

LA RÉSISTANCE AU FEU DES CONSTRUCTIONS ET LES EUROCODES

1^{ère} PARTIE : ACTIONS SUR LES STRUCTURES EXPOSÉES AU FEU ET CALCUL DU COMPORTEMENT AU FEU DES STRUCTURES EN BETON

Yves Martin, ir., chercheur à la division Structures, animateur Antenne-Norme "Prévention contre l'incendie", CSTC
Benôit Parmentier, ir., chef de projet à la division Structures, animateur Antenne-Norme "Eurocodes", CSTC

Les auteurs adressent leurs vifs remerciements à Alois Brûls, dr. ir., de l'université de Liège, pour ses précieux conseils.

Le présent article constitue la première partie d'une série de trois articles consacrés au calcul de la résistance au feu des constructions à l'aide des Eurocodes. Ce premier volet présente la prénorme ENV 1991-2-2 «Eurocode 1. Bases de calcul et actions sur les structures. Partie 2-2 : actions sur les structures exposées au feu» et la prénorme ENV 1992-1-2 «Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1-2 : règles générales; calcul du comportement au feu».

1 UNE METHODE POUR DETERMINER LA RESISTANCE AU FEU DES STRUCTURES

La sécurité en cas d'incendie constitue une des six exigences essentielles applicables aux éléments de construction, reprises dans

la directive européenne sur les produits de construction (DPC). Les éléments de construction doivent ainsi être conçus et construits afin qu'en cas d'incendie,

- ◆ leur capacité portante soit garantie pendant un certain temps
- ◆ la naissance et la propagation de l'incendie soient limitées
- ◆ l'extension du feu aux bâtiments voisins soit limitée
- ◆ l'évacuation des occupants du bâtiment soit assurée
- ◆ la sécurité des équipes d'intervention soit prise en compte.

Selon le Document interprétatif, cette exigence peut être concrétisée au moyen de différentes stratégies de sécurité contre l'incendie, à savoir :

- ◆ par des règles actives (détection automatique, système d'extinction, etc.)
- ◆ et des règles passives (compartimentage, dimensionnement des éléments structurels, etc.).

Certaines parties des Eurocodes traitent des mesures passives de prévention incendie et, plus précisément, de la résistance au feu d'une structure soumise à un incendie. En effet, afin d'éviter qu'un essai de résistance au feu ne soit nécessaire pour chaque produit de cons-

truction, des méthodes ont été mises au point pour calculer la résistance au feu des structures en béton, en acier, en acier et béton, en bois, en maçonnerie et en aluminium. Ces méthodes de calcul se retrouvent dans les Eurocodes (partie relative au comportement au feu).

Tableau 1 Eurocodes (EC) adoptés comme prénormes ENV.

EC1, Part 2.2	ENV 1991-2-2:1995	Actions on structures exposed to fire
EC2, Part 1.2	ENV 1992-1-2:1995	Structural fire design of concrete structures
EC3, Part 1.2	ENV 1993-1-2:1995	Structural fire design of steel structures
EC4, Part 1.2	ENV 1994-1-2:1994	Structural fire design of composite steel concrete structures
EC5, Part 1.2	ENV 1995-1-2:1994	Structural fire design of timber structures
EC6, Part 1.2	ENV 1996-1-2:1995	Structural fire design of masonry structures
EC9, Part 1.2	ENV 1999-1-2:1998	Structural fire design of aluminium structures

L'objectif de ces documents est de définir une manière uniforme d'évaluer la résistance au feu des structures à travers toute l'Europe.

Au stade des prénormes européennes (ENV), aucun Eurocode ne peut être appliqué sans un document d'application national (DAN). Les experts belges des DAN ont d'ailleurs apporté de nombreuses modifications aux Eurocodes, afin de les compléter et d'en faciliter l'utilisation dans notre pays.

En Belgique, les normes de base concernant la

prévention de l'incendie (promulguées par arrêté royal du 19 décembre 1997) permettent, pour évaluer la résistance au feu des éléments de construction, d'avoir recours :

- ◆ soit à un essai réalisé selon la norme NBN 713-020
- ◆ soit à une méthode de calcul agréée par le ministre de l'Intérieur.

A l'heure actuelle, ce dernier n'a pas encore agréé les Eurocodes, ni aucune autre méthode de calcul. En attendant la version définitive de ces normes européennes, les DAN doivent néanmoins être considérés comme le reflet de l'état des connaissances en la matière.

2 ACTIONS SUR LES STRUCTURES EXPOSEES AU FEU (EUROCODE 1, PARTIE 2-2)

2.1 PRINCIPES DE BASE

L'Eurocode 1 traite des actions sur les structures (et des bases de calcul) indépendamment du type d'ouvrage de construction. Les Eurocodes 2 à 6 et 9 traitent, quant à eux, chacun individuellement d'un élément de construction en fonction du matériau – béton, acier, mixte acier-béton, bois, maçonnerie et aluminium. Ainsi, pour dimensionner les structures du point de vue de leur résistance au feu, il convient :

- ◆ de prendre en compte les effets des actions thermiques présentés dans la partie 2-2 de l'Eurocode 1
- ◆ de vérifier la stabilité des éléments structuraux suivant l'Eurocode de calcul et en fonction du matériau utilisé (partie 1-2 des Eurocodes 2 à 6 et 9).

2.2 ACTIONS MECANIQUES

Concernant les actions mécaniques à prendre en considération en cas d'incendie, il est admis que la probabilité d'existence simultanée d'un incendie et d'un niveau de charge extrêmement désavantageux est très faible : un incendie doit ainsi être considéré comme une *situation accidentelle*. Ce principe, défini dans la partie 2-2 de l'Eurocode 1, constitue une première différence de taille entre le calcul en cas d'incendie et le calcul à température ordinaire : il faut employer la combinaison accidentelle des actions, c'est-à-dire la valeur de calcul de l'action permanente agissant simultanément avec la valeur fréquente de l'action

variable principale, les valeurs quasi permanentes des autres actions variables et la valeur de calcul de l'action du feu, soit :

$$\sum \gamma_{GA} \cdot G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_{d(t)} \quad [1].$$

Dans cette formule, on a :

$G_{k,j}$ = la valeur caractéristique des actions permanentes (poids propre, précontrainte)

$Q_{k,1}$ = la valeur caractéristique de l'action variable principale

$Q_{k,i}$ = la valeur caractéristique des autres actions variables

γ_{GA} = le coefficient partiel de sécurité pour les actions permanentes en situation accidentelle, soit 1,0

$\Psi_{1,1}$ = le coefficient donnant la valeur fréquente d'une action variable (cf. tableau 9.3 de l'ENV 1991-1)

$\Psi_{2,i}$ = le coefficient donnant la valeur quasi permanente d'une action variable (tableau 9.3 de l'ENV 1991-1)

$A_{d(t)}$ = la valeur de calcul de l'action accidentelle induite par l'incendie.

