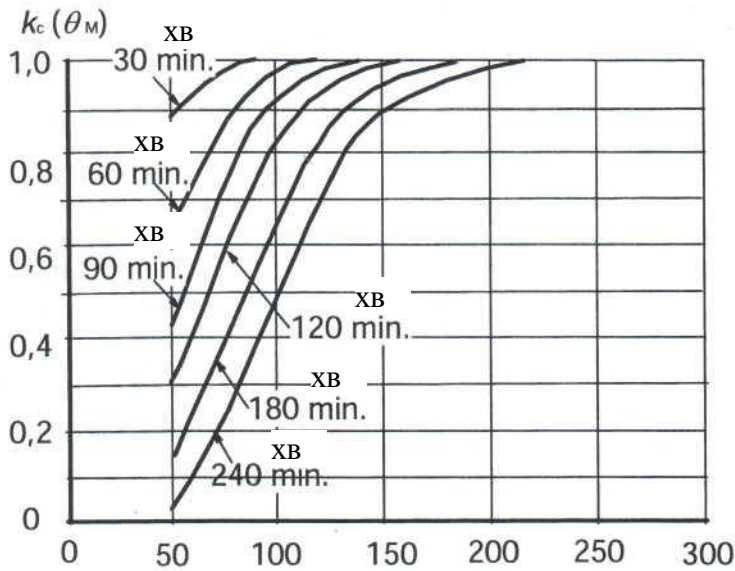
(2) Під час пожежі пошкодження верхніх шарів елемента через високі температури в сполученні з різким зниженням модуля пружності у внутрішніх шарах приводить до зниження стійкості елементів конструкцій під час пожежі. Через це впливи другого порядку можуть бути значними для колон під час пожежі, хоча за температури навколишнього середовища їх дія майже не помітна.

(2) Under fire conditions, the damage of the outer layers of the member due to high temperatures, combined with the drop of the elasticity modulus at the inner layers, results in a decrease of the stiffness of structural members under fire conditions. Because of this, second order effects can be significant for columns in the fire situation although at ambient temperature conditions their effect is negligible.

(3) Оцінка колони під час пожежі як окремого елемента може виконуватись за методом на основі оцінки кривизни (розділ 5 EN 1992-1), якщо можна застосовувати наступні правила.

(3) The assessment of a column under fire conditions as an isolated member may be made by using a method based on the estimation of curvature (see Section 5 of EN 1992-1) if the following rules are applied.

w , мм (mm)



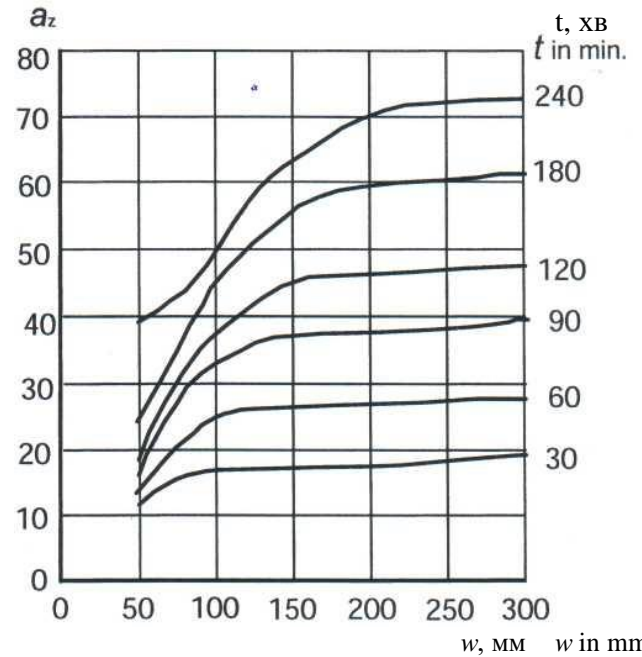
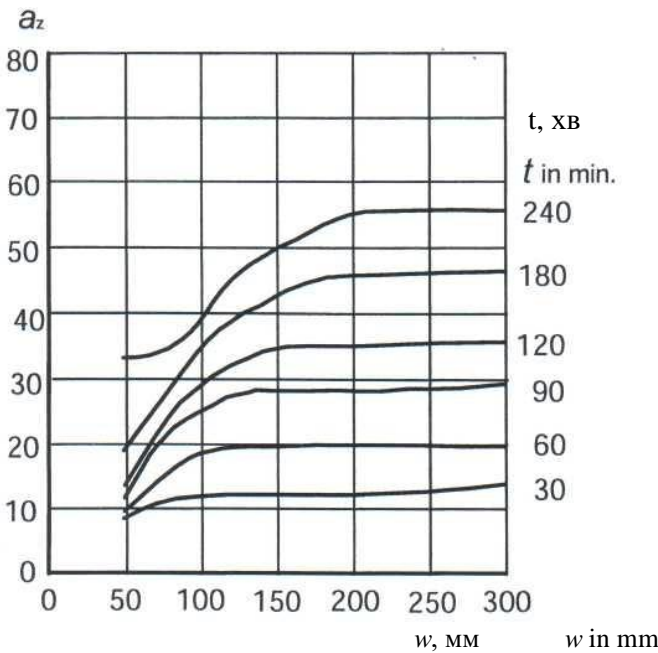
w – визначається як:

w is assessed as:

- товщина плити,
- The thickness of a slab,
- товщина стіни та колони з одностороннім вогневим – впливом,
- The thickness of a one sided exposed wall or column,
- половина товщини стінки балки,
- Half the thickness of the web of a beam,
- Half the thickness of a two sided exposed wall or column or
- половина найменшого значення колони з чотирьохстороннім впливом.
- Half the smallest dimension of a four sided exposed column.

а) Зниження міцності на стиск бетону на силікатному заповнювачі приведенного поперечного перерізу.

a) Reduction of compression strength for a reduced cross-section using siliceous aggregate concrete.



б) Приведення поперечного перерізу a_z балки з бетону на силікатному заповнювачі

b) Reduction in cross-section a_z , of a beam or slab using siliceous aggregate concrete.

с) Приведення поперечного перерізу a_z колони або стіни з бетону на силікатному заповнювачі

c) Reduction in cross section a_z , of a column or wall using siliceous aggregate concrete.

Примітка: Значення для бетону на силікатному заповнювачі застосовують для більшості інших заповнювачів

Note: The value for siliceous aggregate concrete are conservative for most other aggregates

Рисунок В.5 – Приведення поперечного перерізу та зниження міцності бетону за стандартним температурним режимом

Figure B.5: Reduction in cross section and concrete strength assuming standard temperature-time curve

(4) Для будівель із в'язями жорсткості непрямий вогневий вплив може не враховуватись, якщо зменшення моментів

(4) For braced building structures, indirect fire actions need not be considered if the decrease of the first order moments due to the decrease of

першого порядку через зниження жорсткості не враховується.

(5) Розрахункову довжину під час пожежі $l_{o,fi}$ можна приймати такою, що дорівнює l_o за нормальних температур як безпечне спрощення. Для більш точної оцінки можна брати до уваги збільшення відповідного зусилля на кінцях колони через зниження її стійкості. Для цього можна користуватись приведеним поперечним перерізом колони, що визначається згідно з В.2. Необхідно зауважити, що еквівалентна стійкість приведенного бетонного перерізу в цьому випадку має бути:

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 E_c I_z$$

де

$k_c(\theta_M)$ – коефіцієнт зниження міцності та деформативності для бетону в точці М (див. В.2)

E_c – модуль пружності бетону за нормальної температури

I_z – другий момент інерції площі приведенного перерізу

Модуль пружності армування $E_{s,\theta}$ (таблиця 3.2)

stiffness of the column is not taken into account.

(5) The effective length under fire conditions, $l_{o,fi}$, may be taken as equal to l_o at normal temperature as a safe simplification. For a more accurate estimation the increase of the relative reaction at the ends of the column, due to the decrease of its stiffness can be taken into account. For this purpose a reduced cross-section of the column given by B.2 may be used. It should be noted that the equivalent stiffness of the reduced concrete section in this case should be:

where

$k_c(\theta_M)$ is a reduction coefficient for concrete at point M (see B.2)

E_c is the elastic modulus of the concrete at normal temperature

I_z is the 2nd moment of area of the reduced section

The elastic modulus of the reinforcement is $E_{s,\theta}$ (see Table 3.2)

В.3.2 Методика оцінки вогнестійкості перерізів колон

(1) Метод застосовують для оцінки колон в будівлях із в'язями жорсткості.

(2) Визначають ізотерми для відповідного вогневого впливу, або стандартний температурний режим або параметричній пожежі.

(3) Поділяють поперечний переріз на зони з приблизною середньою температурою 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C... до 1100 °C (див. рисунок В.6).

(4) Визначають ширину w_{ij} , площу A_{cij} та координати x_{ij} , y_{ij} центра кожної зони.

(5) Визначають температуру арматурних стрижнів. Температура окремого арматурного стрижня може оцінюватись за допомогою температурних кривих за додатком А або посібників та приймається як температура в центрі стрижня.

В.3.2 Procedure for assessing fire resistance of column sections

(1) This method is valid only for the assessment of columns in braced structures.

(2) Determine the isotherm curves for the specified fire exposure, standard fire or parametric fire.

(3) Divide the cross section into zones with approximate mean temperature of 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C ... up to 1100 °C (See Figure B6).

(4) Determine the width w_{ij} , area A_{cij} and coordinates x_{ij} , y_{ij} of the centre of each zone.

(5) Determine the temperature of reinforcing bars. The temperature of the individual reinforcing bar can be evaluated from the temperature profiles in Annex A or handbooks and is taken as the temperature in the centre of the bar.

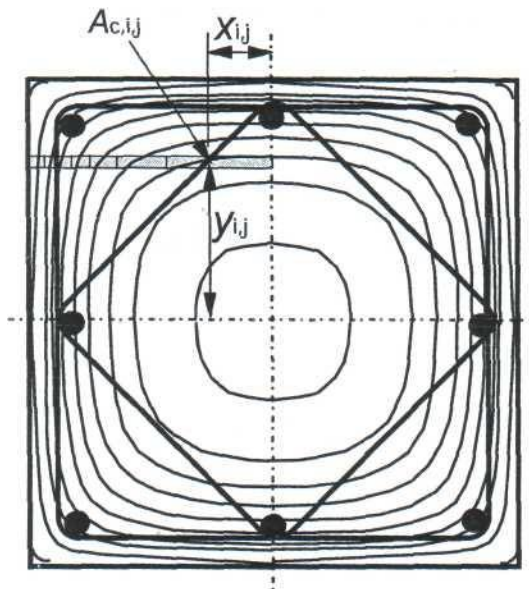


Рисунок В.6 – Зони з усередненими значеннями температур, поперечний переріз колони

(6) Визначають діаграму «момент–кривизна» для $N_{Ed,fi}$, використовуючи для кожного арматурного стрижня та кожної зони бетону відповідну діаграму «напруження–деформація» згідно з 3.2.2.1 (рисунок 3.1 та таблиця 3.1), 3.2.3 (рисунок 3.3 та таблиця 3.2) та, якщо необхідно, 3.2.4 (таблиця 3.3) та 3.2.2.2.

