

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

**Faculté du Génie de la Construction**

**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE**

**EN GENIE CIVIL**

**OPTION : Structure**

**Présenté par : Belkaid Ouerdia**

**THEME :**

**JUSTIFICATION PAR L'EUROCODE 4 DE LA RESISTANCE A  
TEMPERATURE AMBIANTE ET AU FEU DES COLONNES MIXTES  
ACIER-BETON AVEC PROFILE EN ACIER PARTIELLEMENT  
ENROBE**

**Devant les membres du jury :**

Kachi Mohand Said	Professeur	U.M.M.Tizi-Ouzou	Président
Sadaoui Arezki	Maître de Conférence A	U.M.M.Tizi-Ouzou	Rapporteur
Saad Mohammed	Maître de Conférence B	U.M.M.Tizi-Ouzou	Examineur
Illouli Said	Maitre assistant B	U.M.M.Tizi-Ouzou	Examineur

Soutenu le : .....

# REMERCIEMENTS

*Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur Monsieur A .SADAoui pour son aide, ses encouragements et l'aide précieuse qui m'a apporté en faisant profiter largement de ses connaissances, Tout au long de l'élaboration du présent mémoire. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.*

*Je tiens à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Je tiens à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Mes remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.*

*Mes remerciements à ma famille et tous les amis (es).*

*Enfin, je tiens à remercier également les membres de jury qui je ferais l'honneur de juger mon travail.*

*Merci à tous*

# DEDICACE

*Je dédie ce travail à :*

*-Mon cher père et ma très chère mère à qui je dois tout, et je ne rendrai jamais assez, que dieu les protèges et les donneraient une longue vie.*

*Ces quelques mots ne peuvent exprimer ma gratitude envers ces êtres affectueux, pour ses encouragements, les nombreux sacrifices et surtout afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, qu'ils ont consentis pour moi et leur soutien moral au cours de toute ma vie.*

*-la mémoire de Mes grands -pères, ma grand mère paternelle et mon cher oncle « Arezki » que DIEU le tous puissant les habitent dans son vaste paradis*

*- Mon cher frère : Mohand et ma grande sœur Kenza*

*-mes cousins et cousines*

*-toute ma grande famille*

*- Tous mes amis en particulier Mohammed*

*-tous mes enseignants de primaire, moyen, secondaire et supérieure.*

*-l'ensemble des étudiants de ma promotion 2011/2012, en particulier ceux de la petite section de Master 2 Académique option  
STRUCTURE.*

*Enfin, a tous ceux que j'aime et qui m'aiment.*

**Merci**

## SOMMAIRE

### **CHAPITRE 1 : INTRODUCTION**

1-1 Etat de la problématique au feu des constructions mixtes.....	1
1-2 Etat de la question et objectifs de ce travail.....	2
1-3 Cheminement du travail suivi.....	3
1-4 Aperçu général sur les constructions mixte.....	5
1-4-1 Les poutres mixtes .....	5
1-4-2 Les dalles mixtes .....	5
1-4-3 Les poteaux ou colonnes mixtes .....	7
1-4-4 Utilisation des structures mixtes .....	7
1-4-5 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes .....	10
1-4-6 Matériaux utilisés dans un élément mixte .....	11
1-4-7 Caractéristiques des matériaux .....	11
1-4-8 Les poteaux mixtes enrobées de béton.....	13

### **CHAPITRE 2 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE**

2-1 Généralités.....	16
2-2 Présentation des profilés enrobés de béton.....	16
2-3 Notions clés liées au feu.....	18
2-3-1 Naissance et développement d'un incendie .....	18
2-3-2 Notions de résistance au feu.....	21
2-4 Evolution en fonction de la température des propriétés mécaniques.....	25
2-4-1 Acier de construction.....	26
2-4-2 Béton.....	26
2-4-3 Aciers d'armatures.....	30
2-5 Résistance au flambement à température ambiante des colonnes mixtes avec profil enrobé de béton.....	33
2-5-1 La méthode générale et la méthode simplifiée.....	33
2-5-2 Formulations des courbes européennes de flambement .....	34
2-5-3 Stabilité des poteaux mixtes sous charges centrées.....	35
2-5-3-1 Domaine et conditions d'applications.....	35
2-5-3-2 Voilement local- cas des profils minces.....	36
2-5-3-3 Effort normal de plastification de la section droite.....	36
2-5-3-4 Elancement réduit.....	36
2-5-3-5 Résistance d'un poteau mixte sous charge axiale centrée.....	38
2-5-4 Méthode de dimensionnement à température ambiante des poteaux mixtes enrobés de béton soumis à une combinaison de compression et de flexion uniaxiale.....	38
2-6 Vérification de la résistance au feu conventionnel des poteaux enrobés de béton.....	41
2-6-1 Méthodes de calcul au feu préconisées par l'Eurocode 4.....	42
2-6-2 Méthode par valeurs tabulées.....	42
2-6-3 Méthodes de calcul simplifiées.....	45

### **CHAPITRE 3 : CALCUL DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBÉES SELON L'EUROCODE 4.....48**

3-1 Généralités.....	48
----------------------	----

3.2 Exposé de la méthode de l'Annexe F-EC4.....	48
3.2.1 Procédure de calcul.....	49
3.2.2 Contribution des ailes ou des semelles du profilé.....	49
3-2-3 Contribution de l'âme du profilé.....	50
3.2.4 Contribution du béton.....	51
3.2.5 Contribution des barres d'armatures.....	52
3.2.6 Calcul de la résistance au flambement à température élevée.....	53
3.3 Exemple d'application.....	55
3-3-1 Données.....	56
3.3.2 Justification de la stabilité à température ambiante.....	57
3.3.3 Justification de la résistance au feu R90 .....	58
3.3.4 Estimation de la résistance au feu $R_f$ pour une charge appliquée donnée P .....	62
3.4 Disposition constructives des poteaux mixtes partiellement enrobés.....	63
3-4-1 Introduction des charges .....	63
3-4-2 Connexion mécanique du béton sur l'âme.....	63
<b>CHAPITRE 4 : IMPLEMENTATION NUMERIQUE- CODE P213FB.FOR.....</b>	<b>65</b>
4.1 Généralités .....	65
4.2 Description du fichier de données P213FB.INP .....	66
4.3 Organigramme du programme P213FB.FOR.....	67
4.3.1 Calcul de la capacité portante à température ambiante.....	67
4.3.2 Calcul de la capacité portante en situation d'incendie.....	67
4.4 Comparaison des résultats .....	72
4.5 Analyse paramétrique .....	78
4-5-1 Effet du taux de chargement.....	78
4-5-2 Effet de l'élanement .....	79
4-5-3 Effet de l'enrobage des barres d'armatures.....	79
4-5-4 Effet de la taille du profilé .....	80
4-5-5 Effet du pourcentage d'armature.....	81
<b>CHAPITRE 5 : CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>83</b>
REFERENCES.....	86

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Exemples de poutres mixtes.....	5
Figure 1-2 : Exemple de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.....	6
Figure 1-3 : Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte.....	6
Figure 1-4 : Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton.....	7
Figure 1-5 : Exemples de colonnes mixtes remplies de béton.....	7
Figure 1-6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'acier de construction sans branche descendante.....	12
Figure 1-7 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature sans branche descendante.....	12
Figure 1-8 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour le béton.....	13
Figure 1-9 : Exemple de poteau mixte partiellement enrobé nécessitant généralement une protection à l'incendie.....	14
Figure 1-10 : Exemples de connexion assurant une liaison entre éléments structuraux.....	15
Figure 2-1 : Différents types de sections transversales enrobées de béton.....	17
Figure 2-2 : Triangle du feu.....	18
Figure 2-3 : Evolution de la température lors d'un incendie réel.....	20
Figure 2-4 : Evolution de la température en fonction du régime de combustion.....	21
Figure 2-5 : Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu.....	24
Figure 2-6 : Schéma de vérification de la résistance au feu.....	24
Figure 2-7 : Trois vérifications équivalentes de résistance au feu.....	25
Figure 2-8 : Modèle de relation contrainte-déformation température d'un matériau i.....	26
Figure 2-9 : Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée.....	26
Figure 2-10 : Variation en fonction de la température des facteurs de réduction $k_a, T$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction.....	27
Figure 2-11 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235 jusqu'à une déformation de 2 %.....	28
Figure 2-12 : Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation du béton à température élevée.....	28
Figure 2-13 : Variation en fonction de la température du facteur de réduction $k_a, T$ , de $\varepsilon_{yk}^s(T)$ et de $\varepsilon_{yk}^t(T)$ pour les relations contrainte-déformation du béton.....	29
Figure 2-14 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton pour des températures 20, 200, 400 et 600 °C sans l'ecrouissage.....	30
Figure 2-15 : Variation en fonction de la température des facteurs de réduction $k_s, T$ , pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	31
Figure 2-16 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	32
Figure 2-17 : Courbes de flambement européennes a, b, c et d.....	35
Figure 2-18 : Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uniaxiale.....	39
Figure 2-19 : Méthode de calcul pour la compression et la flexion uniaxiale.....	39
Figure 2-20 : Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées.....	46
Figure 3-1 : Section réduite pour le calcul de la résistance au feu d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton.....	48
Figure 3-2 : Valeur nominale de la contrainte d'élasticité $f_y$ et de la résistance à la rupture en traction $f_u$ en fonction de l'épaisseur du profilé.....	56