Exemple pratique

Soit une poutre de plancher isostatique dans un immeuble de bureau, soumise à une charge permanente G_k de 3 kN/m² et à une charge utile $Q_{k,1}$ de 2 kN/m² comme action variable principale. Dans la formule [1], la partie concernant les actions statiques peut s'écrire comme suit :

$$1,0 G_k + 0,5 Q_{k,1} = 4 \text{ kN/m}^2.$$

En général, cela conduit à une charge en situation d'incendie de l'ordre de 50 à 70 % de celle prise en compte lors du dimensionnement à température ordinaire.

2.3 ACTIONS THERMIQUES ET REPRESENTATION DE L'INCENDIE

La partie 2-2 de l'Eurocode 1 spécifie les actions thermiques liées au développement d'un incendie. Le flux thermique net h [W/m²] y est défini, ainsi que ses composantes de convection et de rayonnement. Ces définitions sont utilisées par la partie 1-2 des Eurocodes de calcul spécifiques aux différents types de structures, en vue de déterminer l'échauffement des éléments de construction, tels que, par exemple, des profilés en acier.

L'information la plus intéressante de l'Eurocode 1, partie 2-2, réside dans la description des modèles de représentation de l'incendie. Trois manières de modéliser l'incendie à l'in-

térieur d'un bâtiment sont envisagées :

- ◆ courbes normalisées
- ◆ modèle de temps équivalent
- ◆ courbes paramétriques.

2.3.1 COURBES NORMALISEES

La façon la plus simple de représenter un incendie est d'utiliser une courbe normalisée, c'est-à-dire une relation donnant la température des gaz ambiants en fonction du temps.

Ces relations ont été développées, à l'origine, pour tester le comportement au feu des éléments de construction en laboratoire. Pour établir un classement d'éléments testés dans des fours différents, il est en effet nécessaire que la même action thermique leur soit appliquée.

Bien que les courbes existantes ne puissent refléter toutes les situations de la réalité, elles restent la représentation de loin la plus utilisée en pratique et permettent de classer la résistance au feu des éléments de construction.

La partie 2-2 de l'Eurocode 1 donne trois exemples de courbes normalisées : la courbe standard (ou courbe ISO), la courbe de feu extérieur et la courbe de feu d'hydrocarbures, toutes trois représentées à la figure 1.

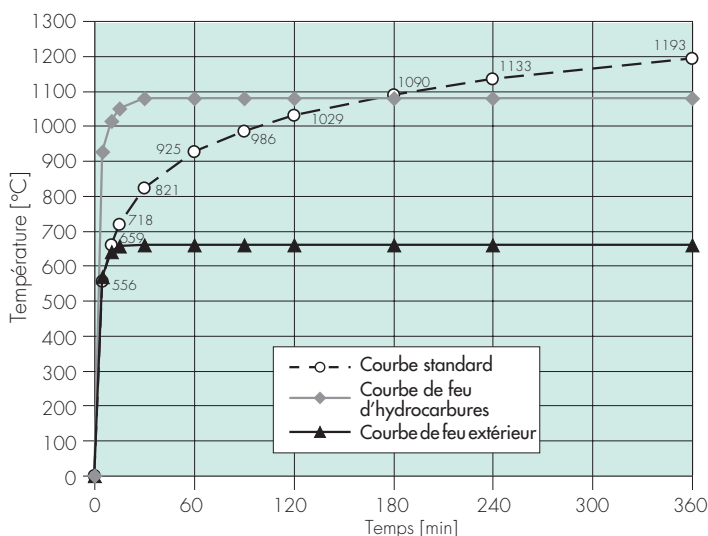


Fig. 1 Représentation de l'incendie : courbes normalisées.

La courbe standard est la courbe à laquelle se réfèrent toutes les réglementations belges (notamment la norme belge NBN 713-020).

Remarque importante : la durée de résistance au feu normalisée est une valeur de référence. Elle n'est pas égale à la durée pendant laquelle

la structure tiendra en réalité, puisque l'attaque thermique est différente lors de chaque incendie. En effet, le feu réel peut présenter un caractère plus sévère ou moins sévère par rapport à la courbe normalisée.

2.3.2 MODELE DE TEMPS EQUIVALENT

La notion de temps équivalent a été introduite pour se rapprocher de la réalité et établir le lien entre la courbe standard et une courbe donnant l'évolution de la température en fonction du temps pour un incendie naturel simulé dans un compartiment.

Le temps équivalent est la durée d'échauffement correspondant à la courbe d'incendie standard qui induirait la même sévérité pour la structure que l'incendie réel. Ce modèle est développé dans l'Annexe informative E de l'ENV 1991-2-2. Ce temps équivalent n'a de sens que dans des limites précises (nature des parois, ventilation, etc.).

2.3.3 COURBES PARAMETRIQUES

Une courbe paramétrique est, comme la courbe normalisée, une relation donnant l'évolution de la température en fonction du temps en cas d'incendie. Toutefois, contrairement aux courbes normalisées, la relation prend en considération certains paramètres physiques influençant le développement de l'incendie dans un compartiment : charge au feu, facteur de ventilation, propriétés des parois.

L'annexe B de l'ENV 1991-2-2 fournit des exemples de courbes paramétriques censées reproduire au mieux les conditions réelles d'un incendie.

Dans la suite de l'article, seule la courbe standard, qui constitue la base de la législation belge et européenne dans le domaine de la prévention de l'incendie, sera utilisée.

3 INTRODUCTION AUX EUROCODES DE CALCUL

Nous avons regroupé, dans ce chapitre, des considérations communes aux parties 1-2 des Eurocodes de calcul (prénormes ENV 1992 à ENV 1996 et ENV 1999) concernant les méthodes de calcul à chaud.

3.1 LES TYPES DE MODELES DE CALCUL

La partie 1-2 des différents Eurocodes précités présente trois types de modèles pour le calcul de la résistance au feu des éléments de structure :

- ◆ niveau 1 : *calcul par valeurs tabulées*; les tables proviennent de données empiriques et de l'évaluation de résultats d'essais
- ◆ niveau 2 : *modèles de calcul simplifiés* basés sur les équations d'équilibre; ils constituent une extrapolation des calculs à température ordinaire
- ◆ niveau 3 : *modèles de calcul avancés* permettant une analyse thermique et mécanique complète de la structure; ils prennent en considération les changements continus des propriétés thermiques et mécaniques des matériaux et leurs effets sur la structure entière. Ces modèles avancés nécessitent des programmes de calcul sophistiqués exigeant un haut degré de connaissances et, souvent, beaucoup de temps. Les parties des Eurocodes relatives au feu ne donnent que peu d'informations les concernant.