(7) Використовують традиційні методи розрахунку для визначення граничного згинального моменту $M_{Rd,fi}$ для $N_{Ed,fi}$ та номінального моменту другого порядку $M_{2,fi}$ для відповідної кривизни.

(8) Визначають залишковий граничний згинальний момент першого порядку $M_{ORd,fi}$ для визначеного вогневого впливу та $N_{Ed,fi}$ як різницю між граничним згинальним моментом $M_{Rd,fi}$ та номінальним моментом другого порядку $M_{2,fi}$, розрахованого як показано на рисунку В.7.

(9) Порівнюють граничне значення моменту першого порядку $M_{ORd,fi}$ з розрахунковим згинальним моментом першого порядку під час пожежі $M_{OFd,fi}$.

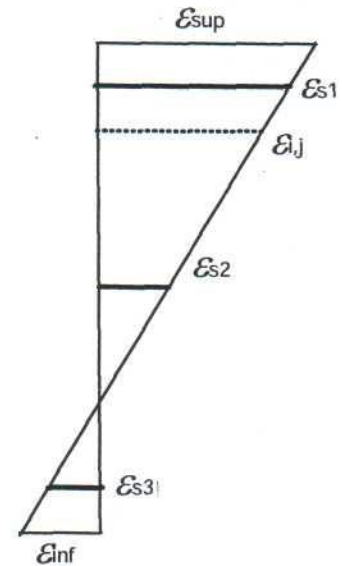


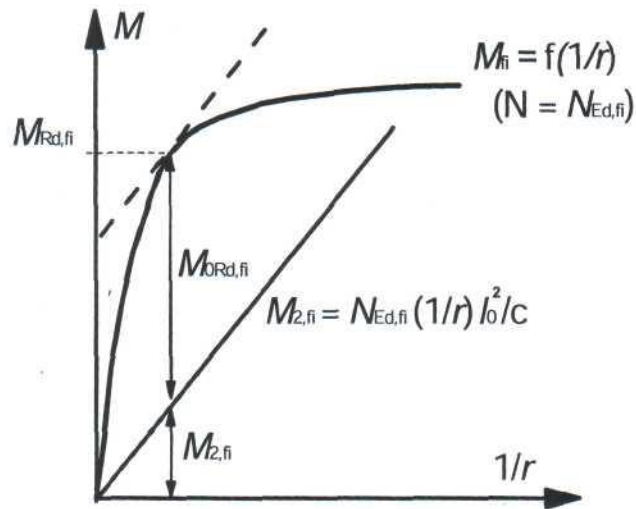
Figure B6: Dividing cross-section of column into zones with approximate uniform temperature

(6) Determine the moment-curvature diagram for $N_{Ed,fi}$ using, for each reinforcing bar and for each concrete zone, the relevant stress-strain diagram according to 3.2.2.1 (Figure 3.1 and Table 3.1), 3.2.3 (Figure 3.3 and Table 3.2) and where appropriate 3.2.4 (Table 3.3) and 3.2.2.2.

(7) Use conventional calculation methods to determine the ultimate moment capacity, $M_{Rd,fi}$ for $N_{Ed,fi}$ and the nominal second order moment, $M_{2,fi}$ for the corresponding curvature.

(8) Determine the remaining ultimate first order moment capacity, $M_{ORd,fi}$ for the specified fire exposure and $N_{Ed,fi}$ as the difference between ultimate moment capacity, $M_{Rd,fi}$ and nominal second order moment, $M_{2,fi}$, so calculated. See Figure B7.

(9) Compare the ultimate first order moment capacity, $M_{ORd,fi}$ with the design first order bending moment for fire conditions $M_{OFd,fi}$.



Де c – коефіцієнт (≈ 10) залежний від розподілення кривизни (див. EN 1992-1-1, СІ 5.8).

$$M_{ORd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

Рисунок В.7 – Визначення граничного згинального моменту ($M_{Rd,fi}$), моменту другого порядку ($M_{2,fi}$) та граничного згинального моменту першого порядку ($M_{ORd,fi}$)

Where c is a factor (≈ 10) depending on the curvature distribution (see EN 1992-1-1, Cl 5.8).

$$M_{ORd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

Figure B7: Determination of ultimate moment capacity ($M_{Rd,fi}$), second order moment ($M_{2,fi}$) and ultimate first order moment capacity ($M_{ORd,fi}$)

**Додаток С
(довідковий)
ПОЗДОВЖНІЙ ЗГІН КОЛОН ПІД ЧАС
ПОЖЕЖІ**

(1) Таблиці С.1-С.9 надають інформацію щодо оцінки колон з шириною до 600 мм та гнучкістю до $\lambda=80$ в будівлях із в'язями жорсткості за стандартного температурного режиму. Таблиці базуються на методі наведеному в В.3. Зауваження наведені в 5.3.3. Дивись також примітки 1 та 2 в 5.3.3(3).

(2) Дозволяється лінійна інтерполяція між різними значеннями колонки таблиць цього додатку.

**Annex C
(informative)
BUCKLING OF COLUMNS UNDER FIRE
CONDITIONS**

(1) Tables C.1 to C.9 provide information for assessing columns in braced structures with a width up to 600 mm and slenderness up to $\lambda = 80$ for standard fire exposure. The tables are based on method given in B.3. Notations are a given in 5.3.3. See also notes 1 and 2 in 5.3.3(3).

(2) Linear interpolation between the different column tables within this Annex is permitted.

Таблиця С.1 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=0,1$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 10$ мм)

Table C.1: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,1$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 10$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колонна під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	70	150/25*	150/25*	250/25*	300/25*
	80	150/25*	200/25*	250/30:300/25*	350/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	200/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	50	150/25*	200/25*	250/25*	300/25*
	60	150/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*	350/30:400/25*
	70	200/25*	250/30:300/25*	300/40:350/25*	450/35:550/25*
	80	200/30:250/25*	250/40:300/25*	400/30:450/25*	550/60:600/35
R 90	30	150/25*	200/25*	200/50:250/25*	200/30:300/25*
	40	150/35:200/25*	200/30:250/25*	250/25*	300/25*
	50	200/25*	250/25*	300/25*	350/50:400/25*
	60	200/35:250/25*	250/40:300/25*	350/35:400/25*	450/50:550/25*
	70	250/25*	300/35:350/25*	400/45:550/25*	600/40
	80	250/30:300/25*	350/35:400/25*	550/40:600/25*	(1)
R 120	30	200/25*	250/25*	250/25*	300/45:350/25
	40	250/25*	250/25*	300/25*	400/25*
	50	250/25*	300/25*	350/50:400/25*	450/50:500/25*
	60	250/25*	350/25*	450/40:500/25*	550/50
	70	250/50:300/25*	400/25*	500/55:550/25*	(1)
	80	300/25*	450/40:500/25*	600/45*	(1)
R 180	30	250/25*	250/25*	350/25*	400/50:450/25
	40	250/25*	300/30:350/25*	400/25*	450/50:500/25*
	50	250/50:300/25*	350/50:400/25*	450/40:500/25*	550/60:600/35
	60	300/40:350/25*	450/25*	550/40:600/25*	(1)
	70	350/50:400/25*	500/25*	600/80	(1)
	80	400/30:450/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/25*	500/40:550/25
	40	300/25*	400/25*	500/25*	600/25*
	50	350/25*	450/25*	550/50:600/25*	(1)
	60	400/25*	500/60:550/25*	600/80	(1)
	70	450/25*	600/25*	(1)	(1)
	80	500/25*	600/80	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.2 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=0,1$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 100$ мм)

Table C.2: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,1$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 100$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колонна під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/25*	500/40:550/25*
	50	150/25*	200/40:250/25*	350/40:500/25*	550/25*
	60	150/25*	300/25*	550/25*	600/30
	70	200/25*	350/40:500/25*	550/30:600/25*	(1)
	80	250/25*	550/25*	(1)	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:550/25*	500/25*
	40	200/30:250/25*	300/35:350/25*	450/50:550/25*	550/40:600/25*
	50	200/40:300/25*	350/45:550/25*	550/30:600/25*	300/25*
	60	250/35:400/25*	450/50:550/25*	600/35	600/55
	70	300/40:500/25*	550/30:600/25*	600/80	(1)
	80	400/40:550/25*	600/30	(1)	(1)
R 90	30	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	40	250/40:350/25*	350/50:550/25*	550/35:600/25*	600/50
	50	300/40:500/25*	500/60:550/25*	600/40	(1)
	60	300/50:550/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
	70	400/50:550/25*	600/45	(1)	(1)
	80	500/60:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 120	30	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	40	300/50:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/25	(1)
	50	400/50:550/25*	550/50:600/25*	600/60	(1)
	60	500/50:550/25*	550/55:600/50	(1)	(1)
	70	500/60:600/25*	600/60	(1)	(1)
	80	550/60:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 180	30	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	40	500/50:550/25*	550/50:600/25*	600/80	(1)
	50	550/25*	600/60	(1)	(1)
	60	550/50:600/25*	600/80	(1)	(1)
	70	600/55	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	40	550/25*	600/60	(1)	(1)
	50	550/60:600/25*	600/80	(1)	(1)
	60	600/60	(1)	(1)	(1)
	70	600/80	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.3 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=0,1$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 200$ мм)

Table C.3: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,1$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 200$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колонна під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	400/40:550/25*	550/25*	(1)
	40	200/25*	550/25*	550/35:600/25*	(1)
	50	250/30:300/25*	550/30:600/25*	(1)	(1)
	60	300/40:550/25*	600/50	(1)	(1)
	70	400/40:550/25*	(1)	(1)	(1)
	80	550/25*	(1)	(1)	(1)
R 60	30	300/35:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/40	(1)
	40	350/40:550/25*	550/40:300/30	(1)	(1)
	50	450/50:550/25*	550/50:600/40	(1)	(1)
	60	550/30	600/80	(1)	(1)
	70	550/35	(1)	(1)	(1)
	80	550/40	(1)	(1)	(1)
R 90	30	350/50:50/25*	550/45:600/40	600/80	(1)
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	50	550/40	600/80	(1)	(1)
	60	550/50:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 120	30	550/40:600/30	550/50	(1)	(1)
	40	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	50	550/55:600/50	(1)	(1)	(1)
	60	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	70	600/70	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 180	30	550/50	600/80	(1)	(1)
	40	550/60	(1)	(1)	(1)
	50	600/70	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 240	30	600/70	(1)	(1)	(1)
	40	(1)	(1)	(1)	(1)
	50	(1)	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.4 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=0,500$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 10$ мм)