Figure 3-3 : Section transversale du poteau à étudier.....	59
Figure 3-4 : Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu R60.....	63
Figure 3-5 : Goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme.....	64
Figure 4-1 : Programme principal P213FB.FOR .....	65
Figure 4-2 : Organigramme du programme à température ambiante .....	68
Figure 4-3 : Organigramme du programme en situation d'incendie .....	71
Figure 4-4 : Effet du taux de chargement $\eta$ sur la résistance au feu.....	79
Figure 4-5 : Effet de l'élanement $\lambda$ de la colonne sur la résistance au feu .....	79
Figure 4-6 : Effet de l'enrobage (u) des barres d'armatures sur la résistance au feu.....	80
Figure 4-7 : Effet de la taille du profilé sur la capacité portante .....	81
Figure 4-8 : Effet du pourcentage d'armatures sur la capacité portante.....	82

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Caractéristiques des colonnes mixtes entièrement ou partiellement enrobées de béton.....	14
Tableau 2-1 : Facteurs de réduction $k_d(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction.....	27
Tableau 2-2 : Variation en fonction de la température du facteur de réduction $k_c, T$ , de $\varepsilon_{cu}^f(T)$ et de $\varepsilon_{cu}^s(T)$ .....	29
Tableau 2-3 : Facteurs de réduction $k_s(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	30
Tableau 2-4 : Dimension transversales minimales, enrobage minimale de profilé et distance minimale de l'axe des armatures, pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton.....	43
Tableau 2-5 : Enrobage minimale du profilé pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton si le béton n'a qu'une fonction isolante.....	44
Tableau 2-6 : Dimension transversales minimales, distance minimale de l'axe des armatures et rapport minimal entre l'âme et celle de la semelle pour des poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé de béton.....	44
Tableau 3-1 : Température $\theta_{0,t}$ et le coefficient $k_t$ .....	49
Tableau 3-2 : Coefficient $H_t$ en fonction de la durée d'exposition au feu.....	50
Tableau 3-3 : Couche externe $b_{c,fi}$ du béton négligée en fonction du temps.....	51
Tableau 3-4 : Facteur de massiveté et la température moyenne dans le béton en fonction de la résistance à l'incendie normalisé.....	51
Tableau 3-5 : Facteur de réduction $k_{y,t}$ de la limite d'élasticité $f_{sy,20^\circ C}$ des armatures.....	52
Tableau 3-6 : Facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité $E_{s,20^\circ C}$ des armatures.....	56
Tableau 3-7 : Coefficient de réduction $\phi_{1,\theta}$ dépendant de l'effet des contraintes thermiques.....	54
Tableau 3-8 : Coefficient $c$ pour la courbe de flambement.....	55
Tableau 4-1 : Comparaison des résultats.....	78
Tableau 4-2 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la taille du profilé .....	80
Tableau 4-3: Résistances au feu des poteaux en fonction du taux d'armature.....	81

## LISTE DES SYMBOLES

### Alphabet Latin

$A$	Aire de la section transversale
$A_a$	Aire de la section d'acier
$A_s$	Aire de la section d'armature
$A_c$	Aire de la section de béton
$A_m$	Surface d'élément directement échauffée, par unité de longueur
$A_m / V$	Facteur de massiveté d'un élément de structure
$b$	Largeur de la section
$b_{c,fi}$	Couche externe de béton négligé
$c$	Courbe de flambement, ou enrobage de béton au contour de l'élément en acier
$e$	Excentricité de charge
$e_f; t_f$	Épaisseur de la semelle du profilé
$e_w; t_w$	Épaisseur de l'âme du profilé
$E_a; E_{a,20^\circ C}$	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20°C de l'acier de construction
$E_s; E_{s,20^\circ C}$	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20°C de l'acier des armatures
$E_c$	Valeur caractéristique du module d'élasticité à 20°C du béton
$E_{c,sec,\theta}$	Valeur caractéristique du module sécant réduit du béton en situation d'incendie
$(EI)_{fi, eff}$	Rigidité flexionnelle effective à l'incendie
$\bar{E}_{a,q}; \bar{E}_{s,q}$	Valeur caractéristique du module d'élasticité dans le domaine linéaire de la courbe contrainte-déformation de l'acier de construction ou des armatures, à température élevée
$E_d; N_{sd}$	Valeur de calcul de l'effet des actions à la température normale
$E_{fi,d}; N_{sd,fi}$	Valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie et supposée indépendante du temps
$f_{ay, 20^\circ C}; f_{yk}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction à 20°C
$f_{sy, 20^\circ C}; f_{sk}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armatures à 20°C
$f_c, 20^\circ C; f_{ck}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique à 28 jours
$f_{c, q, 20^\circ C}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression résiduelle du béton sur éprouvette cylindrique, chauffé puis refroidie à 20°C
$f_{c,q}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique en situation d'incendie
$f_{a max,q}; f_{s max,q}$	Valeur caractéristique du niveau de contrainte maximum de la courbe contrainte-déformation tronqué de l'acier de construction ou de l'acier d'armature, en situation d'incendie
$G$	Action permanente
$h$	Hauteur de la section

$h_{w,fi}$ :	Hauteur d'âme négligée
$I_i ; I_{i,q}$ :	Moment d'inertie de flexion du matériau $i$
$k, k_q$ :	Facteur de réduction d'une résistance ou d'une propriété de déformation qui dépend de la température du matériau
$L$ :	Longueur du poteau (longueur d'épure entre planchers)
$L_q ; L_{fi}$ :	Longueur de flambement en situation d'incendie
$M$ :	Moment (en général) – Moment fléchissant
$M_{Rd}$ :	Valeur de calcul du moment fléchissant résistant
$M_{Sd}$ :	Valeur de calcul du moment fléchissant sollicitant
$M_{eq}$ :	Moment équivalent
$M_{pl}$ :	Moment plastique
$N_{fi, cr}$ :	Charge critique élastique de flambement à l'incendie (= charge de flambement d'Euler)
$N_{fi, pl, Rd}$ :	Valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie
$N_{fi, Rd} ; R_{fi,d,t}$ :	Valeur de calcul de la résistance d'un élément en compression axiale et en situation d'incendie (= résistance de calcul au flambement = charge portante de calcul en situation d'incendie, au temps $t$ )
$N_{b, Rd} ; R_d$ :	Résistance de calcul au flambement à température ambiante ( charge portante de calcul à température normale)
$N_{pl, Rd}$ :	Résistance plastique à la compression à température ambiante
$Q$ :	Action variable
$R30$	Ou $R60$ , élément satisfaisant au critère de résistance mécanique pendant 30 min, ou 60 min d'exposition au feu normalisé
$t$ :	Temps écoulé pendant l'exposition au feu

### Alphabet Grec

$\varepsilon$	Déformation, coefficient
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Déformation du béton correspondant à $f_{c,q}$
$\varepsilon_{ce,\theta}$	Déformation maximale du béton en situation d'incendie
$\lambda$	Facteur d'élanement
$h_{fi,t}$	Niveau de charge en situation d'incendie
$h$	Taux de chargement par référence à l'ENV 1994-1-1
$\bar{\lambda}_q$ :	Elancement non dimensionnel (élanement réduit)
$f$ :	Diamètre d'une barre
$\gamma_{M,fi}$ :	Coefficient partiel de sécurité d'un matériau en situation d'incendie
$c_z$ :	Facteur de réduction suivant l'axe $z$
$c, j$ :	Coefficient et facteur de réduction ou de correction
$\sigma$ :	Contrainte, ou constante de Stefan
$S_{i,q}$ :	Contrainte limite dans le matériau $i$ à température $\theta$
$\delta$	Rapport de contribution de l'acier
$\theta$	Température

$\theta_{f,t}$                     Température moyenne des semelles

$\theta_{c,t}$                     Température moyenne de calcul dans le béton

Lorsque d'autres symboles sont utilisés, ils sont définis au fur et à mesure.

### **Acronymes**

**ISO**                    International Organization for Standardization

**EC**                    Eurocode

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

### 1-1 Etat de la problématique au feu les constructions mixtes

La sécurité à l'incendie est une approche globale et logique d'un risque dont le caractère est complexe. Elle repose sur un certain nombre d'objectifs ou exigences fondamentales relatives à la sauvegarde des vies humaines et des biens. Afin de réaliser au mieux ces objectifs, il est nécessaire d'appliquer un certain nombre de mesures de prévention et de protection, qui peuvent être définies de la manière suivante :

1. réduire la probabilité de naissance de l'incendie ;
2. éviter ou ralentir la propagation du feu ;
3. assurer l'évacuation rapide des occupants avec une relative sécurité ;
4. Faciliter l'intervention des services de premier secours et celle du corps des sapeurs pompiers.