Les deux premières méthodes font référence à la courbe standard d'échauffement. Seule la méthode de niveau 3 peut prendre en considération d'autres conditions d'échauffement.

3.2 LES SCHEMAS STRUCTURELS

Les Eurocodes définissent trois types de discrétisation de la structure :

- ◆ le schéma le plus simple consiste à évaluer des *éléments individuels*, sans tenir compte de l'interaction entre l'élément considéré et le reste de la structure
- ◆ il est également possible de calculer *une partie de la structure complète*; dans ce cas, les interactions entre les différents éléments entrent en ligne de compte
- ◆ enfin, le calcul de la *structure entière* constitue l'approche la plus correcte, mais aussi la plus complexe : les actions indirectes sont prises en compte. Seuls les modèles de calcul avancés (niveau 3) permettent une telle analyse.

4 CALCUL DU COMPORTEMENT AU FEU DES STRUCTURES EN BETON (EUROCODE 2, PARTIE 1-2)

4.1 PRINCIPES DE BASE

La partie 1-2 de l'Eurocode 2 fixe les règles de dimensionnement des structures en béton en

situation d'incendie. Rappelons qu'elle fournit les règles pour la résistance passive des éléments de construction, c'est-à-dire la résistance que doit posséder une structure exposée au feu.

Le principe général du dimensionnement au feu est le suivant :

l'élément structurel résiste au feu aussi longtemps que $E_{d,fi,t} \leq R_{d,fi,t}$.

Dans cette relation, on a :

$E_{d,fi,t}$ = l'effet des actions à prendre en compte en situation d'incendie; cet effet est constant dans le temps

$R_{d,fi,t}$ = la capacité portante, qui diminue avec la hausse de température, donc avec le temps. Il est primordial de connaître ce comportement, c'est-à-dire la perte de capacité de résistance du béton en fonction d'une augmentation de la température suivant la courbe standard.

Le chapitre 3 "Propriétés des matériaux" de l'Eurocode fournit l'information nécessaire pour calculer la perte de capacité de résistance des éléments en béton (armé ou précontraint). Trois *coefficients de réduction* sont ainsi définis. Le premier, $k_c(\theta)$ (figure 2), permet de déterminer la diminution de la résistance caractéristique en compression du béton en fonction de la température θ (°C), soit :

$$f_{ck}(\theta) = k_c(\theta) \cdot f_{ck}(20\text{ °C}) \quad [2].$$

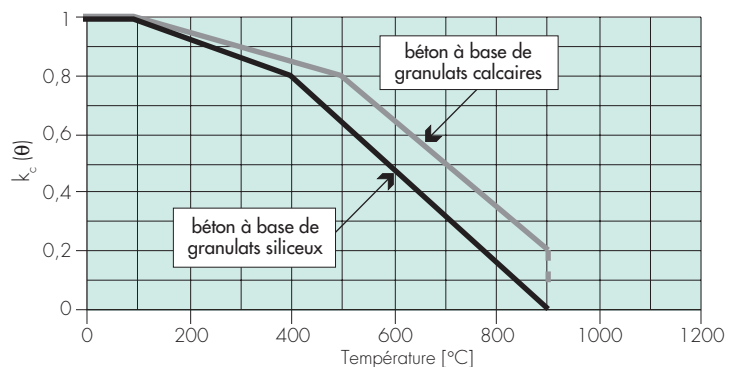


Fig. 2 Coefficient de réduction pour la résistance caractéristique en compression du béton en fonction de la température (ENV 1992-1-2).

L'effet positif des granulats calcaires (réaction endothermique) sur le comportement au feu du béton est pris en compte, dans le DAN, par l'introduction d'une seconde courbe, caractérisée par une diminution plus lente de la résistance en compression du béton. Ni le DAN ni l'Eurocode n'envisagent, par contre, de règles concernant les bétons à base de granulats légers.

Un deuxième coefficient de réduction, $k_s(\theta)$, est introduit afin de caractériser la perte de résistance caractéristique des armatures en acier en fonction de la température (figure 3) :

$$f_{yk}(\theta) = k_s(\theta) \cdot f_{yk}(20\text{ °C}) \quad [3].$$

Deux courbes sont données. La première, caractérisée par une diminution lente, sera utilisée pour les armatures tendues (poutres fléchies), à condition de démontrer qu'on peut y développer un allongement relatif $\epsilon \geq 2\%$. Sinon, on utilisera la seconde courbe ($\epsilon < 2\%$) (colonnes essentiellement comprimées).

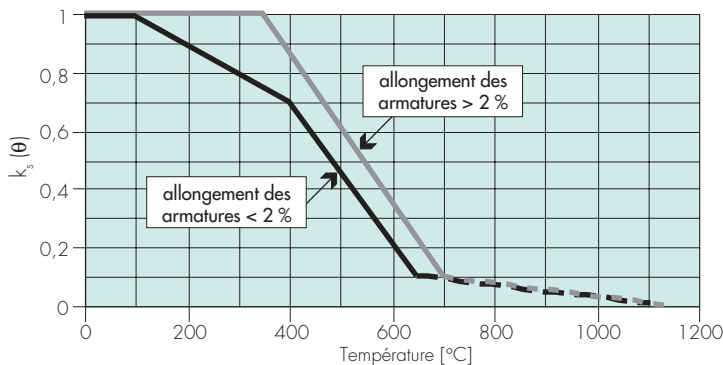


Fig. 3 Coefficient de réduction pour la résistance caractéristique des armatures en fonction de la température (ENV 1992-1-2).

Enfin, un troisième coefficient de réduction, $k_p(\theta)$, s'applique aux barres et torons de précontrainte :

$$f_{pk}(\theta) = k_p(\theta) \cdot f_{pk}(20\text{ °C}) \quad [4].$$

On remarque un déclin de la résistance caractéristique plus rapide que celui rencontré avec les armatures d'acier pour béton armé.

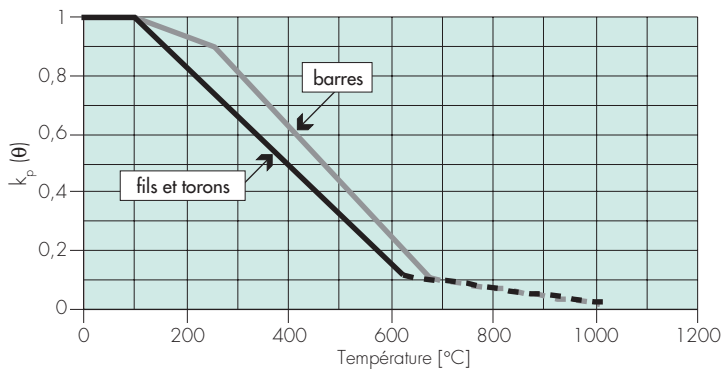


Fig. 4 Coefficient de réduction pour la résistance caractéristique des armatures de précontrainte en fonction de la température (ENV 1992-1-2).