Table C.4: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,500$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 10$ mm

Нормована вогнестійкість	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колона під час впливу більш ніж з однієї сторони			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	80	150/25*	200/25*	200/30:250/25*	300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	200/35:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/30:300/25*
	50	150/25*	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*	300/30:450/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:350/25*	350/45:600/25*
R 90	30	150/25*	150/40:200/25*	200/40:250/25*	250/430:300/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/30:300/25*	300/40:400/25*
	50	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/45:350/25*	350/45:550/25*
	60	200/25*	250/35:300/25*	300/45:400/25*	400/50:600/35
	70	200/35:250/25*	250/45:350/25*	350/45:600/25*	550/50:600/45
	80	200/45:250/25*	250/50:400/25*	400/50:600/35	600/60
R 120	30	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:500/25
	40	200/25*	250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*
	50	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:450/25*	450/50:600/25*
	60	200/50:250/25*	300/45:350/25*	400/40:550/25*	500/60:600/35
	70	250/35:300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25*	400/50:550/25*	500/60:600/45	600/60
R 180	30	200/45:250/25*	250/35:300/25*	350/45:400/25*	400/45:500/25
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/25*	500/55:600/50
	50	250/35:300/25*	350/45:400/25*	500/40:550/25*	600/65
	60	300/40:350/25*	450/25*	500/60:600/55	600/80
	70	350/25*	500/40:550/25*	600/65	(1)
	80	400/30:450/25*	500/55:600/45	600/80	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/45:500/25*	550/65:600/50
	40	250/40:300/25*	400/45:450/25*	500/60:550/25*	600/75*
	50	350/30:400/25*	450/50:500/25*	550/70:600/55	(1)
	60	400/35:450/25*	500/50:600/25*	600/75	(1)
	70	450/30:500/25*	550/75:600/50	(1)	(1)
	80	500/40:550/25*	600/70	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.5 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=0,500$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 100$ мм)

Table C.4: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,500$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 100$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колона під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	300/45:350/25*
	50	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	350/40:450/25*
	60	150/25*	150/25*	250/30:300/25*	500/30:550/25*
	70	150/25*	150/35:500/25*	350/30:400/25*	550/35:600/30
	80	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	600/50
R 60	30	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25
	40	150/25*	200/30:300/25*	300/35:500/25*	450/50:600/30
	50	150/30:200/25*	200/40:350/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35
	60	150/35:200/25*	250/40:500/25*	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25*	300/40:500/25*	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25*	350/40:600/25	550/55:600/40	(1)
R 90	30	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	550/50:600/40
	40	200/35:250/25*	250/45:500/25*	350/50:600/25*	550/50:600/45
	50	200/40:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25*	500/50:600/45	(1)
	70	300/35:500/25*	400/50:600/35	600/50	(1)
	80	300/40:600/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
R 120	30	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	550/60:600/50
	40	200/50:350/25*	350/50:550/25*	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25*	450/50:600/25*	500/55:550/45	(1)
	60	300/50:500/25*	500/45:600/40	550/60:600/60	(1)
	70	350/50:550/25*	500/50:550/45	600/75	(1)
	80	400/50:600/25*	500/55:550/50	(1)	(1)
R 180	30	300/45:450/25*	450/50:600/25*	550/60:600/50	600/75
	40	350/50:50/25*	500/50:600/25*	600/60	(1)
	50	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/70	(1)
	60	500/50:600/25*	550/60:600/55	(1)	(1)
	70	500/55:600/35	600/65	(1)	(1)
	80	500/60:600/55	600/75	(1)	(1)
R 240	30	450/45:500/25*	550/55:600/25	600/70	(1)
	40	450/50:550/25*	600/50	600/80	(1)
	50	500/55:600/25*	600/65	(1)	(1)
	60	550/55:600/40	600/75	(1)	(1)
	70	600/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.6 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=0,500$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 200$ мм)

Table C.6: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 0,500$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 200$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} / відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колона під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35:250/25*	500/40:550/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/35:450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	550/50:600/40
	60	150/25*	200/35:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40:400/25*	500/40:600/30	(1)
	80	150/25*	300/40:500/25*	550/50:600/40	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:300/25*	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25*	250/40:500/25*	500/0:550/35	600/60
	50	200/35:300/25*	300/45:550/25*	500/55:550/40	(1)
	60	200/40:500/25*	400/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	70	200/40:550/25*	500/40:550/35	600/60	(1)
	80	200/40:600/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
R 90	30	250/40:450/25*	300/50:500/25*	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25*	350/50:550/35	550/60:600/50	(1)
	50	250/45:550/25*	500/45:550/40	600/60	(1)
	60	250/40:500/30	500/50:550/45	600/80	(1)
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	(1)	(1)
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	(1)	(1)
R 120	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35*	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
R 180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
R 240	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.7 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=1,0$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 10$ мм)

Table C.7: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 1,0$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 10$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колона під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	150/30:200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	250/30:300/25*	250/30:300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/40:300/25*
	40	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/35:350/25*
	50	150/25*	150/30:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	150/40:250/25*	250/35:300/25*	300/40:600/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:400/25*	350/40:450/35
	80	150/30:300/25*	200/40:300/25*	300/40:350/25*	350/45:450/40
R 90	30	150/25*	200/25*	200/40:250/25*	250/45:600/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/30:350/25*	300/45:600/30
	50	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:400/25*	350/45:600/35
	60	150/40:250/25*	250/55:300/25*	300/45:550/25*	400/50:600/40
	70	200/35:250/25*	300/35:350/25*	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25*	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
R 120	30	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/40:400/25*	400/40:600/25*
	40	200/30:250/25*	250/25*	300/45:400/25*	400/50:600/30
	50	200/40:250/25*	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/45:600/40
	60	200/45:250/25*	250/45:400/25*	400/50:600/25*	550/60:600/50
	70	250/25*	350/35:450/25*	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
R 180	30	200/50:250/25*	300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/45
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/45:550/25*	550/60:600/55
	50	250/30:300/25*	350/40:450/25*	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25*	350/50:500/25*	550/55:600/50	600/80
	70	30/45:400/25*	450/45:600/35	550/70:600/65	(1)
	80	350/40:450/25*	550/50:600/40	600/75	(1)
R 240	30	250/25*	350/40:400/25*	500/40:600/25*	500/70:600/60
	40	250/40:350/25*	400/50:450/25*	500/60:600/40	600/75
	50	350/30:400/25*	450/45:550/25*	550/55:600/50	(1)
	60	350/45:450/25*	500/50:600/35	600/70	(1)
	70	400/50:500/25*	500/60:600/45	(1)	(1)
	80	450/45:550/25*	550/60:600/50	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.8 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=1,0$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 100$ мм)

Table C.8: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 1,0$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 100$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань від осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колонна під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25
	40	150/25*	150/25*	150/25*	250/30:450/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	300/35:500/25*
	60	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	400/40:550/25*
	70	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/35:600/30
	80	150/25*	150/30:250/25*	300/35:500/25*	500/60:600/35
R 60	30	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
	40	150/25*	150/40:250/25*	250/40:500/25*	400/50:600/35
	50	150/25*	200/35:400/25*	300/40:600/25*	500/45:600/40
	60	150/35:200/25*	200/40:450/25*	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25*	240/40:550/25*	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25*	300/40:350/25*	550/50:600/40	600/80
R 90	30	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	550/50:600/45
	40	200/30:250/25*	200/50:400/25*	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25*	250/50:550/25*	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25*	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25*	300/50:600/35	550/55:600/50	(1)
	80	200/50:500/25*	400/50:600/35	600/55	(1)
R 120	30	200/40:250/25	250/50:400/25*	450/55:600/30	600/60
	40	200/45:300/25*	300/40:500/25*	500/50:600/35	(1)
	50	350/40:400/25*	400/40:550/25*	350/35:600/45	(1)
	60	250/50:450/25*	400/50:500/35	600/55	(1)
	70	300/40:500/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
	80	300/50:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
R 180	30	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
	40	300/40:450/25*	500/40:600/30	550/65:600/60	(1)
	50	400/40:500/25*	500/45:600/35	600/75	(1)
	60	400/45:550/25*	500/55:600/45	(1)	(1)
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	(1)	(1)
	80	500/45:600/35	600/70	(1)	(1)
R 240	30	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)
	40	450/45:550/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
	50	450/50:600/25*	500/65:600/45	(1)	(1)
	60	500/45:600/35	550/70:600/55	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

Таблиця С.9 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури залізобетонних колон прямокутного та круглого перерізу для ступеня армування $\omega=1,0$ та малих значень моменту першого порядку ($e=0,025b$ з $e \geq 100$ мм)

Table C.9: Minimum dimensions and axis distances for reinforced concrete columns; rectangular and circular section. Mechanical reinforcement ratio $\omega = 1,0$. Low first order moment: $e = 0,025b$ with $e \geq 100$ mm

Нормована вогнестійкість Standard fire resistance	λ	Мінімальні розміри, мм. Ширина колони b_{min} /відстань до осі арматури a Minimum dimensions (mm) Column width b_{min} /axis distance a			
		Колона під час впливу більш ніж з однієї сторони Column exposed on more than one side			
		$n=0,15$	$n=0,3$	$n=0,5$	$n=0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:300/25*	500/30:550/25
	40	150/25*	150/25*	250/30:450/25*	500/40:600/30
	50	150/25*	150/30:200/25*	300/35:400/25*	550/35
	60	150/25*	200/30:250/25*	350/40:500/25*	550/50
	70	150/25*	200/30:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	80	150/25*	250/30:350/25*	500/35:600/30	(1)
R 60	30	150/25*	200/35:450/25*	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25*	200/40:500/25*	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25*	250/40:550/25*	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25	300/40:600/25*	500/50:600/40	(1)
	70	250/30:450/25*	350/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	80	250/50:500/25*	450/40:500/35	600/70	(1)
R 90	30	200/35:300/25	250/50:550/25*	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25*	300/50:600/30	500/55:600/45	(1)
	50	200/45:500/25*	350/50:600/35	550/50	(1)
	60	200/50:550/25*	450/50:600/40	600/60	(1)
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	(1)
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	(1)	(1)
R 120	30	200/50:450/25*	450/45:600/25*	550/55:600/50	(1)
	40	250/50:500/25*	500/40:600/30	600/65	(1)
	50	300/40:550/25*	500/50:600/35	(1)	(1)
	60	350/45:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
	70	400/50:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	80	450/45:600/30	600/65	(1)	(1)
R 180	30	350/45:550/25*	500/45:600/40	600/80	(1)
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	(1)	(1)
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	(1)	(1)
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/55:600/45	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/40:600/35	550/55:600/50	(1)	(1)
	40	550/50:600/40	550/65:600/55	(1)	(1)
	50	500/55:600/45	600/70	(1)	(1)
	60	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	500/70:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	550/60:600/55	(1)	(1)	(1)

* Як правило, захисний шар бетону уточнюється згідно з EN 1992-1-1.