L'ingénieur qui étudie la structure des bâtiments est concerné par les points 2 et 3. En effet, il est chargé d'effectuer le calcul et le dimensionnement des éléments portants du bâtiment, en envisageant les différentes actions qui peuvent le solliciter ; parmi celles-ci, il doit prendre en compte l'incendie qui est considéré depuis ces dernières années dans la réglementation européenne par le biais des Eurocodes (01,02,03,04) comme étant une action accidentelle d'une manière analogue au séisme. A l'aide d'une bonne conception et un dimensionnement adéquat, il contribuera aux mesures précitées, à savoir :

- A la propagation du feu (point 2), pour ce qui concerne les éléments ayant une fonction portante et séparante (par exemple un plancher) et qui interviennent dans le compartimentage du bâtiment.

- A l'évacuation des occupants (point 3), pour ce qui concerne les éléments ayant une fonction soit portante et séparante (murs et planchers), soit portante uniquement (l'ossature des poutres et des colonnes).

Cependant, pour que ces mesures de compartimentage et de l'évacuation puissent réellement produire leurs effets, il est nécessaire que l'intégrité de la structure portante soient maintenue et reste stable durant un temps suffisant après le déclenchement de l'incendie. Bien sûr, la majorité des décès survenus aux occupants de bâtiments incendiés sont dus à l'asphyxie et aux brûlures plutôt qu'à un effondrement de la structure. Cependant, les personnes qui se sont retrouvées bloquées aux étages supérieurs d'un immeuble-tour dont la base est en flamme savent bien que leur survie dépend, autant que d'un bon compartimentage et d'une possibilité de fuite mais aussi de la stabilité des étages inférieurs. Les pompiers également qui, grâce à leur équipement spécial, sont amenés à intervenir dans des bâtiments

en proie en flammes, doivent compter sur une bonne résistance au feu de la structure. Enfin, même en dehors de toute considération relative aux personnes, on a intérêt à éviter l'effondrement d'un bâtiment afin de permettre des réparations et ainsi de réduire le coût lié à l'incendie (cas fréquents des entrepôts industriels).

Donc, une bonne résistance au feu de la structure est une condition non suffisante mais nécessaire pour limiter les effets néfastes d'un incendie.

La construction mixte a de tout temps été particulièrement bien adaptée à des sollicitations exceptionnelles. C'est ainsi par exemple que les cathédrales gothiques n'ont pu parvenir jusqu'à nous, malgré leur légèreté et les sollicitations exceptionnelles qu'elles ont eu à subir au cours de leur vie, que grâce à la mise en oeuvre généralisée d'une collaboration intime entre les pierres et les tirants de fer noyés dans les corniches continues en pierres ou disposés de manière visible sous forme de traverses horizontales stabilisant les vitraux [05].

De nos jours, la construction mixte acier-béton, réputée depuis longtemps comme bien adaptée à des sollicitations telles que celles engendrées par des tremblements de terre, des tassements anormaux et des vents exceptionnels, est de plus en plus considérée aussi actuellement comme convenant très bien pour les constructions auxquelles des exigences de sécurité au feu sont imposées. En plus de son caractère de compétitivité qui tend à s'affirmer de plus en plus, ce type de construction dispose, en effet comme le béton armé, d'une résistance au feu qui lui est propre naturellement et qui reste stable dans le temps. De plus, la construction mixte permet de combiner idéalement les avantages de ses composants pris séparément, à savoir notamment, pour les poutrelles en acier, un encombrement réduit, des facilités de préfabrication et d'assemblage, une bonne résistance aux tremblements de terre et, pour le béton, une diffusivité thermique faible, une mise en forme aisée, une bonne résistance à l'instabilité et de faibles valeurs du facteur de forme qui est le rapport entre les surfaces exposées au feu d'un élément et son volume [04].

## **1-2 Etat de la question et objectifs de ce travail**

L'évaluation par voie théorique de la résistance au feu des structures ou de l'un de ses éléments en béton est très complexe et s'avère peu appropriée à un dimensionnement au quotidien de l'ingénieur vu les moyens informatiques colossaux que cela nécessite. C'est suite principalement à l'inégale répartition de la température sur la section droite de l'élément de la structure soumis à des températures élevées allant jusqu'à plus de 1000°C.

L'EC4 partie 1-2 [04], propose deux méthodes approchées différentes pour justifier la résistance au feu des éléments de structures mixtes. La première utilise des tableaux de valeurs préalablement établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et de caractère empirique pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments mixtes vis-à-vis de leur résistance au feu. Son utilisation se montre en principe très largement sécuritaires, souvent d'une application facile et rapide, mais son domaine de validité gagnerait à être encore contrôlé et quelque peu élargi, sans avoir à passer par de nouveaux essais en laboratoire mais en utilisant les moyens de calcul avancés fondés généralement sur la méthode des éléments finis. Toutefois, cette méthode dite 'par valeurs tabulées' garde un intérêt réel, du moins au stade du dimensionnement à l'incendie en vue de choisir entre une solution mixte acier-béton et une solution en acier avec une

protection d'efficacité équivalente. La deuxième qui s'inscrit dans le cadre de ce travail est la méthode dite simplifiée qui fait référence à des formules analytiques ne concernant que des éléments de structures individuels. Son principe consiste de calculer l'effort résistant ultime de l'élément de la structure par une approche simplifiée qui est établie à partir des essais de laboratoire. Pour les poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé, il s'agit de l'Annexe F de l'EC4 1-2.

L'objectif fixé dans ce travail est en premier lieu de montrer, en considérant un exemple simple rencontré couramment dans la vie pratique de l'ingénieur, comment évaluer pour une durée de temps d'exposition au feu donné la capacité portante d'une colonne mixte acier-béton partiellement enrobée de béton et inversement comment estimer la résistance au feu de la colonne en fonction de la charge appliquée. Le second objectif consiste de traduire la procédure de calcul, en langage d'ordinateur, en mettant au point un programme de calcul capable d'optimiser le comportement au feu de la colonne qui implique plusieurs paramètres. Il s'agit en dernier lieu de montrer par le biais d'une analyse paramétrique appropriée l'effet de certains paramètres les plus influents sur le comportement de la colonne tels que le taux de chargement, l'enrobage des armatures et l'élancement.

### **1-3 Cheminement du travail suivi**

La présentation de ce travail sera effectuée comme suit :

Le chapitre suivant sera consacré à la revue bibliographique où nous allons en premier lieu rappeler les notions utiles générales relatives à la modélisation de l'incendie ayant trait à son développement et sa propagation, les moyens de prévention contre l'incendie et les exigences réglementaires de vérification de la résistance au feu des éléments de construction. C'est dans le but d'encrenner la problématique de la philosophie de l'incendie dans l'esprit du lecteur. En second lieu, seront décrits, pour des températures élevées, les propriétés mécaniques telles que préconisées par l'EC4 concernant les principaux matériaux résistants utilisés pour les poteaux mixtes en béton à savoir le béton, les aciers d'armatures et les aciers de construction. En dernier lieu, nous passerons à la présentation succincte, d'abord à température ambiante et ensuite en situation d'incendie, de l'essentiel des méthodes de calcul utilisées dans la littérature pour les colonnes mixtes.

Le chapitre trois portera sur la présentation du modèle de l'Annexe informative F de l'Eurocode 4 relative au calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible. Sera suivie ensuite d'une présentation détaillée d'un exemple de calcul d'un poteau supposé chargé centriquement justifiant sa stabilité à température ambiante et à température élevée.

L'avant dernier chapitre sera consacré à l'implémentation numérique où dans un premier temps nous décrivons le programme en spécifiant le fichier de données et l'organigramme de la procédure. Dans un deuxième temps, nous illustrons le programme établi par des applications numériques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton. Dans un troisième temps, nous

effectuons une analyse paramétrique appropriée sera effectuée afin de mettre en évidence certains paramètres clés les plus influents sur le comportement de la colonne.

Nous terminerons en guise de dernier chapitre, par une conclusion générale qui débouchera sur les orientations futures de ce thème de travail.

Cependant, nous allons d'abord donner un aperçu sur la construction mixte d'une manière générale (poutre, dalle, poteau...) en mettant en relief les avantages de ce mode de construction.

## 1-4 Aperçu général sur les constructions mixtes

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

- Les poutres mixtes,
- Les dalles mixtes,
- Les poteaux mixtes.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

### 1-4-1 Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton; elles peuvent être :

- des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton (fig.1-1). Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.