4.2 METHODES DES VALEURS TABULEES

4.2.1 PRINCIPES GENERAUX

Les méthodes de valeurs tabulées s'appliquent à l'analyse par élément et sont indissociablement liées à la courbe d'échauffement standard. L'intérêt manifeste de ces méthodes est de permettre au concepteur de se rendre compte directement si les dimensions des éléments qui résultent du dimensionnement à froid peuvent ne pas être satisfaisantes pour la résistance à chaud exigée pour ces éléments.

Les tableaux fournissent les dimensions minimales auxquelles doivent répondre les éléments structurels, afin que la condition suivante soit satisfaite :

$$E_{d,fi,t} \leq R_{d,fi,t} \quad [5]$$

avec

$R_{d,fi,t}$ = la valeur de calcul de la capacité résistante en cas d'incendie

$E_{d,fi,t}$ = la valeur de calcul des effets des actions en cas d'incendie.

Les résultats donnés dans ces tableaux sont, selon le type d'élément structurel :

- ◆ la largeur ou l'épaisseur minimale de la section b_{min}
- ◆ la distance à l'axe des armatures d'acier : $a = c + \phi/2$, c étant le recouvrement des armatures et ϕ le diamètre de l'armature.

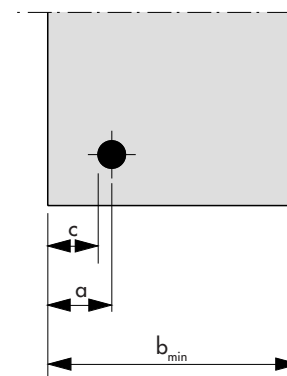


Fig. 5 Dimensions minimales des éléments structurels.

- a = distance à l'axe des armatures
- b_{min} = largeur ou épaisseur minimale de la section
- c = recouvrement des armatures

Les résultats de ces tableaux sont modulés en fonction d'un certain nombre de paramètres ⁽¹⁾, pour obtenir les dimensions et dispositions constructives finales. Voici, à titre d'exemple, la remarque 4.2.1(3) de l'Eurocode :

Les valeurs données dans les tableaux s'appliquent pour des bétons réalisés avec des granulats siliceux. Si des granulats calcaires sont utilisés, il est permis de réduire soit la largeur minimale, soit la distance à l'axe des armatures de 10 %.

(1) Cf. §§ 4.2.1, 4.2.2 et 4.2.3 de l'ENV 1992-1-2.

4.2.2 UTILISATION DE LA METHODE POUR LA VERIFICATION D'UNE COLONNE EN BETON

□ Prescriptions

Le DAN a remplacé tout le paragraphe de l'Eurocode concernant le dimensionnement des colonnes. En effet, les résultats des 82 essais de laboratoire réalisés en Belgique (Liège et Gand), en Allemagne (Braunschweig) et au

Canada (Ottawa) ont mis en évidence le caractère non sécuritaire des valeurs données dans l'Eurocode.

Le tableau 2 ci-contre (repris du DAN) a été établi dans des limites clairement définies, par exemple pour des colonnes de hauteur égale à 3 mètres; pour des colonnes de plus de 3 mètres, on utilisera la formule mentionnée dans les méthodes de calcul simplifiées ⁽²⁾ (cf. § 4.3.2 du présent article).

Exemple pratique

Considérons une colonne en béton armé d'une hauteur de 3 mètres, sollicitée à la compression simple, dans un immeuble de bureau. Cette colonne, distante de 25 cm d'une fenêtre, est exposée à l'incendie sur une de ses faces. Supposons que la descente de charge donne les efforts normaux suivants sur la colonne :

- charges permanentes : 950 kN
- charges utiles variables : 550 kN.

Supposons également que le dimensionnement à froid de la colonne ait donné les résultats suivants :

- section 350 x 350 mm²
- 8 φ 16 mm dont l'axe est à 30 mm du bord
- acier S500 et béton C25/30 à base de granulats siliceux.

Quelle est la résistance au feu de cette colonne ?

1. Vérification des conditions d'application de la méthode

Un certain nombre de conditions ⁽³⁾ doivent être vérifiées afin de pouvoir utiliser le tableau 2 :

- hauteur de la colonne = 3 m
- diamètre des armatures d'acier < 25 mm
- A_s (section d'acier) < 0,04 . A_c (section de béton).

2. Détermination du taux de chargement $\eta = E_{d,fi}/R_d$, avec $E_{d,fi}$ = valeur de calcul de l'effet des actions au début de l'incendie R_d = résistance porteuse de l'élément à froid (selon ENV 1992-1-1)

En situation d'incendie (situation accidentelle), la valeur de calcul de l'effort normal est donnée par la formule [1] :

$$E_{d,fi} = N_{d,fi} = 1,0 N_G + 0,5 N_Q = 1225 \text{ kN}$$

avec N_G = l'effort normal provenant du poids propre et des charges permanentes

N_Q = l'effort normal provenant des charges utiles variables.

La valeur de calcul de la résistance à froid peut être obtenue au moyen de la relation suivante, valable pour une colonne dite courte (pas d'effet de flambement) :

$$R_d = N_d = A_s \cdot \frac{f_y}{1,15} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 1608 \cdot \frac{500}{1,15} + 122500 \cdot \frac{25}{1,5} = 2740 \text{ kN.}$$

Nous obtenons donc un taux de chargement en cas d'incendie équivalant à : $\eta_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_d} = \frac{N_{d,fi}}{N_d} = 0,45$.

3. Détermination de la résistance au feu de la colonne

Bien que la colonne ne soit exposée au feu que sur une de ses faces, elle doit être traitée comme une colonne exposée sur plus d'une face, étant donné qu'elle est située au voisinage d'une ouverture (fenêtre) ⁽⁴⁾. En prenant un taux de chargement de 0,5 (valeur sécuritaire par rapport à 0,45) et en se reportant à la 3^e colonne du tableau 2, nous obtenons :

- $b_{min} = 350 \text{ mm}$
- $a = 30 \text{ mm}$.

On constate que la colonne présente les dimensions requises pour avoir une résistance au feu standard de 90 minutes (R 90). Remarquons toutefois qu'en Belgique, l'exigence de 90 minutes n'est pas prescrite; les durées de résistance au feu de 60 et 120 minutes sont habituellement exigées pour les éléments de structure respectivement des bâtiments moyens et des bâtiments élevés.