(1) Вимагається ширина більша за 600 мм. Необхідна окрема оцінка для згину.

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(1) Requires width greater than 600 mm. Particular assessment for buckling is required.

ДОДАТОК D
(довідковий)
МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗРІЗУ,
КРУЧЕННЯ ТА АНКЕРУВАННЯ

Примітка. Пошкодження від зрізу під час пожежі досить специфічні. Тому методи розрахунку наведені в додатку недостатньо перевірені.

D.1 Загальні правила

(1) Здатність чинити опір зрізу, крученню та анкеруванню розраховується за методами наведеними в EN 1992-1-1 з використанням приведених властивостей матеріалів та попереднього напруження кожної частини поперечного перерізу.

(2) При використанні спрощеного методу розрахунку згідно з 4.2 цієї настанови, положення EN 1992-1-1 застосовують безпосередньо до приведеного поперечного перерізу.

(3) При користуванні спрощеним методом розрахунку згідно з 4.2, якщо існує поперечне армування або здатність чинити опір зрізу відноситься головним чином до зменшеного опору бетону на розтяг, повинна враховуватись робота перерізу бетону на зріз за підвищених температур.

За відсутності більш точної інформації стосовно зменшення опору бетону на розтяг можна застосовувати значення $k_{ct}(\theta)$ наведені на рисунку 3.2.

(4) При користуванні спрощеним методом розрахунку згідно з 4.2 для елементів, в яких здатність перерізу залежить від опору на розтяг, необхідно особливо враховувати там, де напруження при розтягу викликані нелінійним розповсюдженням температури (наприклад, пустотні плити, масивні балки тощо). Зниження опору на зріз враховують при збільшених розтягуючих напруженнях.

D.2 Армування на зріз та кручення.

(1) Для оцінки опору стандартним діам (поздовжнім та згинальним) температурна крива може визначатись не враховуючи армування, приймаючи температуру армування таку ж як і температура бетону в тій самій точці.

(2) Наближення прийнятне для поздовжнього армування, але не прийнятне для з'єднань (рисунок D.1). З'єднання проходять через зони з різними температурами

ANNEX D
(Informative)
CALCULATION METHODS FOR SHEAR,
TORSION AND ANCHORAGE

Note: Shear failures due to fire are very uncommon. However, the calculation methods given in this Annex are not fully verified.

D.1 General rules

(1) The shear, torsion and anchorage capacity may be calculated according to the methods given in EN 1992-1-1 using reduced material properties and reduced prestress for each part of the cross section.

(2) When using the simplified calculation method of 4.2, EN 1992-1-1 may be applied directly to the reduced cross section.

(3) When using the simplified calculation method of 4.2, if no shear reinforcement is provided or the shear capacity relies mainly on the reduced tensile strength of the concrete, the actual shear behaviour of the concrete at elevated temperatures must be considered.

In the absence of more accurate information concerning the reduction of the tensile strength of concrete, the values of $k_{ct}(\theta)$ given Figure 3.2 may be applied.

(4) When using the simplified calculation method of 4.2, for elements in which the shear capacity is dependent on the tensile strength, special consideration should be given where tensile stresses are caused by non-linear temperature distributions (e.g. voided slabs, thick beams, etc). A reduction in shear strength should be taken in accordance with these increased tensile stresses.

D.2 Shear and torsion reinforcement

(1) For the assessment of resistance to normal actions (axial and bending) the temperature profile may be determined without taking into account the steel and ascribing to the reinforcement the temperature in the concrete at the same point.

(2) This approximation is acceptable for longitudinal reinforcement, but is not strictly true for links (see Figure D.1). The links pass through zones with different temperatures (generally the

(зазвичай кут та нижня частина балки більш нагріті ніж верхня частина), і тепло розповсюджується з більш теплої зони до більш холодної. Тому температура з'єднання нижча за температуру оточуючого бетону та перерозподіляється, щоб стати однаковою по всій довжині.

(3) Навіть не зважаючи на цей незначний ефект, з'єднання не однаково деформується по своїй довжині, фактично максимальні напруження утворюються біля тріщин, які виникають в результаті зрізу або кручення. Таким чином необхідно визначити початкову температуру збільшену для відповідного поперечного перерізу.

(4) На основі початкової температури опір на зріз або розтяг під час пожежі визначається наступним чином.

corner and bottom of a beam are warmer than the top) and distribute the heat from the warmer zone to the cooler one. Hence the temperature of a link is lower than that of the surrounding concrete and tends to become uniform along its whole length.

(3) Even neglecting this small favourable effect, the link is not uniformly strained in its length, in fact the maximum stress occurs near a shear or torsion crack. It is therefore necessary to define a reference temperature evaluated at a significant position in the cross section.

(4) On the basis of this reference temperature the shear or torsion resistance in fire is determined as follows.

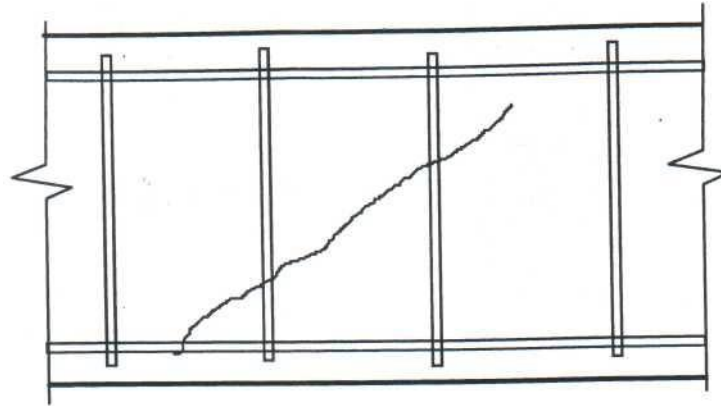


Рисунок D.1 – Тріщини зрізу міжсекційних зв'язків на різних рівнях поперечного армування

Figure D.1: Shear cracks intersect links at various levels above bending reinforcement.

D.3 Методика розрахунку для оцінки опору на зріз залізобетонного перерізу

(1) Розраховують приведений поперечний переріз за додатком В.1 або В.2.

(2) Визначають залишковий опір бетону на стик як в додатках В.1 та В.2 (повний опір $f_{cd,fi}=f_{cd,fi}(20)$ всередині 500 °С ізотерми при застосуванні методу 500 °С ізотерми, приведенного опору $f_{cd,fi}=k_c(\theta_M)f_{cd,fi}(20)$ при застосуванні зонального методу).

(3) Визначають залишковий опір бетону на розтяг як в додатках В.1 та В.2 (повний опір $f_{cdt,fi}=f_{cdt,fi}(20)$ всередині 500 °С ізотерми при застосуванні методу 500 °С ізотерми, приведенного опору $f_{cdt,fi}=k_{ct}(\theta_M)f_{cdt,fi}(20)$ при застосуванні зонального методу). Значення $k_{ct}(\theta)$ визначається згідно з рисунком 3.2.

(4) Визначається розрахункова площа

D.3 Design procedure for assessment of shear resistance of a reinforced concrete cross-section

(1) Compute the reduced geometry of the cross section as in Annex B.1 or B.2.

(2) Determine the residual compression strength of concrete as in Annex B.1 or B.2 (full strength $f_{cd,fi}=f_{cd,fi}(20)$ inside the isotherm of 500°C when applying the 500°C isotherm method or reduced strength $f_{cd,fi}=k_c(\theta_M)f_{cd,fi}(20)$ when applying the Zone method).

(3) Determine the residual tensile strength of concrete as in Annex B.1 or B.2 (full strength $f_{cdt,fi}=f_{cdt,fi}(20)$ inside the isotherm of 500°C when applying the 500°C isotherm method or reduced strength $f_{cdt,fi}=k_{ct}(\theta_M)f_{cdt,fi}(20)$ when applying the Zone method). Values of $k_{ct}(\theta)$ may be found from Figure 3.2.

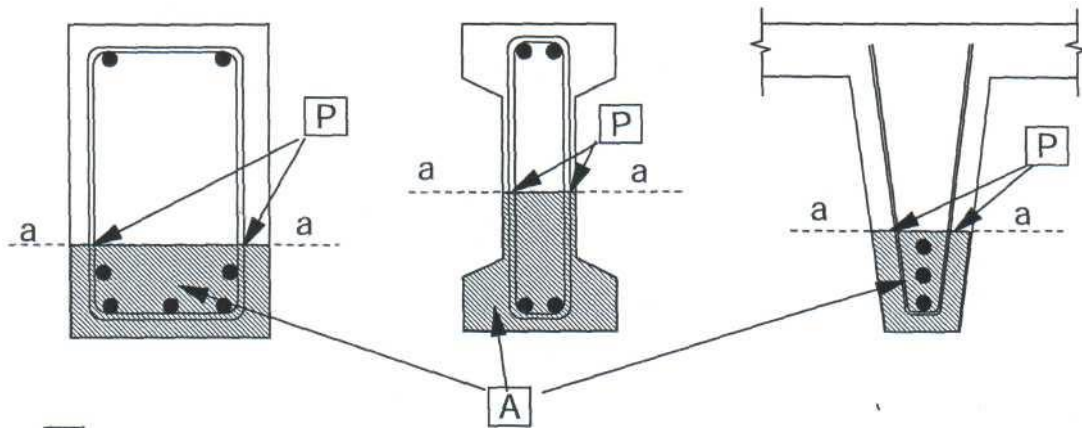
(4) Determine the effective tension area (see

розтягнутої зони (EN 1992-1-1, розділ 7), що відокремлена розрізом *a-a* (рисунок D.2).

(5) Визначають відносну температуру θ_p у з'єднаннях як температуру в точці P (розріз *a-a*), як представлено на рисунку D.2. Температуру арматури можна обчислити використовуючи комп'ютерне моделювання або температурні криві (як наведено в додатку A).

(6) Зниження розрахункового опору у з'єднаннях визначається залежно від початкової температури $f_{sd,fi} = k_s(\theta)f_{sd}(20)$.

(7) Методи розрахунку для проектування та оцінки зрізу наведених в EN 1992-1-1 застосовують безпосередньо до приведеного поперечного перерізу користуючись значеннями зниженого опору арматури та бетону як зазначено вище.



A – розрахункова площа розтягнутої зони.

Рисунок D.2 – Початкова температура θ_p вимірюється в точках P вздовж ліній *a-a* для розрахунку опору на зріз. Площу розрахункової розтягнутої зони визначається за EN 1992-1-1

EN 1992-1-1, Section 7) above delimited by the Section *a-a* (Figure D.2).

(5) Determine the reference temperature, θ_p in links as the temperature in the point P (intersection of Section *a-a* with the link) as shown in Figure D.2. The steel temperature may be calculated by means of a computer program or by using temperature profiles (as given in Annex A).