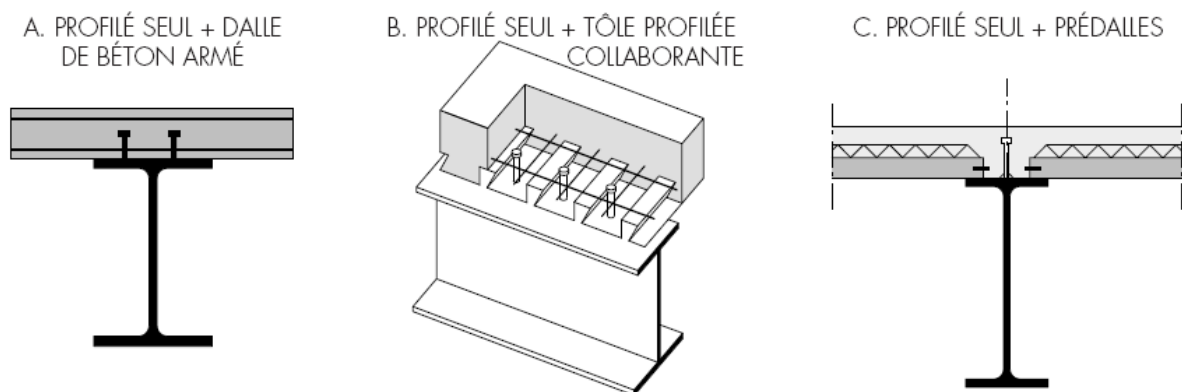


Fig. 1-1 Exemples de poutres mixtes [12], [13]

### 1-4-2 Les dalles mixtes

Les dalles mixtes sont des éléments structuraux mixtes horizontaux bidimensionnels soumises principalement à de la flexion, dans lesquels des tôles profilées en acier (fig.1-2 et 1-3):

- sont utilisées comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier ;
- et s'unissent ensuite structurellement au béton durci et agissent comme tout ou parti de l'armature de traction dans la dalle.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2 mm.

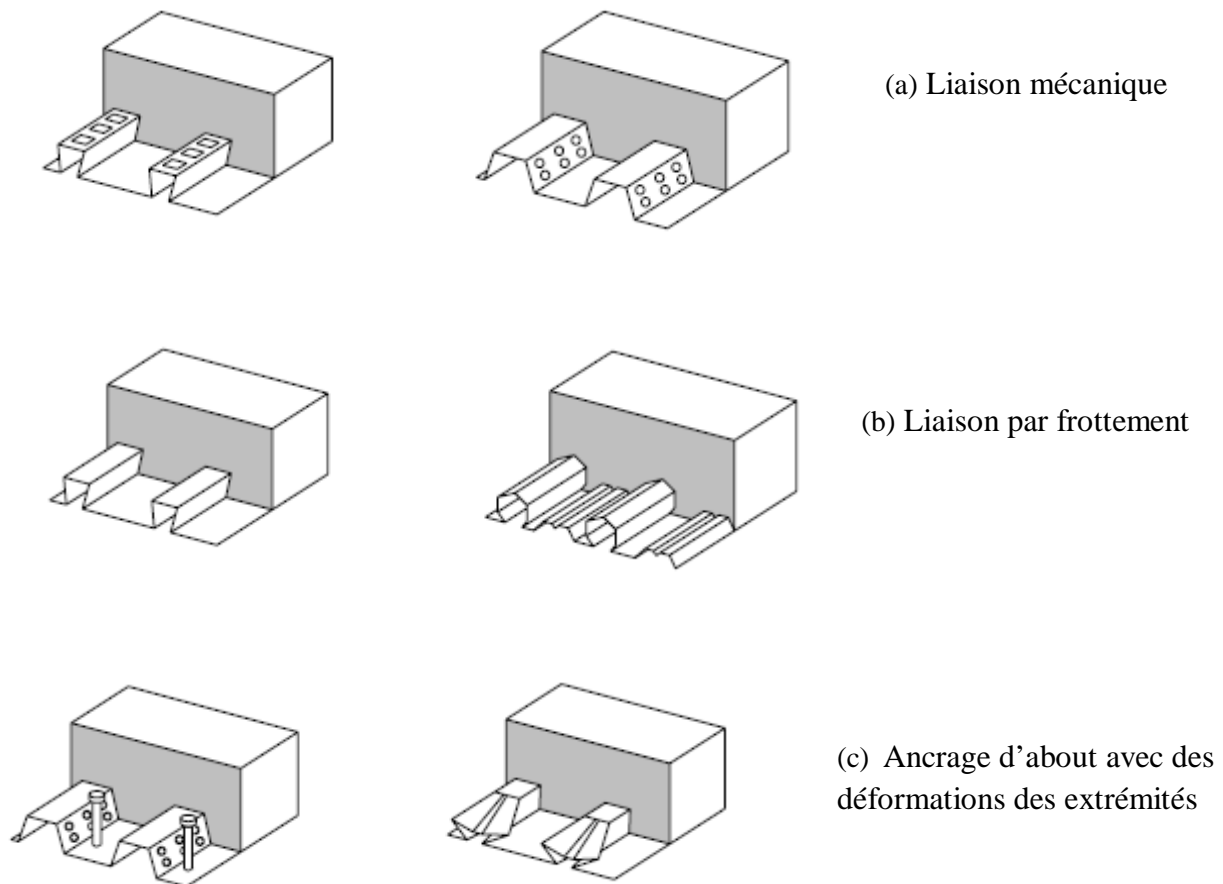


Fig. 1-2 Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

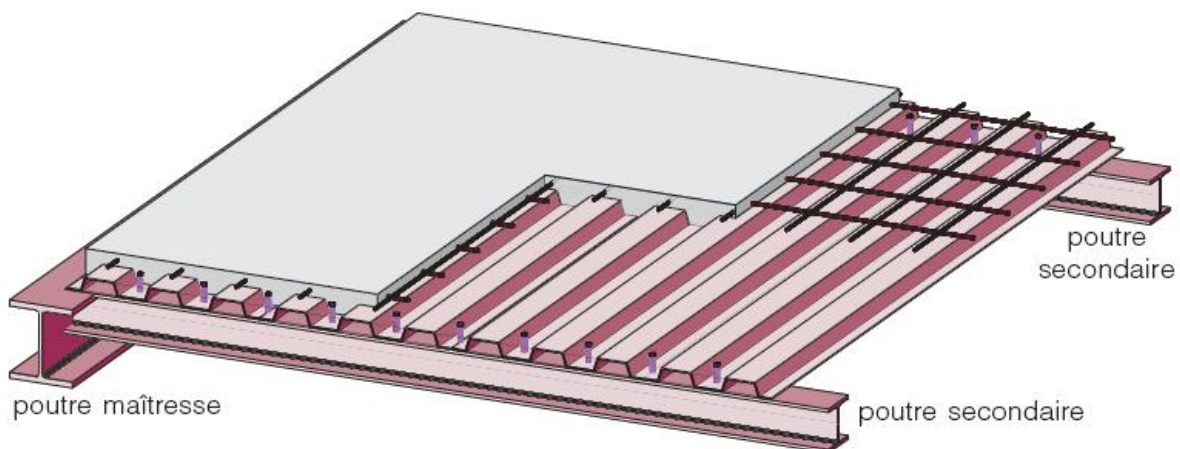


Fig. 1-3 Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte

### 1-4-3 Les poteaux ou colonnes mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non, ils sont soumis principalement à la compression et à la flexion.

Il existe principalement deux types de colonnes mixtes :

- les colonnes enrobées de béton, totalement ou partiellement (fig. 1-4)
- les colonnes remplies de béton, (fig. 1-5)