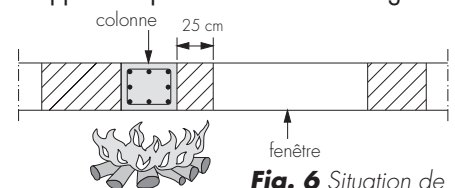


Fig. 6 Situation de la colonne.

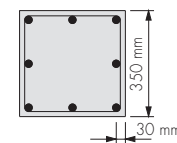


Fig. 7 Dimensions de la colonne.

⁽²⁾ Cf. § 4.3.4.2 du DAN de l'ENV 1992-1-2.

⁽³⁾ Cf. §§ 4.2.3(1) et 4.2.3(2) du DAN de l'ENV 1992-1-2.

⁽⁴⁾ Cf. § 4.2.3(4) de l'ENV 1992-1-2.

Tableau 2
Dimensions minimales (en mm) d'une colonne en béton, en fonction de la résistance au feu exigée (DAN de l'ENV 1992-1-2).

RÉSISTANCE AU FEU STANDARD	LARGEUR DE LA COLONNE (b_{min})/DISTANCE À L'AXE DES ARMATURES PRINCIPALES (1)			
	Colonne exposée sur plus d'un côté (2)			Colonne exposée sur un seul côté
	$\eta_{fi} = 0,2$	$\eta_{fi} = 0,5$	$\eta_{fi} = 0,7$	$\eta_{fi} = 0,7$
R 30	200/25	200/25	200/25	140 (3) / 25
R 60	200/25	200/35 250/30	200/45 300/30 (4)	140/25
R 90	200/30 300/25	300/40 350/30 (4)	300/45 (4) 450/35 (4)	140/25
R 120	250/40 300/30 (4)	300/45 (4) 450/35 (4)	350/50 (4) 450/45 (4)	160/35
R 180	350/45 (4)	350/60 (4)	450/65 (4)	210/55
R 240	350/60 (4)	450/70 (4)	450/80 (4)	270/70

(1) Pour les barres de précontrainte : augmentation de a selon la remarque 4.2.2(4) du DAN.
 (2) $\eta_{fi} = E_{d,fi}$ (effort normal en cas d'incendie) / R_d (résistance de calcul à froid).
 (3) En principe, une poutre ou une colonne doit avoir une largeur minimale de 200 mm.
 (4) Minimum 8 armatures.

4.2.3 UTILISATION DE LA METHODE POUR LA VERIFICATION D'UN MUR EN BETON

□ Prescriptions

Une distinction est faite entre murs porteurs et non porteurs. Deux tableaux sont ainsi présentés dans l'ENV 1992-1-2. Le premier (tableau 3 ci-dessous) concerne les *murs non porteurs* et donne l'épaisseur minimale du mur pour remplir les critères d'isolation thermique (I) et d'étanchéité aux flammes (E). Pour utiliser ce tableau, le rapport entre l'épaisseur du mur et

sa hauteur doit être inférieur à 40. Les déformations du mur attaqué par le feu d'un seul côté pourraient en effet entraîner l'effondrement de celui-ci sous l'effet de son seul poids propre et de l'excentricité avec laquelle ce dernier s'exercerait à la suite de la déformation thermique.

Le second tableau (tableau 4) traite des *murs porteurs*. Il impose des épaisseurs plus importantes que celles du tableau précédent, ce qui garantit automatiquement le respect des critères d'isolation thermique et d'étanchéité aux flammes.

Tableau 3
Dimensions minimales (en mm) des murs non porteurs en béton (ENV 1992-1-2).

RÉSISTANCE AU FEU STANDARD	EPAISSEUR MINIMALE DU MUR (mm)
REI 30	60
REI 60	80
REI 90	100
REI 120	120
REI 180	150
REI 240	175

Exemple pratique

Quelles dimensions minimales sont exigées pour qu'un mur porteur en béton à base de granulats siliceux, exposé au feu sur ses deux côtés, soit résistant au feu standard pendant 120 minutes ? La remarque 4.2.4.2(3) de l'ENV 1992-1-2 nous renvoie à la remarque 4.2.3(2) : il est permis dans tous les cas (approche sécuritaire) de prendre la valeur du taux de chargement égale à 0,7. Pour une valeur plus précise, il faut déterminer le rapport entre l'effet des actions en situation d'incendie (combinaison accidentelle des charges) et la résistance de calcul à chaud au temps $t = 0$. Sur la base du tableau 4, on trouve pour REI 120 : $-b_{min} = 220$ mm
 $-a = 35$ mm.

Tableau 4
Dimensions minimales (en mm) des murs porteurs en béton armé (ENV 1992-1-2).

RÉSISTANCE AU FEU STANDARD	EPAISSEUR DU MUR / DISTANCE À L'AXE DES ARMATURES			
	$\mu_f = 0,35$		$\mu_f = 0,7$	
	Mur exposé au feu sur un côté	Mur exposé au feu sur deux côtés	Mur exposé au feu sur un côté	Mur exposé au feu sur deux côtés
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	180/45	200/45	210/55	300/55
REI 240	230/60	250/60	270/70	360/70

(*) Le recouvrement exigé par l'ENV 1992-1-1 doit être contrôlé.

4.2.4 UTILISATION DE LA METHODE POUR LA VERIFICATION D'UNE POUTRE EN BETON

Prescriptions

L'Eurocode fait la distinction entre les poutres simplement appuyées (poutres isostatiques sur deux appuis) et les poutres continues (hyperstatiques). Les tableaux donnés s'appliquent aux poutres exposées au feu sur trois faces (il est supposé que la face supérieure est protégée du feu, durant toute la durée de l'incendie, par une dalle de béton ou un autre élément) ⁽⁵⁾. En outre, les tableaux sont valables pour les poutres présentant les sections droites suivantes :

largeur constante, largeur variable et section en I ⁽⁶⁾.

Le tableau 5 concerne les poutres simplement appuyées (pour les poutres continues, se référer au tableau 4.6 de l'ENV 1992-1-2).

L'Eurocode énonce des dispositions constructives pour les poutres en béton, notamment en ce qui concerne les armatures supérieures (pour reprendre le moment négatif). Une prolongation de ces armatures s'avère nécessaire afin de garantir un certain pourcentage d'armatures sur toute la longueur de la poutre ⁽⁷⁾ et d'éviter ainsi une rupture fragile qui pourrait se produire brutalement.

Tableau 5

Dimensions minimales (en mm) des poutres en béton armé simplement appuyées et exposées sur trois faces ^(*) (ENV 1992-1-2).