(6) The reduction of design strength of steel in links should be taken with respect to the reference temperature $f_{sd,fi} = k_s(\theta)f_{sd}(20)$.

(7) Calculation methods for design and assessment for shear, as in EN 1992-1-1, may be applied directly to the reduced cross-section by using reduced strength of steel and concrete as above indicated.

A Effective tension area

Figure D.2: The reference temperature θ_p should be evaluated at points P along the line '*a-a*' for the calculation of the shear resistance. The effective tension area may be obtained from EN 1992-1 (SLS of cracking).

D.4 Методика розрахунку для оцінки опору крученню залізобетонного перерізу

(1) Використовують правила D.3(1)-D.3(3).

(2) Визначають початкову температуру θ_p в з'єднаннях як температуру в точці P (розріз *a-a*), як показано на рисунку D.3. Температуру арматури визначають використовуючи комп'ютерне моделювання або температурні криві (як наведено в додатку A).

(3) Зниження розрахункового опору в з'єднаннях враховують залежно від початкової температури $f_{sd,fi} = k_s(\theta)f_{sd}(20)$.

(4) Методи розрахунку для проектування

D.4 Design procedure for assessment of torsion resistance of a reinforced concrete cross-section

(1) Carry out the rules (1) to (3) of D.3.

(2) Determine the reference temperature, θ_p in links as the temperature in the point P (intersection of segment *a-a* with the link) as shown in Figure D.3. The steel temperature may be calculated by means of a computer program or by using temperature profiles (as given in Annex A).

(3) The reduction of design strength of steel in links should be taken with respect to the reference temperature $f_{sd,fi} = k_s(\theta)f_{sd}(20)$.

(4) Calculation methods for design and

та оцінки кручення наведені в EN 1992-1-1 застосовують безпосередньо до приведеного поперечного перерізу користуючись зниженим опором арматури та бетону як зазначено вище.

assessment for torsion, as in EN 1992-1-1, may be applied directly to the reduced cross-section by using reduced strength of steel and concrete as described above.

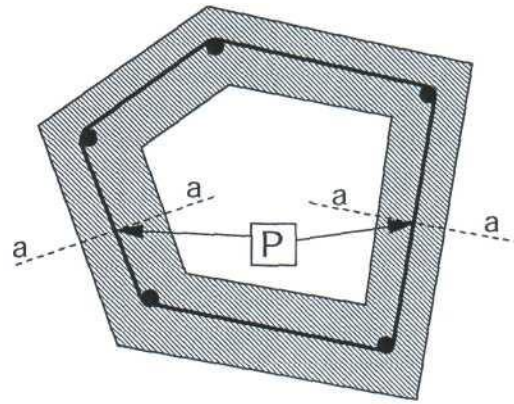
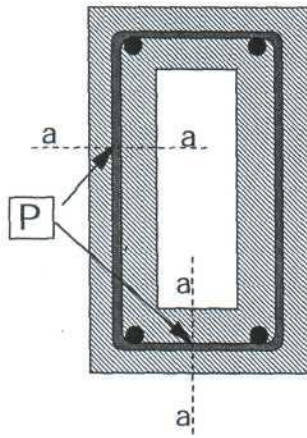


Рисунок D.3 – Початкова температура θ_p вимірюється в точках P вздовж розрізу a-a для розрахунку опору на кручення

Figure D.3: The reference temperature θ_p should be evaluated at points P along the line 'a -a' for the calculation of torsion resistance.

ДОДАТОК Е
(довідковий)
СПРОЩЕНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ
ДЛЯ БАЛОК ТА ПЛИТ

ANNEX E
(Informative)
SIMPLIFIED CALCULATION METHOD
FOR BEAMS AND SLABS

Е.1 Загальні положення

(1) Спрощений метод застосовують коли навантаження головним чином рівномірно розподілене та розрахунок за температури навколишнього середовищі базується на лінійному аналізі або на лінійному аналізі з обмеженим перерозподілом, як наведено в EN 1992-1-1.

Примітка. Метод застосовують для нерозрізних балок або плит, якщо перерозподіл моменту вище 15 % за наявності достатньої здатності чинити опір крученню на опорах під час вогневого впливу.

(2) Спрощений метод розрахунку розширює можливості використання табличного методу для балок з тристороннім вогневим впливом та плит, таблиці 5.5-5.11. Він визначає вплив на опір згину, коли відстань a до осі арматури нижньої частини менша за табличні значення.

Мінімальні розміри поперечного перерізу (b_{min} , b_w , h_s) наведені в таблицях 5.5-5.11 не можна зменшувати.

Метод, що використовує коефіцієнти зниження міцності, базується на кривій наведеній на рисунку 5.1.

(3) Спрощений метод використовують для обґрунтування зменшення відстані до осі арматури a . Інакше треба наслідувати правила наведені в 5.6 та 5.7. Цей метод не використовують для нерозрізних балок, якщо в площинах негативного згинального моменту ширина b_{min} або b_w менша 200 мм, а висота h_s менша $2b$, де значення b_{min} наведені в колонці 5 таблиці 5.5.

Е.2 Вільно оперті балки та плити

(1) Потрібно перевірити,

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (E.1)$$

(2) Навантаження під час пожежі визначають за EN 1991-1-2.

(3) Максимальний розрахунковий момент під час пожежі $M_{Ed,fi}$ головним чином для рівномірно розподіленого навантаження розраховують за формулою (E.2).

$$M_{Ed,fi} = W_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 \quad (E.2)$$

де

$W_{Ed,fi}$ – рівномірне розподілене

E.1 General

(1) This simplified method only applies where the loading is predominantly uniformly distributed and the design at ambient temperature has been based on linear analysis or linear analysis with limited redistribution as described in Section 5 of EN 1992-1-1.

Note: The method can be applied for continuous beams or slabs where moment redistribution is higher than 15% if sufficient rotational capacity is provided at the supports for the required fire exposure conditions.

(2) This simplified method of calculation provides an extension to the use of the tabular method for beams exposed on three sides and slabs, Tables 5.5 to 5.11. It determines the effect on bending resistance for situations where the axis distance, a , to bottom reinforcement is less than that required by the tables.

The minimum cross-section dimensions (b_{min} , b_w , h_s) given in Tables 5.5 to 5.11 should not be reduced.

This method uses strength reduction factors based on Figure 5.1

(3) This simplified method may be used to justify reducing the axis distance a . Otherwise the rules given in 5.6 and 5.7 should be followed. This method is not valid for continuous beams where, in the areas of negative moment, the width b_{min} or b_w , is less than 200 mm and the height h_s , is less than $2b$, where b_{min} is the value given in Column 5 of Table 5.5.

E.2 Simply supported beams and slabs

(1) It should be verified that

(2) The loading under fire conditions should be determined from EN 1991-1-2.

(3) The maximum fire design moment $M_{Ed,fi}$ for predominantly uniformly distributed load may be calculated using Expression (E.2).

where

$W_{Ed,fi}$ is the uniformly distributed load

навантаження під час пожежі (кН/м);
 l_{eff} – розрахункова довжина балки або плити.

(kN/m) under fire conditions
 l_{eff} is the effective length of beam or slab

(4) Згинальний момент перерізу $M_{Rd,fi}$ при розрахунку на вогнестійкість обчислюють за формулою (E.3).

(4) The moment of resistance $M_{Rd,fi}$ for design for the fire situation may be calculated using Expression (E.3).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \cdot k_s(\theta) \cdot M_{Ed}(A_{s,prov} / A_{s,req}) \quad (E.3)$$

де:

where:

γ_s – коефіцієнт надійності матеріалу для арматури за EN 1992-1-1

γ_s is the partial material factor for steel used in EN 1992-1-1

$\gamma_{s,fi}$ – коефіцієнт надійності матеріалу для арматури під час пожежі

$\gamma_{s,fi}$ is the partial material factor for steel under fire conditions

$k_s(\theta)$ – коефіцієнт зниження міцності арматури за даної температури θ за нормованої вогнестійкості. Значення θ , для визначеної відстані до осі арматури, наведено в додатку А

$k_s(\theta)$ is a strength reduction factor of the steel for the given temperature θ under the required fire resistance. θ may be taken from Annex A for the chosen axis distance

M_{Ed} – розрахункове значення згинального моменту за звичайних умов за EN 1992-1-1

M_{Ed} is the applied moment for cold design to EN 1992-1-1

$A_{s,prov}$ – передбачена площа розтягнутої арматури

$A_{s,prov}$ is the area of tensile steel provided

$A_{s,req}$ – необхідна площа розтягнутої арматури для розрахунку за нормальної температури за EN 1992-1-1

$A_{s,req}$ is the area of tensile steel required for the design at ambient temperature to EN 1992-1-1

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ – не повинно перевищувати 1,3.

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ should not be taken as greater than 1,3.

E.3 Нерозрізні балки та плити

E.3 Continuous beams and slabs

(1) Статична рівновага згинальних моментів та поперечних сил повинна забезпечуватись по всій довжині нерозрізних балок та плит при розрахунку на вогнестійкість.

(1) Static equilibrium of flexural moments and shear forces should be ensured for the full length of continuous beams and slabs under the design fire conditions.

(2) Для забезпечення рівноваги зусиль при розрахунку на вогнестійкість дозволяється перерозподіл моменту від прольоту до опори при забезпеченні достатньої площі армування на опорі для сприйняття розрахункового навантаження під час пожежі. Це армування повинно розповсюджуватись на достатню відстань прольоту для забезпечення виключення впливу перерозподіленого згинального моменту.

(2) In order to satisfy equilibrium for fire design, moment redistribution from the span to the supports is permitted where sufficient area of reinforcement is provided over the supports to take the design fire loading. This reinforcement should extend a sufficient distance into the span to ensure a safe bending moment envelope.

(3) Згинальний момент $M_{Rd,fi,Span}$ перерізу в точці максимального прольотного згинального моменту під час пожежі потрібно обчислювати згідно з E.2 (4). Максимальний згинальний момент від прикладеного рівномірно розподіленого навантаження під час пожежі $M_{ed,fi} = W_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$ повинен

(3) The moment of resistance $M_{Rd,fi,Span}$ of the section at the position of maximum sagging moment should be calculated for fire conditions in accordance with E.2 (4). The maximum free bending moment for applied loads in the fire situation for uniformly distributed load, $M_{ed,fi} = W_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$ should be fitted to this moment

відповідати згинальному моменту перерізу, щоб опорні моменти $M_{Rd1,fi}$ та $M_{Rd2,fi}$ врівноважували як показано на рисунку Е.1. Це забезпечується вибором моменту, який повинен бути з однієї сторони як такий, що дорівнює згинальному моменту перерізу на опорі (розрахованого за формулою (Е.4)), а потім розраховують необхідний момент на іншій опорі.