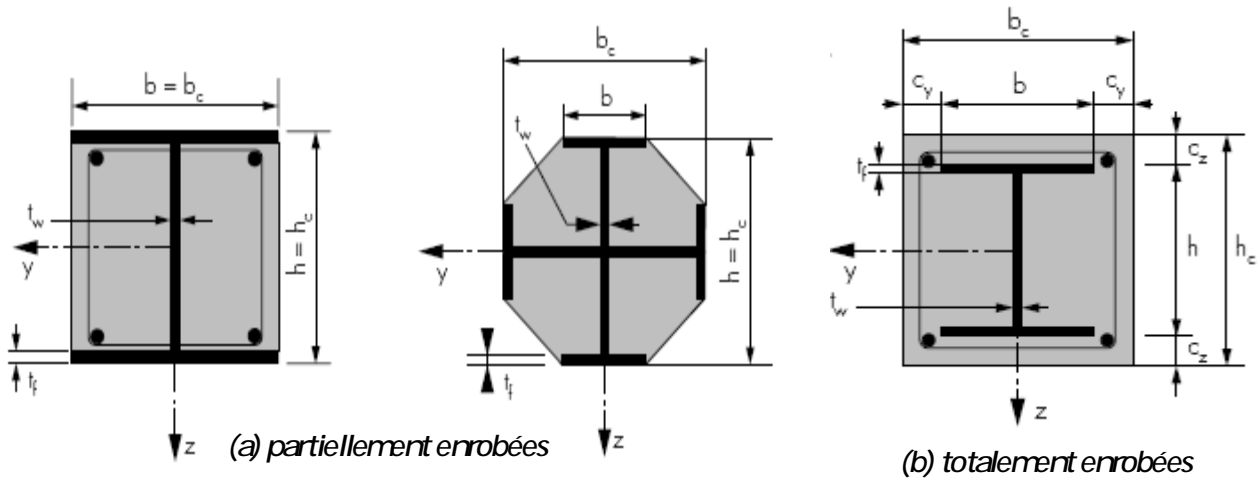


Figure 1-4 Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton

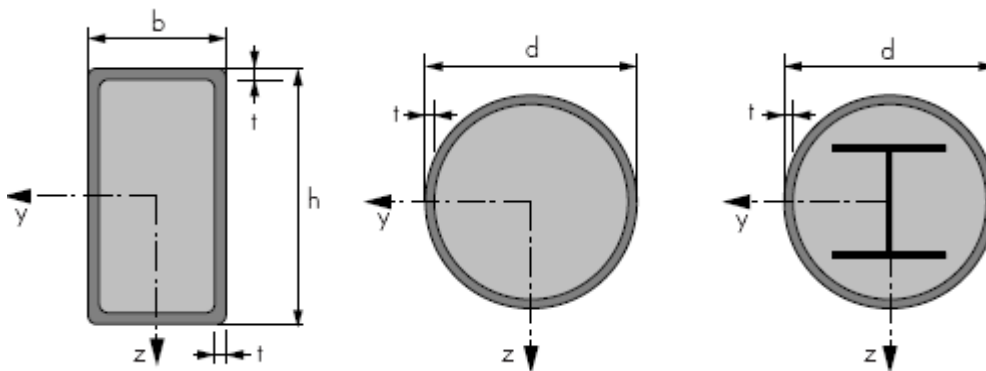


Figure 1-5 Exemple de colonnes mixtes remplies de béton

### 1-4-4 Utilisation des structures mixtes

Tout dimensionnement doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, la résistance au feu, de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux.

## **A- Aspect architectural**

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des poutres ou des poteaux, la construction mixte permet :

- des portées plus importantes ;
- des dalles mixtes plus minces ;
- des colonnes mixtes plus élancées.

et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

## **B- Aspect économique**

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et d'une construction plus rapide.

Les rapports portée sur hauteur ( $l/h=35$ ) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages:

- la réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture ;
- les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité ;
- pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages ;
- économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment ;
- coûts de financement plus faibles ;
- prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

## **C- Fonctionnalité**

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

## **D- Equipement et utilisation flexible du bâtiment**

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire devant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires. Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en co-propriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ses problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- dans les faux-plafonds
- dans un faux-plancher
- dans des caissons situés le long des murs

L'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

## **E- Montage**

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants:

- **Plate-forme de travail :**

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus construction d'autres éléments.

- **Coffrage permanent :**

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur. La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

- **Armatures :**

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister, en tant qu'armature, au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

- **Vitesse et simplicité de construction**

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m<sup>2</sup> de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m<sup>2</sup> de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

- **Produits à la qualité contrôlée**

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

### **1-4-5 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes**

La construction mixte autorise une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettre une préfabrication plus ou moins complète. Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages:

#### **Pour les dalles mixtes :**

- Un gain sur le poids total de la structure
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage

#### **Pour les poutres mixtes :**

- Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

#### **Pour les colonnes mixtes :**

- Une amélioration de la résistance au feu ;
- Une conservation des dimensions externes de la colonne d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir ;
- Augmentation de la tenue au flambement ;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

**NB :** Un inconvénient mineur des constructions mixtes réside dans le fait qu'elles sont légèrement plus compliquées comme méthode de construction par rapport aux méthodes traditionnelles; la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton peut constituer aussi un inconvénient. Mais pour les poteaux mixtes, il n'est pas obligatoire de placer les connecteurs. Ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

#### 1-4-6 Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2, EC3, EC4].

#### 1-4-7 Caractéristiques des matériaux

##### A- Acier de construction :

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance *d'acier* qui est définie par sa limite d'élasticité  $f_y$ .

L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113. Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E_a = 210000 \text{ N} / \text{mm}^2$
- Module de cisaillement :  $G_a = \frac{E_a}{2(1 + \nu_a)} = 80769 \text{ N} / \text{mm}^2$
- Coefficient de poisson :  $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$

Pour les calculs et la conception, l'eurocode3 (EC3) admet l'idéalisation de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique, comme indiquée sur la figure 1-6 sans branche descendante.

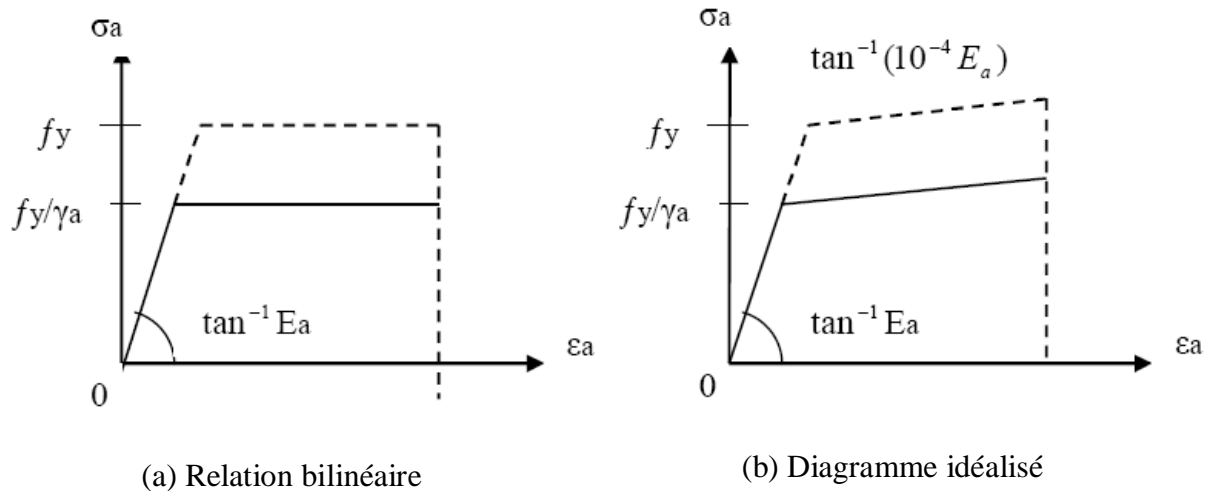


Figure 1-6 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'acier de construction sans branche descendante

### B- Acier d'armature

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%. Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction (fig. 1-7).

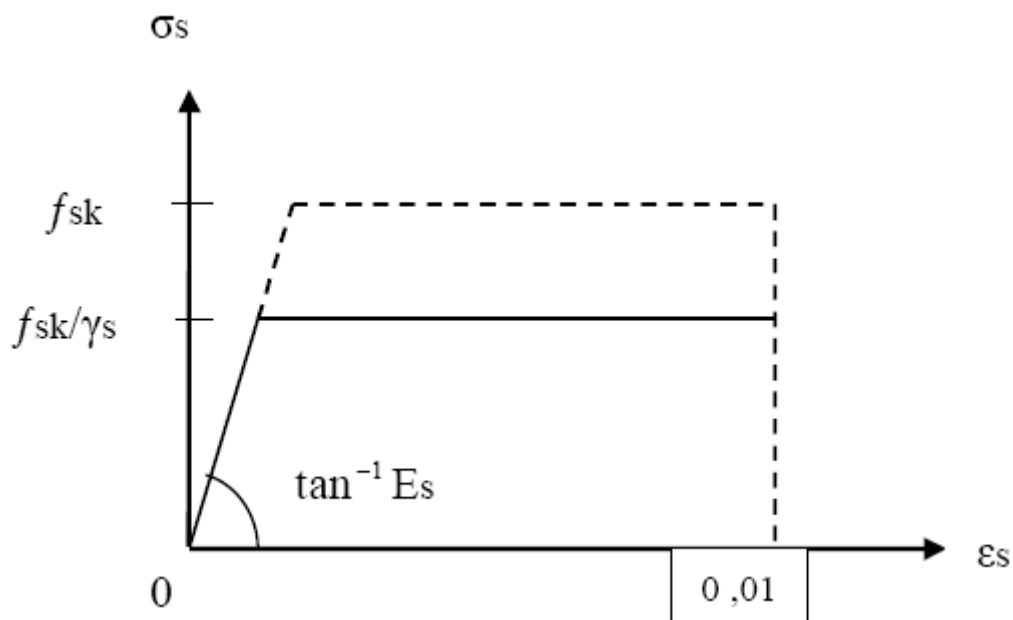


Figure 1-7 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature sans branche descendante

## C- Béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance. La relation contrainte-déformation conventionnelle est définie sur la figure 1-8 sans la branche descendante.