RÉSISTANCE AU FEU STANDARD	COMBINAISONS POSSIBLES DE a (distance de l'axe de l'armature au bord) ^(***) et b_{min} (largeur de la poutre)				b_w (épaisseur de l'âme d'une poutre en I)
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 25$	120 15 ^(**)	160 10 ^(**)	200 10 ^(**)	80 -
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100 -
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 55$	200 45	250 40	400 35	100 -
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 65$	240 55	300 50	500 45	120 -
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	140 -
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	160 -

(*) Pour les poutres continues, se référer au tableau 4.6 de l'ENV 1992-1-2. Pour une exposition sur quatre faces, consulter l'ENV 1992-1-2, § 4.2.6.4; pour les poutres en béton précontraint, voir le § 4.2.2(4) de l'ENV.
 (***) Le recouvrement exigé par l'ENV 1992-1-1 doit être contrôlé.
 (***) La distance de l'axe d'une armature de coin d'une poutre n'ayant qu'une couche d'armatures doit être augmentée de 10 mm par rapport aux valeurs données dans ce tableau (sauf pour des valeurs de b_{min} plus grandes que celles de la colonne 4).

Exemple pratique

Soit une poutre en béton armé (béton de silice C30/37 et acier S500) de 4 m de longueur reposant sur deux appuis simples. Supposons que le dimensionnement à froid ait donné les résultats suivants :

- $b = 300$ mm
- $h = 400$ mm
- distance à l'axe des armatures : $a = 40$ mm
- $3 \phi 16$.

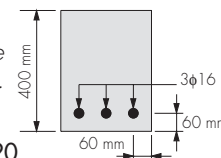
On demande de déterminer les conditions pour que cette poutre ait une résistance au feu R 120. Dans la colonne 4 du tableau 5, on trouve pour R120 : $b_{min} = 300$ mm et $a = 50$ mm.

Il est donc nécessaire d'augmenter l'enrobage des armatures pour satisfaire aux conditions de résistance au feu standard pendant 120 minutes.

La poutre étant exposée au feu sur 3 faces, une élévation plus importante de température est à prévoir dans les coins. Ainsi, la note ^(***) au bas du tableau 5 recommande d'augmenter de 10 mm le recouvrement des armatures de coin pour les poutres ayant une seule couche d'armatures, d'où : a_{sd} (distance à l'axe des armatures de coin) = 60 mm.

Théoriquement, l'armature centrale pourrait être placée à 50 mm du bord inférieur de la section. En pratique, on alignera les trois armatures par facilité. En outre, vu la valeur importante de l'enrobage des armatures d'acier, une armature de peau (treillis) est exigée.

Fig. 8 Configuration finale de la section de la poutre.



⁽⁵⁾ Si tel n'est pas le cas, consulter l'ENV 1992-1-2, § 4.2.6.4.

⁽⁶⁾ Certaines relations entre les dimensions sont à respecter; se référer à l'ENV 1992-1-2, § 4.2.6.1(5) (6) (7).

⁽⁷⁾ Cf. figure 4.6B du DAN de l'ENV 1992-1-2.

4.2.5 UTILISATION DE LA METHODE POUR LA VERIFICATION D'UNE DALLE EN BETON

Prescriptions

Le DAN a considérablement facilité la tâche des auteurs de projet en ne gardant qu'une seule règle pour tous les types de dalles. Les prescriptions de l'Eurocode concernant les dalles nervurées, compliquées et lourdes à appliquer, ont ainsi été supprimées dans le DAN belge. Pour une dalle nervurée, il suffit en effet d'appliquer les règles des dalles à la dalle et les règles des poutres aux nervures.

Le tableau 6 reprend les dimensions minimales des dalles en béton armé portant dans une ou deux directions ⁽⁸⁾.

4.3 MODELES DE CALCUL SIMPLIFIES

La section 4.3 de l'ENV 1992-1-2 est consacrée aux méthodes de calcul simplifiées. La capacité portante ultime d'une section de béton en cas d'incendie est déterminée par la procédure générale suivante.

1. A partir de la répartition des températures dans la section en béton à l'instant considéré (annexe B de l'ENV 1992-1-2), on détermine :
 - la réduction de la section droite en béton
 - la température des armatures.
2. On calcule la capacité résistante en tenant compte de la diminution des caractéristiques mécaniques de l'acier et de la réduction de la section droite en béton.

Tableau 6
Dimensions minimales (en mm) des dalles en béton armé portant dans une ou deux directions (DAN de l'ENV 1992-1-2).

RÉSISTANCE AU FEU STANDARD	EPAISSEUR DE LA DALLE h_s (mm)	DISTANCE "a" À L'AXE DES ARMATURES		
		DALLE APPUYÉE SUR 2 CÔTÉS	DALLE APPUYÉE SUR 4 CÔTÉS ⁽¹⁾	
			$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$
REI 30	60	10 ⁽²⁾	10 ⁽²⁾	10 ⁽²⁾
REI 60	80	20	15 ⁽²⁾	20
REI 90	100	30	20	25
REI 120	120	40 ⁽³⁾	25	35
REI 180	150	55 ⁽³⁾	35	45 ⁽³⁾
REI 240	175	65 ⁽³⁾	45 ⁽³⁾	55 ⁽³⁾

⁽¹⁾ l_y et l_x = longueur des portées de la dalle appuyée dans les deux sens, l_y étant la travée plus longue.
⁽²⁾ Le recouvrement exigé par l'ENV 1992-1-1 doit être contrôlé.
⁽³⁾ Pour les poutres en béton armé où la distance à l'axe des armatures à prévoir est importante ($a \geq 40$ mm), il faut utiliser des armatures de peau. De plus, il convient de vérifier la fissuration susceptible de se produire (si $a \geq 0,2h$).

Exemple pratique

Soit une dalle en béton armé (béton calcaire C30/37, acier S500) de 12 cm d'épaisseur, reposant sur deux appuis d'extrémité simples et ayant les deux autres bords libres. Le recouvrement des armatures c équivaut à 15 mm et le diamètre des armatures à 14 mm.

Quelle est la résistance au feu standard ? R 60 ou R 120 ?

R 60 ? Tableau 6 : $h = 120 \text{ mm} > 80 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$
 $a = c + \phi/2 = 22 \text{ mm} > 20 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$
 $\rightarrow \text{OK pour du béton siliceux et, a fortiori, pour du béton calcaire.}$

R 120 ? Tableau 6 : $h = 120 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} ? \rightarrow \text{OK}$
 $a = 22 \text{ mm} > 40 \text{ mm} ? \rightarrow \text{PAS OK}$
 $\rightarrow \text{pas vérifié pour le béton siliceux}$
 $\rightarrow \text{pour le béton calcaire, on peut réduire de 10 \% la distance exigée à l'axe des armatures (cf. ENV 1992-1-2, § 4.2.1(3)), d'où :}$
 $a = 22 \text{ mm} > 36 \text{ mm (40 mm - 10 \%)} ? \rightarrow \text{PAS OK}$
 $\rightarrow \text{Pas R 120}$
 $\rightarrow \text{Afin de rendre la dalle R 120, il faut augmenter l'enrobage des armatures.}$

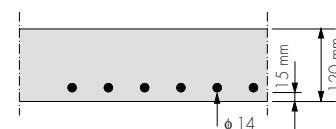


Fig. 9 Schéma de la dalle.