(4) Якщо відсутні більш точні розрахунки згинальний момент перерізу на опорах при розрахунку на вогнестійкість можна обчислювати за формулою (Е.4).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) (d - a) / d \quad (E.4)$$

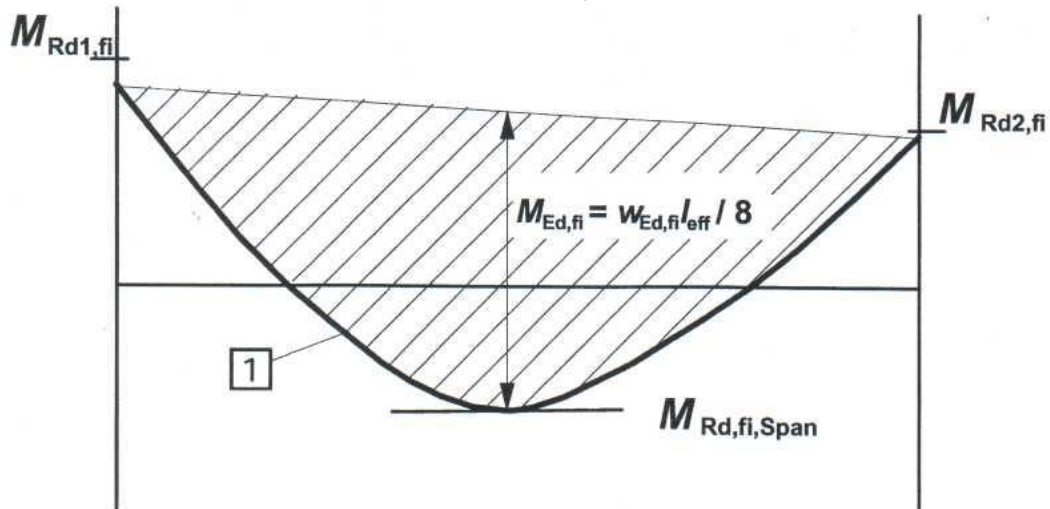
де

$\gamma_s, \gamma_{s,fi}, M_{Ed}, A_{s,prov}, A_{s,req}$ – визначені в Е.2

a – необхідна середня відстань від осі арматури до нижньої поверхні наведена в таблиці 5.5, колонка 5 для балок та таблиці 5.8, колонка 3 для плит

d – робоча висота перерізу

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ – не повинно перевищувати 1,3.



1 – еюра моменту від рівномірно розподіленого навантаження під час пожежі

Рисунок Е.1 – Еюра рівноважного згинального моменту $M_{Ed,fi}$

(5) Формула (Е.4) дійсна за температури верхньої арматури на опорі, що не перевищує 350 °С для арматурних стрижнів та 100 °С для попередньо напружених арматурних елементів.

Для підвищених температур значення $M_{Rd,fi}$ повинні змінюватись з врахуванням $k_s(\theta_{cr})$ або $k_p(\theta_{cr})$ за рисунком 5.1.

(6) Необхідно перевіряти довжину

of resistance such that the support moments $M_{Rd1,fi}$ and $M_{Rd2,fi}$ provide equilibrium as shown in Figure E.1. This may be carried out by choosing the moment to be supported at one end as equal to or less than the moment of resistance at that support (calculated using Expression (E.4)), and then calculating the moment required at the other support.

(4) In the absence of more rigorous calculations, the moment of resistance at supports for design for the fire situation may be calculated using Expression (E.4).

where

$\gamma_s, \gamma_{s,fi}, M_{Ed}, A_{s,prov}, A_{s,req}$ are as defined in E.2

a is the required average bottom axis distance given in Table 5.5, Column 5 for beams and Table 5.8, Column 3 for slabs

d is the effective depth of section

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ should not be taken as greater than 1,3.

1 Free moment diagram for uniformly distributed load under fire conditions

Figure E.1: Positioning the free bending moment diagram $M_{Ed,fi}$ to establish equilibrium.

(5) Expression (E.4) is valid where the temperature of the top steel over the supports does not exceed 350 °C for reinforcing bars and does not exceed 100 °C for prestressing tendons.

For higher temperatures $M_{Rd,fi}$ should be reduced by $k_s(\theta_{cr})$ or $k_p(\theta_{cr})$ according to Figure 5.1.

(6) The curtailment length $l_{bd,fi}$ required

анкерування $l_{bd,fi}$ під час пожежі, яка розраховується за формулою (E.5).

under fire conditions should be checked. This may be calculated using Expression (E.5).

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) (\gamma_{c,fi} / \gamma_c) l_{bd}, \quad (E.5)$$

де l_{bd} – розрахункова довжина анкерування за нормальної температури згідно з розділом 8 EN 1992-1-1.

where l_{bd} is given in Section 8 of EN 1992-1-1.

Передбачену довжину стрижня потрібно продовжують за межами опори до відповідної точки запобігання прогину як розраховано в E.3.3 плюс відстань, що дорівнює $l_{bd,fi}$.

The length of bar provided should extend beyond the support to the relevant contra-flexure point as calculated in E.3 (3) plus a distance equal to $l_{bd,fi}$.

**ДОДАТОК НА
(ДОВІДКОВИЙ)**

**ПЕРЕЛІК НАЦІОНАЛЬНИХ СТАНДАРТІВ УКРАЇНИ (ДСТУ), ІДЕНТИЧНИХ МС,
ПОСИЛАННЯ НА ЯКІ Є В EN 1992-1-2:2004**

Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ)	Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності
ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)»	EN 1990:2002 Eurocode: Basis of structural design	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 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 EN 10080:2009 Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь. Загальні вимоги (EN 10080:2005, IDT)	EN 10080: Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel – General	IDT

EUROPEAN STANDARD

EN 1992-1-2:2004/AC

NORME EUROPÉENNE

July 2008

EUROPÄISCHE NORM

Juillet 2008

Juli 2008

ICS 91.010.30; 91.080.10

English version
Version Française
Deutsche Fassung

**Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-2:
General rules - Structural fire design**

Eurocode 4 - Calcul des structures en béton -
Partie 1-2: Règles générales - Calcul du
comportement au feu

Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion
von Stahlbeton und Spannetontragwerken -
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

EN 1992-1-2:2004/AC

Липень 2008

ICS 13.220.50; 91.010.30

(Український переклад англomовної версії)

**Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій - Частина 1-2: Загальні
правила – Розрахунок конструкцій на вогнестійкість**

Дана технічна поправка набуває чинності з 30 липня 2008 р. зі включенням до версій EN трьома офіційними мовами.

Вступ

Сторінка 3

В Змісті замінити:

«5.3.2 Метод А оцінки вогнестійкості колон»

на таке:

«5.3.2 Метод А».

В Змісті замінити:

«5.3.3 Метод В оцінки вогнестійкості колон»

на таке:

«5.3.3 Метод В».

В Змісті замінити:

«5.4.1 Ненесучі стіни (перегородки)»

на таке:

«5.4.1 Ненесучі протипожежні стіни».

Сторінка 9

На Рисунок 1 замінити:

«Прості розрахункові моделі»

на таке:

«спрощені розрахункові моделі»
(4 місця).

В Таблиці 0.1 замінити в 3 рядку, 1 стовбчику:

«Загальний аналіз конструктивної системи

Аналіз всієї конструктивної системи. Розглядаються непрямі вогневі впливи на всю конструктивну систему...»

на таке:

«Загальний аналіз конструктивної системи

Розглядаються непрямі вогневі впливи на всю конструктивну систему...»

РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Сторінка 11

В 1.3 замінити:

«У цій настанові застосовують

Introduction

Page 3

In the Content List, replace:

“5.3.2 Method A for assessing fire resistance of columns”

with the following:

“5.3.2 Method A”.

In the Content List, replace:

“5.3.3 Method B for assessing fire resistance of columns”

with the following:

“5.3.3 Method B”.

In the Content List, replace:

“5.4.1 Non load bearing walls (partitions)”

with the following:

“5.4.1 Non load bearing compartmentation walls”.

Page 9

In Figure 1, replace:

“Simple Calculation Models”

with the following:

“Simplified Calculation Models”
(4 occurrences).

In Table 0.1 replace in 3rd row 1st column:

“Analysis of parts of the structure

Analysis of parts of the structure Indirect fire actions within the subassembly are considered...”

with the following:

“Analysis of part of the structure

Indirect fire actions within the subassembly are considered...”.

SECTION 1 GENERAL

Page 11

In 1.3 replace:

“The general assumptions given in EN

загальні припущення, що наведені в EN 1990 та EN 1992-1-2.»

на таке:

«У цій настанові застосовують загальні припущення, що наведені в EN 1990 та EN 1992-1-1.»

Сторінка 12

В 1.5.6 замінити:

«...Його отримують шляхом виключенням із залишкового поперечного перерізу...»

на таке:

«...Його отримують шляхом виключенням...»

Сторінка 13

В 1.6.1 замінити:

«*t* тривалість вогневого впливу»

на таке:

«*t* тривалість перебування під вогневим впливом».

РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ

Сторінка 14

В 2.1.1 (1)P замінити:

«...протягом визначеного вогневого впливу.»

на таке:

«...протягом необхідного вогневого впливу.»

в 2.1.1 (2)P замінити:

«...протягом визначеного вогневого впливу.»

на таке:

«...протягом необхідного вогневого впливу.»

В 2.1.2 (4) замінити:

«За температурного режиму зовнішньої пожежі застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «ef» (див. EN 1991-1-2).»

на таке:

«За температурного режиму

1990 and EN 1992-1-2 apply.”

with the following:

“The general assumptions given in EN 1990 and EN 1992-1-1 apply.”.

Page 12

In 1.5.6 replace:

“...It is obtained from the residual cross section by removing parts of the...”

with the following:

“...It is obtained by removing parts of the...”.

Page 13

In 1.6.1 replace:

“*t* time of fire exposure (min)”

with the following:

“*t* time in fire exposure (min)”.

SECTION 2 BASIS OF DESIGN

Page 14

In 2.1.1 (1)P replace:

“...during the relevant fire exposure.”

with the following:

“...during the required time of fire exposure.”.

In 2.1.1 (2)P replace:

“...during the relevant fire exposure.”

with the following:

“...during the required time of fire exposure.”.

In 2.1.2 (4) replace:

“With the external fire exposure curve the same criteria (R, E, I) should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "ef" (see EN 1991-1-2).”

with the following:

“With the external fire exposure curve

зовнішньої пожежі (див. EN 1991-1-2) застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «ef».

В 2.1.2 (5) замінити:

«За температурного режиму вуглеводневої пожежі застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «HC», див. EN 1991-1-2.»

на таке:

«За температурного режиму вуглеводневої пожежі (див. EN 1991-1-2) застосовуються ті самі граничні стани (R, E, I), але посилання на цю криву ідентифікується літерами «HC».»

Сторінка 15

в 2.1.3 (1) замінити:

«(1) Несуча здатність має бути...»

на принцип:

«(1)P Несуча здатність має бути...»