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50). Le module d'élasticité  $E$  du béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre. Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton.

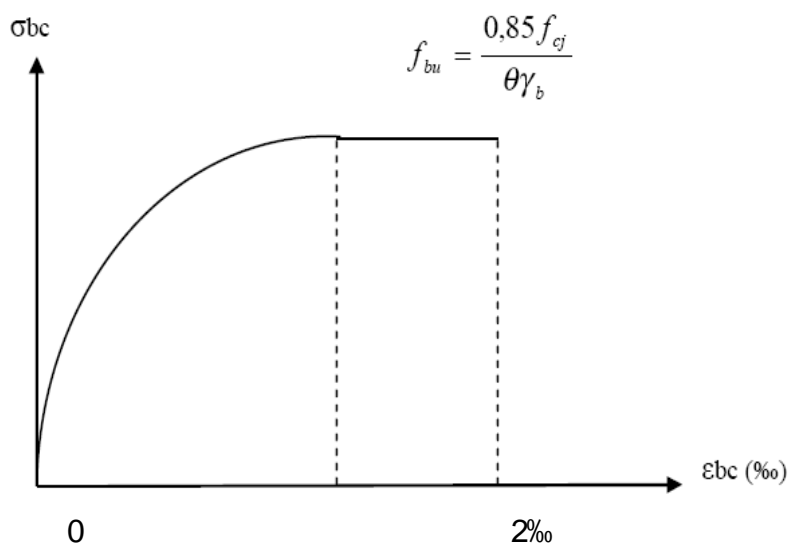


Figure 1-8 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour le béton

### 1-4-8 Les poteaux mixtes enrobés de béton

Les poteaux mixtes ont été employés pour les structures résistantes aux tremblements de terre, piles de pont soumises à l'impact du trafic, colonnes pour soutenir les réservoirs, plates-formes de chemins de fer, colonnes dans les gratte-ciel, ...etc.

L'enrobage complet d'une section d'acier permet généralement de satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires. Pour les sections partiellement enrobées (fig. 1-9), les prescriptions en matière d'incendie nécessitent un renforcement supplémentaire.

Les sections partiellement enrobées présentent l'avantage de servir de coffrage lorsqu'elles sont placées horizontalement. Un autre avantage important des sections partiellement enrobées est le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres.



Figure 1-9 Exemple de poteau mixte partiellement enrobée nécessitant généralement une protection à l'incendie.

A- Intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte :

L'intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte (voir tableau 1-1) réside dans la résistance au feu intégrée qu'il apporte en faisant l'économie des frais de coffrage et en permettant une préfabrication des pièces au sol. Cette résistance au feu n'est cependant pas automatiquement justifiée dans toutes les configurations statiques et pour toutes les classes de résistance au feu, en raison de l'exposition des ailes du profilé et de leur contribution relativement importante à température ambiante. La classe de résistance au feu est évaluable par le calcul et doit être établie dans chaque cas.

Tableau 1.1 Caractéristiques des colonnes mixtes entièrement ou Partiellement enrobées de béton

<i>Colonne entièrement enrobée</i>	<i>Colonne partiellement enrobée (largeur <math>\geq</math> 240 mm)</i>
Nécessité de coffrer le périmètre.	Pas de coffrage, sauf si difficultés de levage ou nécessité d'une surface très lisse ou structurée.
Bétonnage le plus souvent avant montage.	Bétonnage au sol, à plat, avant montage.
Ferraillage placé autour de la pièce en position finale montée.	Les armatures peuvent être préassemblées et posées rapidement.
Taux de ferraillage assez faible. On évite si possible les armatures, sauf dans les coins.	Pour une résistance au feu élevée, on a intérêt à ferrailler au taux maximum autorisé (6 %). Cependant, seuls 4 % seront pris en compte pour le calcul en service normal.
Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé.	Une peinture, remplissant en général une fonction esthétique, est appliquée sur les ailes apparentes.

Nombre de connecteurs réduit à la zone de transfert des charges entre le plancher et la colonne.	Une connexion mécanique (goujons ou autres) est nécessaire sur toute la hauteur de la colonne, afin d'éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.
Résistance au feu structurelle très élevée.	La résistance au feu structurelle requiert éventuellement un certain surdimensionnement par rapport au service normal.
Capacité de résistance limitée en phase de chantier; valeur finale atteinte après durcissement du béton.	Surcapacité importante en phase de chantier en raison du surdimensionnement nécessité par la résistance au feu.

### B- Liaison entre éléments structuraux d'un poteau partiellement enrobé :

Pour un profilé ne comportant du béton qu'entre les semelles uniquement, il y a lieu d'accorder le béton par des étriers (voir figure 1-10), et il convient de définir clairement un trajet de transmission des charges entre le béton et l'âme en acier c'est-à-dire soit :

- \* Les étriers traversant l'âme ;
- \* Les étriers seront soudés sur l'âme ;
- \* Les étriers seront solidaires des connecteurs de cisaillement par entrelacement.

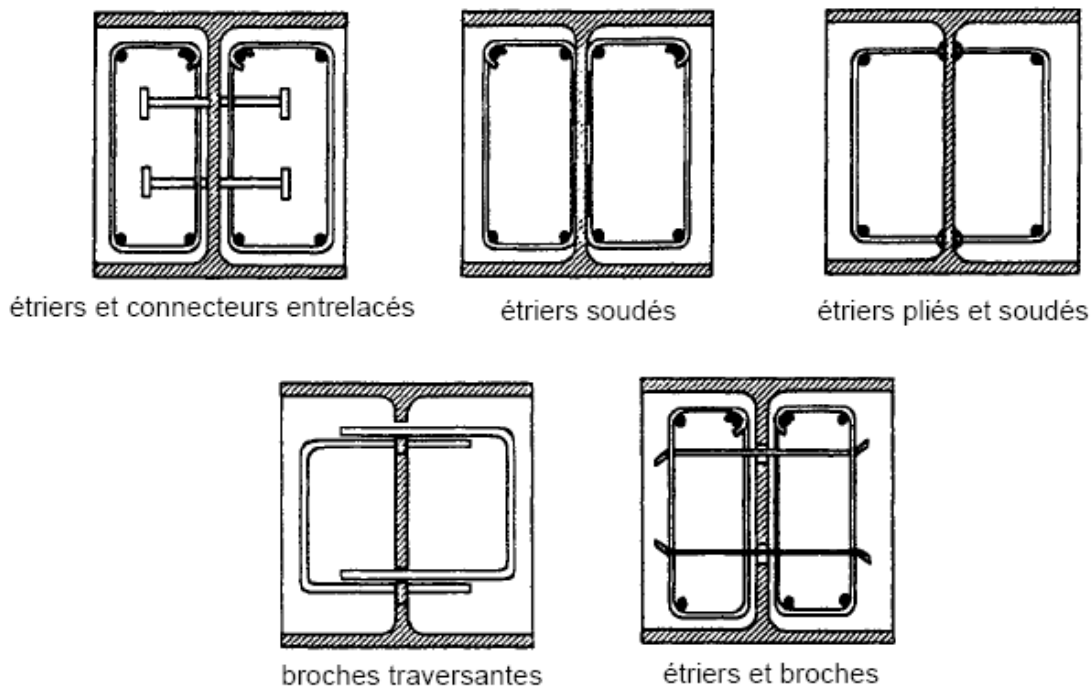


Figure 1-10 Exemples de connexions assurant une liaison entre éléments structuraux

## CHAPITRE 2

### **REVUE BIBLIOGRAPHIQUE**

#### **2-1 Généralités**

Ce chapitre consacré à l'analyse bibliographique comprendra principalement trois parties dont la première traite essentiellement l'état de la problématique de l'incendie dans les constructions. Ce qui permettra d'aborder plusieurs points liés à la notion de résistance au feu accompagnés d'explications afin de permettre d'enrichir la problématique dans l'esprit du lecteur et d'en comprendre la philosophie relative à l'incendie. La deuxième partie consiste de décrire, pour des températures élevées, les propriétés mécaniques préconisées par l'EC4 des principaux matériaux résistants utilisés pour les poteaux mixtes en béton. La dernière partie se rapporte à la présentation succincte, à température ambiante et en situation d'incendie, de l'essentiel des méthodes de calcul utilisées pour ce type de poteau.