⁽⁸⁾ Pour les poutres en béton précontraint, on se référera au § 4.2.2(4) de l'ENV 1992-1-2.

Deux cas sont envisagés séparément : d'une part, les poutres et les dalles et, d'autre part, les colonnes. Le DAN belge a introduit d'importantes modifications concernant ces méthodes par rapport à l'Eurocode.

4.3.1 POUTRES ET DALLES EN BETON ARME OU PRECONTRAINTE

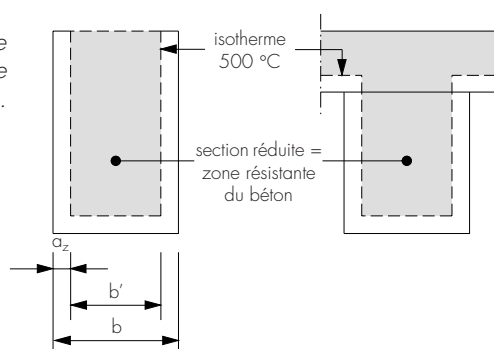
□ Prescriptions

La méthode de l'Eurocode et celle du DAN se basent en fait sur le même principe : la section droite attaquée par le feu est représentée par une section droite réduite, en ignorant une zone endommagée proche des surfaces exposées au feu. La différence entre les deux méthodes réside principalement dans la façon de déterminer la zone endommagée. La méthode de l'Eurocode est inutilement compliquée par rapport à celle présentée dans le DAN. En Belgique, on doit appliquer la méthode du DAN.

Celle-ci est basée sur l'hypothèse simplificatrice selon laquelle la zone de béton qui a atteint une température de 500 °C ou plus est négligée lors du calcul de la capacité portante (figure 10).

L'annexe B de l'ENV 1992-1-2 fournit des figures permettant de déterminer aisément la réduction de la section droite en béton.

Fig. 10 Zone de béton endommagée et section réduite.



4.3.2 COLONNES EN BETON ARME OU PRECONTRAINTE

Pour les colonnes, le DAN adopte une approche différente de la méthode développée dans l'Eurocode. Les résultats d'essais réalisés en Belgique, en Allemagne et au Canada ne confirment pas les valeurs du tableau repris dans l'Eurocode, celles-ci étant en général trop optimistes. Deux méthodes ont ainsi été proposées dans le DAN :

- ◆ une première méthode ⁽⁹⁾ basée sur une formule élaborée à l'université de Liège lors de l'étude de l'influence de certains paramètres sur le comportement au feu des colonnes
- ◆ une seconde méthode ⁽¹⁰⁾, plus théorique, à utiliser si la première n'est pas applicable.

La première approche est davantage à considérer comme une méthode des valeurs tabulées, étant donné qu'elle repose sur une formule ajustée sur des résultats d'essais. Elle prend en considération cinq paramètres caractérisant la géométrie et le chargement de la colonne : enrobage des armatures, flambement, massivité de la colonne, taux de chargement et nombre d'armatures. La seconde méthode consiste à déterminer la résistance à l'écrasement plastique de la colonne après t minutes d'incendie. ■

(à suivre ...)

Le présent article a été élaboré dans le cadre de l'action des Antennes Normes «Prévention au feu» et «Eurocodes» menée au sein du CSTC en faveur des PME, avec le soutien du ministère des Affaires économiques, dans le but d'assurer, auprès des secteurs concernés et en particulier auprès des PME, une diffusion aussi large que possible des informations relatives à la prévention contre l'incendie et aux Eurocodes.

Pour plus de détails, le lecteur consultera le site internet ou s'adressera directement au CSTC :

☎ 02/655.77.11
 📠 02/653.07.29
 ✉ info@bbri.be
 🌐 http://www.bbri.be/antenne_norm

⁽⁹⁾ Voir § 4.2.3.2(1) du DAN de l'ENV 1992-1-2.

⁽¹⁰⁾ Voir § 4.2.3.2(2) du DAN de l'ENV 1992-1-2.

Exemple pratique (poutres et dalles)

Reprenons la poutre de l'exemple présenté au § 4.2.4. Soit une poutre de plancher en béton armé (béton calcaire C30/37 et acier S500) de 4 m de longueur reposant sur deux appuis simples. Cette poutre est soumise à une charge permanente G de 20 kN/m et à une charge variable principale Q de 10 kN/m. Supposons que le dimensionnement à froid ait donné les résultats suivants :

- $b = 300$ mm
- $h = 400$ mm
- armatures : 3 ϕ 16
- distance à l'axe des armatures : $a = 40$ mm.

On demande si cette poutre, exposée sur 3 faces, est apte à résister au feu standard pendant 120 minutes.

1. Calcul du moment maximum agissant

En appliquant la formule [1], on détermine la charge appliquée en début d'incendie, soit :

$$1 \times G + 0,5 \times Q = 25 \text{ kN/m,}$$

ce qui donne un moment agissant maximum à mi-travée $M_{d,fi}$ ($= E_{d,fi}$) de 50 kNm au début de l'incendie.

2. Calcul du moment résistant avec $t = 120$ min

A. Détermination de la section réduite

En se référant à la figure B.3.b de l'annexe B de l'ENV 1992-1-2 (figure 12), on peut trouver l'épaisseur a_z permettant de déterminer la zone endommagée par le feu qui ne participe plus à la résistance de la poutre.

Avec $w = 1/2$ épaisseur de la poutre = $b/2 = 150$ mm, on obtient $a = 34$ mm.

Nous calculons la section réduite :

- $a_z = 34$ mm
- $b' = b - 2a_z = 232$ mm
- $b'/b = 0,77 > 0,5$: la méthode du DAN est applicable (cf. § 4.3.4.1(5) du DAN de l'ENV 1992-1-2); on peut donc poursuivre le calcul.

B. Détermination de la baisse de résistance des armatures

A l'aide de la figure 13, on détermine d'abord la température des armatures, soit :

- θ (armatures externes) = 615 °C
- θ (armatures internes) = 500 °C.