Сторінка 16

В 2.4.1 (2)P замінити:

«Необхідно перевірити вплив пожежі на відповідному проміжку часу t :»

на таке:

«Необхідно перевірити вплив пожежі на визначеному проміжку часу t :»

РОЗДІЛ 3 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛ

Сторінка 25

В 3.2.4 (1) замінити:

«... властивості попередньо напруженої арматури за підвищених температур визначають за допомогою...»

на таке:

«... властивості попередньо напруженої арматури за підвищених температур мають визначатись за допомогою...»

Сторінка 28

В 3.4 (1) замінити:

(see EN 1991-1-2) the same criteria (R, E, I) should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "ef".

In 2.1.2(5) replace:

“With the hydrocarbon fire exposure curve the same criteria (R, E, I) should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "HC", see EN 1991-1-2.”

with the following:

“With the hydrocarbon fire exposure curve (see EN 1991-1-2) the same criteria (R, E, I) should apply, however the reference to this specific curve should be identified by the letters "HC".”

Page 15

Change 2.1.3 (1):

“(1) The load bearing function should...”

to a principle:

“(1)P The load bearing function shall...”

Page 16

In 2.4.1 (2)P replace:

“It shall be verified for the relevant duration of fire exposure t :”

with the following:

“It shall be verified for the specified duration of fire exposure t :”

SECTION 3 MATERIAL PROPERTIES

Page 25

In 3.2.4 (1) replace:

“...properties of prestressing steel at elevated temperatures may be obtained by the same...”

with the following:

“...properties of prestressing steel at elevated temperatures should be obtained by the same...”

Page 28

In 3.4 (1) replace:

«для $860\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$ »
 на таке:
 «для $860\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$ ».

“for $860\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$ ”
 with the following:
 “for $860\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}$ ”.

РОЗДІЛ 4 МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ

SECTION 4 DESIGN PROCEDURES

Сторінка 31

Page 31

В 4.2.3 (1) в Примітці замінити:

«...Метод, наведений в додатку В.2, базується на принципі, що зруйнований вогнем поперечний переріз враховують відкиданням зруйнованої зони поверхні, що зазнала вогневого впливу.»

на таке:

«...Метод, наведений в додатку В.2, базується на принципі, що поперечний переріз враховують відкиданням неробочої зони поверхні, що зазнала вогневого впливу.».

In 4.2.3 (1) in the Note replace:

“...The method described in Annex B.2 is based on the principle that the fire damaged cross-section is reduced by ignoring a damaged zone at the fire-exposed surfaces.”

with the following:

“...The method described in Annex B.2 is based on the principle that cross-section is reduced by ignoring an ineffective zone at the fire-exposed surfaces.”.

Сторінка 34

Page 34

В 4.3.1 (2)P замінити:

«...(наприклад, кручення,...)»

на таке:

«...(наприклад, кручення,...)».

In 4.3.1 (2)P replace:

“...(e.g. insufficient rotational capacity,...”

with the following:

“...(e.g. insufficient rotation capacity,...”.

Сторінка 35

Page 35

В 4.3.3 (6) замінити:

«...частин...»

на таке:

«...частин...».

In 4.3.3 (6) replace:

“...sub-assemblies...”

with the following:

“...parts of the structure...”.

В 4.3.3 (9) замінити:

«...частин конструктивної системи...»

на таке:

«...частин конструктивної системи...».

In 4.3.3 (9) replace:

“...sub-assemblies...”

with the following:

“...parts of the structure...”.

Сторінка 37

Page 37

В 4.6 (4) замінити:

«...(див. 4.2)...»

на таке:

«...(див. 5)...».

In 4.6 (4) replace:

“...(see 4.2)...”

with the following:

“...(see 5)...”.

5 ТАБЛИЧНІ ДАНІ

5 TABULATED DATA

Сторінка 42

Page 42

В 5.3.2 (2) в Примітці 1 замінити:

«Значення e_{max} в межах $0,15h$ (або $b) \leq e_{max} \leq 0,4h$ (та b),... Рекомендоване значення e_{max} становить $0,15h$ (та b).»

на таке:

«Значення e_{max} в межах $0,15h$ (або $b) \leq e_{max} \leq 0,4h$ (або b),... Рекомендоване значення e_{max} становить $0,15h$ (або b).»

Сторінка 43

В 5.3.2 (3) замінити:

«Введений коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження під час пожежі μ_{fi} .»

на таке:

«Коефіцієнт використання під час пожежі μ_{fi} наведений в таблиці 5.2а.»

В 5.3.2 (3) в таблиці 5.2а в останньому рядку замінити:

«Для попередньо напружених колон повинно позначатися збільшення відстані до осі арматури згідно з 4.2.2 (4).»

на таке:

«Для попередньо напружених колон повинно позначатися збільшення відстані до осі арматури згідно з 5.2 (5).»

Сторінка 46

Змінити назву підрозділу 5.4.1:

«5.4.1 Ненесучі стіни (перегородки)»

на такий:

«5.4.1 Ненесучі протипожежні стіни.»

В 5.4.1 (1) замінити:

«Якщо вимагається, щоб вогнестійкість стін ...»

на таке:

«Якщо вимагається, щоб вогнестійкість стін ...».

В 5.4.2 (3) додати таку примітку:

«ПРИМІТКА Відношення висоти стіни від полу до стелі до товщин стіни має бути не більше за 40 в 5.4.1 (3). При цьому для висоти стіни від полу до стелі є обмеження, що табличні дані для стін можливо застосовувати тільки для стін

In 5.3.2 (2) in the Note 1 replace:

“The value of e_{max} , within limits $0,15h$ (or $b) \leq e_{max} \leq 0,4h$ (and b), ... The recommended value is $0,15h$ (and b).”

with the following:

“The value of e_{max} , within limits $0,15h$ (or $b) \leq e_{max} \leq 0,4h$ (or b), ... The recommended value is $0,15h$ (or b).”.

Page 43

In 5.3.2 (3) replace:

“A reduction factor for the design load level in the fire situation, μ_{fi} , has been introduced.”

with the following:

“Degree of utilization in the fire situation, μ_{fi} , has been introduced in Table 5.2a.”.

In 5.3.2 (3) in Table 5.2a in the last row replace:

“For prestressed columns the increase of axis distance according to 4.2.2. (4) should be noted.”

with the following:

“For prestressed columns the increase of axis distance according to 5.2 (5) should be noted.”.

Page 46

Replace the title of sub-clause 5.4.1:

“5.4.1 Non load-bearing walls (partitions)”

with the following:

“5.4.1 Non load-bearing compartmentation walls”.

In 5.4.1 (1) replace:

“Where the fire resistance of a partition...”

with the following:

“Where the fire resistance of a wall...”.

In 5.4.2 (3) add the following note:

“NOTE Ratio of clear height of wall to wall thickness is limited to 40 in 5.4.1 (3). Clear height of wall includes limitation that Tabulated data for walls is valid for braced structures only, see corresponding limitation for columns in 5.3.1.”.

будівель з в'язями, див. відповідні обмеження для колон в 5.3.1.».

Сторінка 47

Змінити назву Таблиці 5.4 в 5.4.2 (3):

«Таблиця 5.4 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури несучих залізобетонних стін»

на таку:

«5 Таблиця 5.4 – Мінімальні розміри та відстані до осі арматури несучих бетонних стін».

Сторінка 48

В 5.6.1 (5) замінити:

«...нижньої полки балки двотаврової форми з різною товщиною (рисунок 5.4с) має бути не менше:»

на таке:

«...нижньої полки балки двотаврової форми (рисунок 5.4с) має бути не менше:».

В 5.6.1 (5) замінити:

«де b_{min} – мінімальне значення ширини балки за таблицею 5.7.»

на таке:

«де b_{min} – мінімальне значення ширини балки за таблицею 5.5.».

Сторінка 55

В 5.7.3 (2) замінити:

«Таблиця 5.8 та наступні правила застосовуються для плит, де граничний поздовжній момент ...»

на таке:

«Таблиця 5.8 та наступні правила застосовуються для плит, де поздовжній момент ...».

Сторінка 56

В 5.7.4 (1) замінити:

«...розділом 2 EN 1992-1-1,...»

на таке:

«...розділом 5 EN 1992-1-1,...».

Page 47

In 5.4.2 (3) replace the title of Table 5.4:

“Table 5.4: Minimum dimensions and axis distances for load-bearing reinforced concrete walls”

with the following:

“Table 5.4 - Minimum dimensions and axis distances for load-bearing concrete walls”.

Page 48

In 5.6.1 (5) replace:

“...of I-shaped beams with varying webs (Figure 5.4c) should not be less than:”

with the following:

“...of I-shaped beams (Figure 5.4c) should not be less than:”.

In 5.6.1 (5) replace:

“where b_{min} is the minimum value of beam width according to Table 5.7.”

with the following:

“where b_{min} is the minimum value of beam width according to Table 5.5.”.

Page 55

In 5.7.3 (2) replace:

“Table 5.8 and the following rules apply for slabs where the longitudinal moment redistribution...”

with the following:

“Table 5.8 and the following rules apply for slabs where the moment redistribution...”.

Page 56

In 5.7.4 (1) replace:

“...according to Section 2 of EN 1992-1-1,...”

with the following:

“...according to Section 5 of EN 1992-1-1,...”.

Сторінка 57

В 5.7.5 (3) в таблиці 5.10 та в таблиці 5.11 в останньому рядку замінити:

«Для попередньо напружених ребристих плит відстань до осі арматури повинна збільшуватись згідно з 5.2 (4).»

на таке:

«Для попередньо напружених ребристих плит відстань до осі арматури повинна збільшуватись згідно з 5.2 (5).».

РОЗДІЛ 6 ВИСОКОМЦНИЙ БЕТОН (ВМБ)

Сторінка 59

В 6.2 (2) замінити:

«Для класу бетону $80/95 < C \leq 90/105$ може відбуватись крихке руйнування в будь-якій ситуації під час прямого вогневого впливу, та повинен застосовуватись щонайменше один з наступних методів:»

на таке:

«Для класу бетону $80/95 < C \leq 90/105$ повинен застосовуватись щонайменше один з наступних методів:».

Сторінка 60

В 6.4.2.1 (2) замінити:

«...зруйнованого вогнем бетону ...»

на таке:

«...неробочого бетону ...».

В 6.4.2.1 (2) замінити:

«...робочого поперечного перерізу...»

на таке:

«...приведеного поперечного перерізу...».

Сторінка 61

В 6.4.2.2 (1) замінити:

«...робочого поперечного перерізу...»

на таке:

«...приведеного поперечного перерізу...».

В 6.4.2.2 (2) замінити:

«...робочому поперечному перерізі...»

на таке:

Page 57

In 5.7.5 (7) in Table 5.10 and in Table 5.11 replace:

“For prestressed ribbed slabs, the axis-distance a should be increased in accordance with 5.2(4).”

with the following:

“For prestressed ribbed slabs, the axis-distance a should be increased in accordance with 5.2 (5).”.