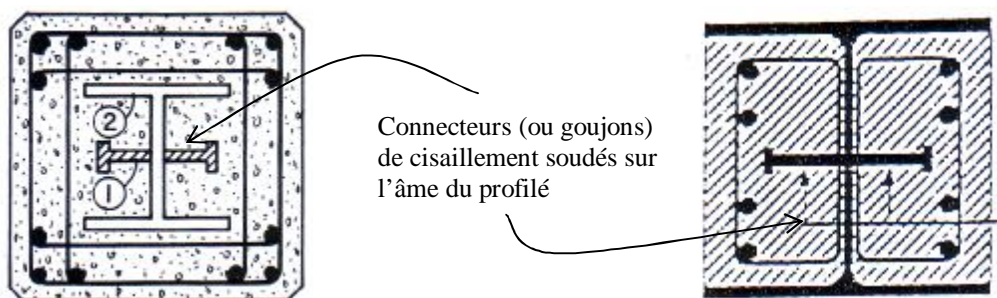
#### **2-2 Présentation des profilés enrobés de béton**

Des exemples typiques de sections transversales des poteaux mixtes enrobés de béton sont présentés dans la figure 2-1. Les plus couramment connues sont les sections mixtes totalement enrobées (fig.2-1-a) et les sections mixtes partiellement enrobées (fig.2-1-b). Ainsi, protégés contre le feu, ces poteaux peuvent être dimensionnés pour résister à la flexion double i.e charge axiale et moments fléchissants autour des deux axes principaux. Ce qui permet d'avoir, par exemple, un système de cadres rigides bi-directionnels en périphérie d'un bâtiment avec poteaux mixtes, constituant un système à la fois rigide et ductile afin de résister aux forces horizontales.

Le comportement au feu des poteaux mixtes enrobés de béton est différent des poteaux non enrobés. En effet, si le comportement au feu des poteaux en profil creux ou vide (i.e sans le béton) apparaît similaire à celui des constructions en acier traditionnelles c'est-à-dire que leur comportement, lorsqu'ils sont non protégés, dépend uniquement du degré d'utilisation (rapport entre la charge appliquée et la capacité portante du poteau dans des conditions de température ambiante) et de dimensions de la section transversale (habituellement représentées par le facteur de massivité) ; ce qui conduit en général à une résistance au feu assez limitée et rarement supérieure à 30 minutes. Dans le cas des profilés enrobés, le remplissage de béton ne sert pas seulement à une augmentation de la capacité portante et la rigidité du profil, mais il augmente également la résistance à l'incendie du poteau. Bien qu'à température ambiante, le profilé en acier constitue l'élément porteur principal, en situation d'incendie, avec l'élévation de température sa participation à la résistance du poteau décroît de plus en plus. Durant ce processus, par exemple dans le cas de la figure 2-1b, une redistribution des contraintes s'effectue depuis le profilé en acier, relativement chaud, vers le noyau du béton qui est relativement froid. Cette redistribution est particulièrement efficace lorsque l'on utilise du béton armé. Ceci s'explique par le rôle d'isolation thermique joué par

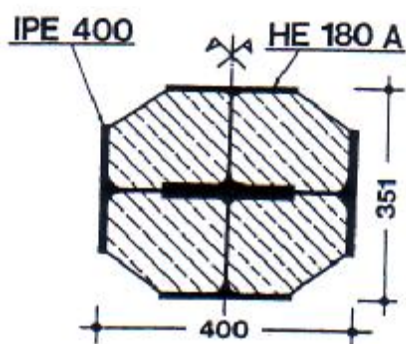
l'enrobage de béton qui entraîne une élévation de température relativement lente des armatures. Ces dernières ne perdent pas alors leur résistance que graduellement par rapport à la perte de résistance du profilé, lorsqu'il est directement exposé.

Le béton de remplissage augmente fortement la résistance à l'incendie du poteau qui en fonction du pourcentage d'armatures du béton peut atteindre, voire dépasser, 90 minutes sans nécessité d'ajouter une protection extérieure telle que les peintures intumescentes et les produits projetés [10].

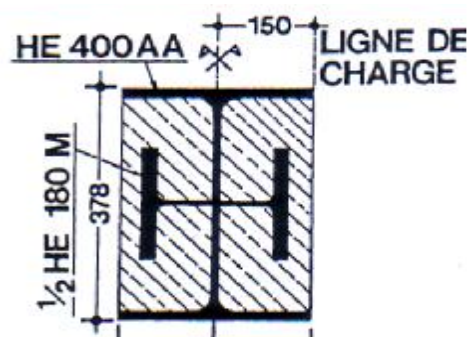


(a) profilé totalement enrobé

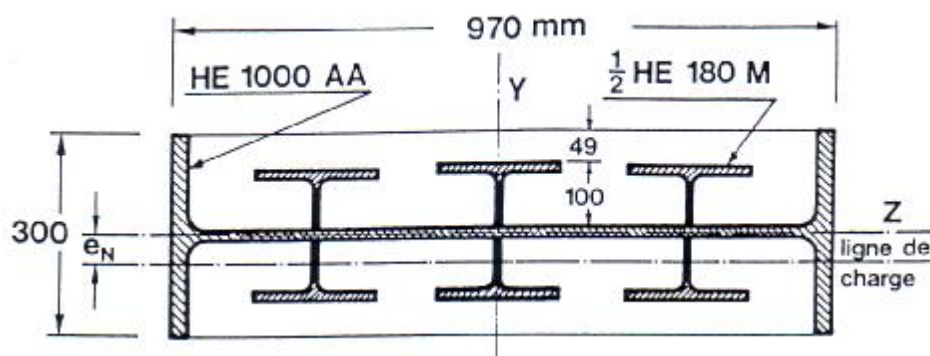
(b) profilé partiellement enrobé



(c) section mixte octogonale sans armatures [16]



(d) section mixte renforcée par des demi-coupes [16]



(e) Section d'une colonne mixte composée du profil HE 1000 AA et renforcée par 6 demi-coupes hors profil HE 180M [10]

Fig. 2-1 Différents types de sections transversales enrobées de béton

## 2-3 Notions clés liées au feu

Les paramètres qui gouvernent les conditions dans lesquelles un incendie réel peut prendre naissance et se développer, sont très nombreux. Chacun d'entre eux intervient d'une manière complexe pour influencer dans sa durée, sa violence et dont la façon dont il va affecter la structure. Parmi ces facteurs, nous pouvons citer, par exemple la quantité et la nature des matériaux combustibles, leurs dispositions dans le local incendié et les conditions de ventilation.

### 2-3-1 Naissance et développement d'un incendie

Pour qu'un incendie puisse naître et se développer, en général, trois éléments doivent être conjointement présents : un matériau combustible, de l'oxygène et une source de chaleur. Ces éléments forment ce qu'on appelle le triangle du feu tel que montré sur la figure 2-2. Les températures minimales d'auto-inflammation et de propagation sont liées à la nature du combustible, à sa forme, à sa surface et à sa porosité. L'oxygène est un élément essentiel du feu et la vitesse de combustion est influencée par l'apport de l'air frais.

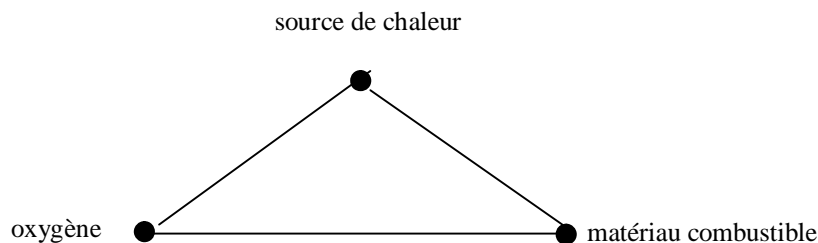


Figure 2-2 Triangle du feu

L'évolution des températures moyennes ambiantes en fonction du temps, relevées au cours d'incendies expérimentaux en grandeur réelle, est schématiquement représentée sur la figure 2-3. On peut en déduire trois phases.

D'après Bruls [05], au cours de la première phase dont la durée peut varier de 5 à 30 minutes, les températures restent relativement basses. Au cours de cette phase, les éléments de constructions ne sont guère sollicités thermiquement. Elle ne doit donc pas être prise en considération dans les calculs, ni dans les essais, tout au moins en ce qui concerne le problème de résistance au feu. C'est la phase dite initiale. Au cours de la deuxième phase, lorsque l'apport en air augmente, par suite, par exemple, du bris des vitrages, la production de chaleur et les températures croissent, et la sollicitation thermique des éléments de construction devient importante. Elle doit donc être prise en compte le plus soigneusement possible pour l'étude de la résistance au feu. C'est la phase de combustion. Au cours de la dernière phase dite d'extinction ou de refroidissement, le feu s'éteint ou tend à s'éteindre ; la température du local incendié diminue au cours du temps, mais demeure suffisamment élevée pour continuer à exercer son action destructive sur les éléments.

## **A- La charge d'incendie ou capacité calorifique**

Par définition, la charge d'incendie ou la charge calorifique représente l'énergie calorifique libérée lors de la combustion complète de la charge constituée par les matériaux combustibles, y compris ceux constituant les éléments de construction, contenus dans le local considéré et rapporté à l'unité de surface du plancher.