L'effort de traction mobilisable dans les armatures inférieures peut ainsi être calculé en tenant compte de la baisse des performances de l'acier en fonction de la température. A l'aide de la figure 3 (p. 45), on détermine le coefficient de réduction $k_s(\theta)$.

Nous supposons dans un premier temps que l'acier peut atteindre un allongement plus grand que 2 % (hypothèse facilement vérifiable, *a posteriori*, par les équations de compatibilité). Nous obtenons donc :

- $k_s(615 \text{ °C}) = 0,28$
- $k_s(500 \text{ °C}) = 0,6$.

C. Calcul du moment résistant de la section à chaud

Pour déterminer le moment résistant de la section à chaud, il suffit d'appliquer à la section réduite la théorie de calcul du béton armé à froid (dimensionnement à l'état limite ultime), en tenant compte de la diminution de la résistance des armatures. Il importe toutefois de souligner que le coefficient de réduction γ_M de l'acier et du béton est égal à 1 pour le calcul à chaud (cf. § 2.3(2) de l'ENV 1992-1-2).

Le moment résistant à chaud est : $M_{R,fire,t} = F_{\text{traction}} \cdot z$, où F_{traction} est la force de traction des armatures à chaud et z le bras de levier.

La force mobilisable dans les armatures à chaud est : $F_{\text{traction}} = \sum \Omega_{aj} \cdot k_s(\theta) \cdot f_{yk}(20^\circ\text{C}) = 201 \text{ mm}^2 \times 500 \times (0,28 \times 2 + 0,6) = 116,6 \text{ kN}$.

Le bras de levier peut être déterminé de la façon suivante (théorie du dimensionnement à froid) :

- l'effort repris par une bande de 1 mm de béton est égal à : $R_{mm} = f_{ck} \cdot b' = 30 \cdot 232 = 6,96 \text{ kN/mm}$
- la hauteur du diagramme rectangle équivalent s'élève à : $H = F_{\text{traction}} / R_{mm} = 16,75 \text{ mm}$
- le bras de levier vaut donc : $z = \text{hauteur utile} - H/2 = 351,6 \text{ mm}$.

Finalement, le moment résistant équivaut à : $M_{R,fire,t} = F_{\text{traction}} \cdot z = 41 \text{ kNm}$.

D. Conclusion

La valeur de calcul de la capacité résistante après 120 minutes de feu standard

$$R_{d,fi,t} = M_{r,fire,t} = 41 \text{ kNm}$$

est plus petite que la valeur de calcul des effets des actions en cas d'incendie

$$E_{d,fi,t} = 50 \text{ kNm.}$$

L'équation [3] n'est pas vérifiée et la poutre ne présente donc pas une résistance au feu R 120. Une des solutions consiste à augmenter l'enrobage des armatures. En portant la distance à l'axe des armatures de 40 à 50 mm, nous obtenons un moment résistant à chaud supérieur au moment appliqué, et la condition [3] est respectée.

Fig. 11 Schéma de la poutre.

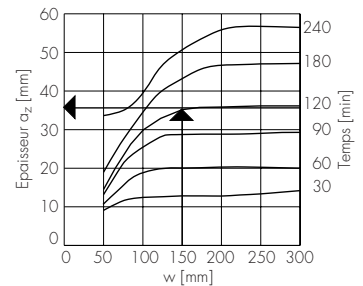
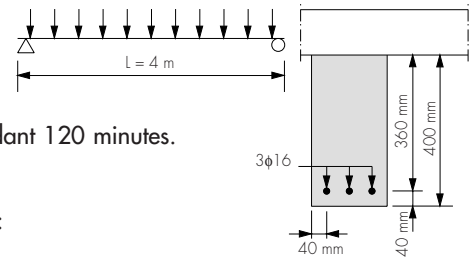


Fig. 12 Détermination de la section réduite d'une poutre ou d'une dalle en béton à base de granulats de silice (ENV 1992-1-2).

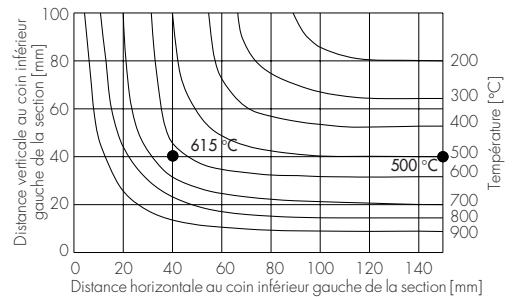


Fig. 13 Répartition de la température dans la section d'une poutre en béton ($b = 300$ mm et $h = 600$ mm) après 120 minutes d'exposition au feu standard (ENV 1992-1-2).

BIBLIOGRAPHIE

- 1** Brüls A. & Vandeveldel P.
Sécurité contre l'incendie dans les bâtiments. Partie 1 : prévention passive. Gand, Institut de sécurité incendie (ISIB), mai 2000.
- 2** Comité européen de normalisation
Site internet du CEN : <http://www.cenorm.be/>
- 3** Dotreppe J.C.
Module 5. Eurocode 2 : béton. Edité dans le cadre de la formation au Fire Safety Engineering «Résistance au feu des constructions. Applications des Eurocodes», Université de Liège, novembre 2000.
- 4** Institut belge de normalisation
NBN ENV 1991-2-2 Eurocode 1 Bases de calcul et actions sur les structures. Partie 2-2 : Actions sur les structures – Actions sur les structures exposées au feu. Bruxelles, IBN, février 1995 (+ DAN 1999).
NBN ENV 1992-1-2 Eurocode 2 Calcul des structures en béton. Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu. Bruxelles, IBN, novembre 1995 (+ DAN 1999).
NBN 713-020 Protection contre l'incendie. Comportement au feu des matériaux et éléments de construction. Résistance au feu des éléments de construction (avec erratum). Bruxelles, IBN, 1968.
NBN 713-020/A1 Protection contre l'incendie. Comportement au feu des matériaux et éléments de construction. Résistance au feu des éléments de construction. Bruxelles, IBN, 1982.
NBN 713-020/A2 Protection contre l'incendie. Comportement au feu des matériaux et éléments de construction. Résistance au feu des éléments de construction. Bruxelles, IBN, 1985.
NBN 713-020/A3 Protection contre l'incendie. Comportement au feu des matériaux et éléments de construction. Résistance au feu des éléments de construction. Bruxelles, IBN, 1994.
- 5** Schaerlaekens S.
La constellation des Eurocodes : à quelles normes se vouer ? Bruxelles, CSTC-Magazine, été 1999.
- 6** Schleich J.B. & Franssen J.M.
Module 4. Eurocode 1 : (actions et) parties communes aux autres Eurocodes. Edité dans le cadre de la formation au Fire Safety Engineering «Résistance au feu des constructions. Applications des Eurocodes», Université de Liège, 26 octobre 2000.