SECTION 6 HIGH STRENGTH CONCRETE (HSC)

Page 59

In 6.2 (2) replace:

“For concrete grades $80/95 < C \leq 90/105$ spalling can occur in any situation for concrete exposed directly to the fire and at least one of the following methods should be provided:”

with the following:

“For concrete grades $80/95 < C \leq 90/105$ at least one of the following methods should be provided:”.

Page 60

In 6.4.2.1 (2) replace:

“...fire damaged concrete..”

with the following:

“...ineffective concrete...”.

In 6.4.2.1 (3) replace:

“...effective cross section..”

with the following:

“...reduced cross section...”.

Page 61

In 6.4.2.2 (1) replace:

“...effective cross section..”

with the following:

“...reduced cross section...”.

In 6.4.2.2 (2) replace:

“...effective cross section..”

with the following:

«...приведеному поперечному перерізі...».

“...reduced cross section...”.

ДОДАТОК А ТЕМПЕРАТУРНІ КРИВІ

ANNEX A TEMPERATURE PROFILES

Сторінка 63

Page 63

В пункті (2) замінити:
«-Коефіцієнт конвекції 25»
на таке:
«-Коефіцієнт конвекції 25 Вт/(м²·К)».

In paragraph (2) replace:
“ - Convection factor is 25”
with the following:
“ - Convection factor is 25 W/m²K”.

ДОДАТОК В СПРОЩЕНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ

ANNEX B SIMPLIFIED CALCULATION METHODS

Сторінка 72

Page 72

В В.1.1 (5) замінити:
«...робочий поперечний переріз...»
на таке:
«...приведений поперечний переріз...».

In B.1.1 (5) replace:
“...effective cross section..”
with the following:
“...reduced cross section...”.

Сторінка 74

Page 74

В В.1.2 (2) замінити:
«...робочого поперечного перерізу...»
на таке:
«...приведеного поперечного перерізу...».
(2 місця)

In B.1.2 (2) replace:
“...effective cross section..”
with the following:
“...reduced cross section...”
(2 occurrences).

В В.1.2 (2) в рисунку В.2 замінити:
«*F* повне зусилля в стиснутій арматурі під час пожежі, та відповідне частині зусилля розтягнутої арматури»

In B.1.2 (2) in Figure B.2 replace:
“ *F* is the total force in compression reinforcement in the fire situation, and is equal to part of the total force in the tensed reinforcement”

на таке:
«*F_s* повне зусилля в стиснутій арматурі під час пожежі, та відповідне частині зусилля розтягнутої арматури».

with the following:
“ *F_s* is the total force in compressed reinforcement in the fire situation, and it is equal to part of the total force in the tensed reinforcement”.

Сторінка 75

Page 75

В В.1.2 (3) замінити:
«...при розрахунку відстані до осі арматури *a* (див. рисунок В.2).»
на таке:
«...при розрахунку відстані до осі арматури *a*.».

In B.1.2 (3) replace:
“...in calculating the axis distance, *a* (see Figure B.2).”
with the following:
“...in calculating the axis distance, *a*.”.

В В.1.2 (4) замінити:
«Відстань *a* від нижньої поверхні

In B.1.2 (4) replace:
“The axis distance, *a*, from bottom

робочого поперечного перерізу до центру тяжіння арматурних рядів обчислюють за формулою (B.2).»

на таке:

«Відстань a до центру тяжіння арматурних рядів обчислюють за формулою (B.2).»

В B.1.2 (4) замінити:

«... a_v – відстань від нижньої поверхні робочого поперечного перерізу до осі v -того арматурного ряду»

на таке:

«... a_v – відстань від нижньої поверхні приведеного поперечного перерізу до осі v -того арматурного ряду».

В B.1.2 (6) замінити:

«Якщо арматурні стрижні мають різні площі та довільне розміщення використовується наступна методика.»

на таке:

«Якщо арматурні стрижні мають різні площі та довільне розміщення має використовуватись наступна методика.»

В B.1.2 (6) замінити:

«Відстань a (див. рисунок B.2) від нижньої поверхні робочого поперечного перерізу до центру тяжіння арматурної групи розраховується за формулою (B.5).»

на таке:

«Відстань a до центру тяжіння арматурної групи розраховується за формулою (B.5).»

Сторінка 76

В B.1.2 (6) замінити:

« a_i – відстань від робочого поперечного перерізу до осі i -того арматурного стрижня»

на таке:

« a_i – відстань від приведеного поперечного перерізу до осі i -того арматурного стрижня».

В B.2 (1) замінити:

«Метод придатний тільки для стандартного температурного режиму.»

на таке:

«Метод придатний для будь-яких повністю досліджених температурних режимів пожежі, але дані цієї настанови придатні тільки для

surface of the effective cross-section to the centroid of the reinforcement layers may be calculated using Expression (B.2).»

with the following:

“The axis distance, a , to the centroid of the reinforcement layers may be calculated using Expression (B.2).”

In B.1.2 (4) replace:

“... a_v is the axis distance from the bottom surface of the effective cross-section to reinforcement layer v ”

with the following:

“... a_v is the axis distance from the bottom surface of the reduced cross-section to reinforcement layer v ”.

In B.1.2 (6) replace:

“If the reinforcement bars have different areas and are distributed arbitrary the following procedure must be used.”

with the following:

“If the reinforcement bars have different areas and are distributed arbitrary the following procedure should be used.”

In B.1.2 (6) replace:

“The axis distance, a (see Figure B.2), from the effective cross-section to the centroid of the reinforcement group is calculated in accordance with Expression (B.5).”

with the following:

“The axis distance, a to the centroid of the reinforcement group is calculated in accordance with Expression (B.5).”

Page 76

In B.1.2 (6) replace:

“ a_i is the axis distance from effective cross-section to reinforcement bar i ”

with the following:

“ a_i is the axis distance from reduced cross-section to reinforcement bar i .”

In B.2 (1) replace:

“The method is applicable to the standard temperature-time curve only.”

with the following:

“The method is applicable to any fully developed fire curve, but data are only provided in this code for the standard temperature-time

стандартного температурного режиму.»

В В.2 (3) замінити:

«...(див. рисунок В.3(с)). Це представлено стіною з товщиною, що дорівнює $2w$ (див. рисунок В.3(d)). Полиця на рисунку В.3(f) відноситься до еквівалентної плити на рисунку В.3(d), а стінка балки до еквівалентної стіни на рисунку В.3(a).»

на таке:

«...(див. рисунок В.3(с)). Масивні стіни представлено стіною з товщиною, що дорівнює $2w$ (див. рисунок В.3(d)). Полиця на рисунку В.3(f) відноситься до еквівалентної плити на рисунку В.3(d), а стінка балки до еквівалентної стіни на рисунку В.3(a).»

Сторінка 78

В В.2 (7) замінити:

«Ширину пошкодженої зони балок, плит або окремих конструкцій в площині зрізу розраховують ...»

на таке:

«Ширину пошкодженої зони балок, плит або сходових площадок в площині зрізу розраховують ...».

В В.2 (8) замінити:

«Для колон, стін та інших конструкцій, в яких має місце впливи другого порядку, визначають за формулою (В.13).»

на таке:

«Для колон, стін та інших конструкцій, в яких має місце впливи другого порядку, товщину пошкодженої зони визначають за формулою.»

Сторінка 80

В В.3.1 (3) замінити:

«... (див. розділ 5 EN 1992-1), якщо...»

на таке:

«... (див. розділ 5 EN 1992-1-1), якщо...».

В В.3.1 (5) замінити:

«...Для більш точної оцінки можна брати до уваги збільшення відповідного зусилля на кінцях колони через зниження її стійкості...»

на таке:

«...(Для більш точної оцінки можна брати

curve.».

In B.2 (3) replace:

“...(see Figure B.3 (c)). This is represented by a wall with a width equal to $2w$ (see Figure B.3 (d)). The flange of Figure B.3 (f) is related to the equivalent wall in Figure B.3 (d), and the web to the equivalent wall in Figure B.3 (a).”

with the following:

“...(see Figure B.3 (c)). A thick wall is represented by a wall with a width equal to $2w$ (see Figure B.3 (d)). The flange of Figure B.3 (f) is related to the equivalent slab in Figure B.3 (c), and the web to the equivalent wall in Figure B.3 (a).”

Page 78

In B.2 (7) replace:

“The width of the damaged zone for beams, slabs or members in plane shear may be calculated...”

with the following:

“The width of the damaged zone for beams, slabs or plates may be calculated...”.

In B.2 (8) replace:

“For columns, walls and other constructions where second order effects may be calculated using Expression (B.13).”

with the following:

“For columns, walls and other constructions, where second order effects take place, the width of the damaged zone may be calculated using Expression (B.13).”.

Page 80

In B.3.1 (3) replace:

“...(see Section 5 of EN 1992-1) if...”

with the following:

“...(see Section 5 of EN 1992-1-1) if...”.

In B.3.1 (5) replace:

“...For a more accurate estimation the increase of the relative reaction at the ends of the column, due to the decrease of its stiffness...”

with the following:

“...For a more accurate estimation the

до уваги розширення відповідної в'язі на кінцях колони через зниження її стійкості...».

ДОДАТОК Д МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗРІЗУ, КРУЧЕННЯ ТА АНКЕРУВАННЯ

Сторінка 92

В D.1 (3) замінити:

«...повинна враховуватись робота перерізу бетону на зріз за підвищених температур.»

на таке:

«...повинна враховуватись робота перерізу бетону на зріз за підвищених температур.».

Сторінка 94

В D.3 (7) в назві рисунку D.2 замінити:

«...EN 1992-1...»

на таке:

«...EN 1992-1-1...».

increase of the relative restraint at the ends of the column, due to the decrease of its stiffness...”.

ANNEX D CALCULATION METHODS FOR SHEAR, TORSION AND ANCHORAGE

Page 92

In D.1 (3) replace:

“...the actual shear behaviour of the concrete at elevated temperatures must be considered.”

with the following:

“...the actual shear behaviour of the concrete at elevated temperatures needs to be considered.”.

Page 94

In D.3 (7) in the caption of Figure D.2 replace:

“...EN 1992-1...”

with the following:

“...EN 1992-1-1...”.

Код УКНД 13.220.50; 91.010.30; 91.080.40

Ключові слова: вогнестійкість, критична температура нагрівання бетону та арматури, температурні деформації, конструктивна система, протипожежна стіна, стандартний температурний режим, пожежна безпека.

Перший заступник директора ДП НДІБК
з наукової роботи, голова ТК 304

Ю. Немчинов

Зав. лабораторії
досліджень вогнестійкості будівельних
конструкцій, керівник ПК 2 (науковий керівник)

В. Поклонський

Відповідальний виконавець,
науковий співробітник

Р. Расюк