Pour des raisons historiques, la charge d'incendie est remplacée généralement par une "charge équivalente de bois", exprimée en  $\text{kg/m}^2$ , i.e par une masse de bois, qui dégagerait la même quantité d'énergie, dans des conditions normalisées, que la masse effective de matériaux combustibles. En principe, elle doit être affectée d'un coefficient d'utilisation qui tiendrait compte du fait que la majorité des matériaux ne se consomment pas entièrement et ne libèrent donc pas la totalité de l'énergie qu'ils contiennent, ainsi que du mode de répartition de ces matériaux, de l'importance de leur surface par rapport à leur masse, de leur aération...

A titre d'information, on donne quelques ordres de grandeurs moyennes de charges d'incendies par type de bâtiment, en  $\text{kg bois/m}^2$  [05].

- Bâtiments administratifs :  $50 \text{ kg/ m}^2$  de plancher, maximum :  $90 \text{ kg/ m}^2$
- Logements:  $15 \text{ kg/ m}^2$ , maximum :  $35 \text{ kg/ m}^2$
- Ecoles:  $15 \text{ kg/ m}^2$ , maximum :  $50 \text{ kg/ m}^2$
- Bâtiments industriels : très variable, maximum :  $120 \text{ kg/ m}^2$  sauf cas exceptionnel.
- Bâtiments hospitaliers :  $20 \text{ kg/ m}^2$ , maximum :  $50 \text{ kg/ m}^2$ .

## **B- Régimes de combustion dans un compartiment incendié**

La deuxième phase de l'incendie est caractérisée par sa durée, l'évolution des températures et la quantité de chaleur dégagée. Cette durée et cette évolution dépendent du coefficient de la ventilation, des caractéristiques du combustible, ainsi que de la nature et des caractéristiques thermiques des parois. Par contre, la quantité de chaleur dégagée est essentiellement conditionnée par la charge d'incendie.

On distingue essentiellement deux régimes de combustion :

1°) Pour une charge d'incendie importante et une ventilation limitée, l'incendie est dit contrôlé par la ventilation. Dans ce cas, une augmentation de la ventilation provoque une élévation de la température dans le compartiment, une augmentation de la vitesse de combustion et une diminution de la durée de l'incendie.

2°) Pour une charge d'incendie faible et une ventilation importante, l'incendie est dit contrôlé par les caractéristiques de surface du combustible. Dans ce cas, une augmentation de la ventilation provoque une baisse de la température, mais n'influence que faiblement la vitesse de combustion et la durée de l'incendie.

Les températures les plus élevées sont observées dans la zone de transition entre les deux régimes précédents, c'est-à-dire aux alentours du rapport stoechiométrique (figure 2-4, courbe 1). Pour tous les autres cas, les températures atteintes dans le local incendié sont moins élevées (courbe 2). Il en ressort clairement que l'évolution de la température dans le temps pendant un incendie peut varier fortement d'un cas à l'autre.

### C- Incendie normalisé, Norme ISO834

Dans un souci de faciliter l'analyse de la résistance au feu des structures, aussi bien pour les essais que pour les calculs numériques, un programme thermique conventionnel, matérialisant l'action des incendies dans un bâtiment avec petits compartiments, a été adopté au niveau international (Norme ISO834).

Dans ce cas, l'élévation de température à laquelle est soumis un élément est conforme à la relation suivante :

$$q - q_0 = 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (2-1)$$

Où  $t$  est le temps [min.]

$\theta$  est la température [°C] à laquelle sera soumis l'élément de structure au temps  $t$ ,

$\theta_0$  est la température initiale, généralement prise égale à 20 °C.

La courbe représentant cette fonction, connue sous le nom de courbe « ISO standard », est présentée sur la figure 2-5. De manière simplifiée, il peut être retenu que cette courbe atteint environ 500 °C après seulement 3 minutes et plus de 1000 °C après 90 minutes. Par ailleurs, il convient de signaler que la courbe ISO est assez différente de celle adoptée pour l'incendie réel. Cette courbe, souvent considérée comme une courbe enveloppe des incendies réels, présente un aspect plus défavorable, d'une part par un échauffement très rapide lors des premières minutes, et d'autre part par l'absence de phase de refroidissement (température sans cesse croissante).

La courbe représentative de la fonction ci-dessus est dite 'courbe température-temps normalisée' ou 'courbe ISO' et est donnée à la figure 2-4. On considère souvent la courbe ISO comme une courbe enveloppe d'incendies réels bien que, dans un certain nombre de cas, on observe un dépassement des valeurs théoriques après 20 ou 30 min. Néanmoins, la sollicitation thermique correspondant à la courbe ISO peut être considérée comme assez sévère.

Température,  $\theta$

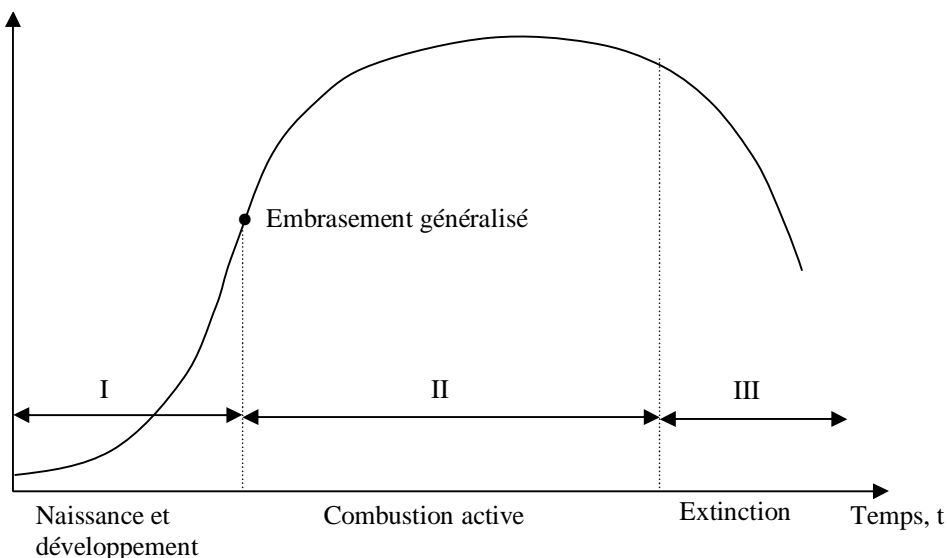


Figure 2-3 Evolution de la température lors d'un incendie réel

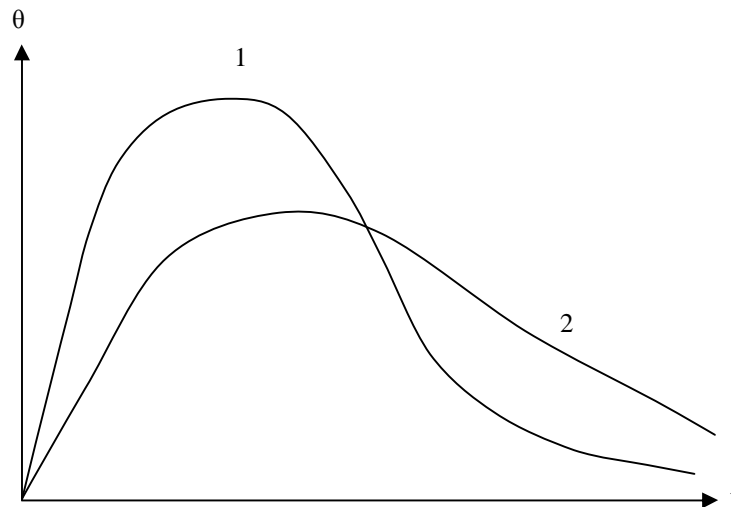


Figure 2-4 Evolution de la température en fonction du régime de combustion

### 2-3-2 Notion de résistance au feu

Les éléments de construction, lorsqu'ils sont soumis à l'action d'un incendie, subissent un accroissement de leur température interne. Etant donné que les propriétés mécaniques (résistance, rigidité...) des matériaux de construction se dégradent au fur et à mesure de l'élévation de température, un élément de structure se déforme et peut même s'effondrer : ce qui entraîne le concept de « durée de résistance au feu ».

#### A- Définition de la résistance au feu

La résistance au feu d'un élément de construction, d'un ensemble d'éléments ou d'une construction entière, est définie par la durée pendant laquelle cet élément ou cette construction continue à remplir le rôle qui lui est dévolu malgré l'action de l'incendie.

On considère à cet égard diverses résistances au feu.

Selon les Eurocodes [02,03,04], la résistance au feu d'un élément de construction est appréciée en fonction des 3 critères suivants :

- résistance mécanique
- étanchéité aux flammes
- isolation thermique.

La résistance mécanique correspond à l'état limite ultime. On reconnaît comme étant des états limites ultimes :

- l'épuisement de la capacité portante ;
- l'atteinte d'un niveau de déformation (flèche) incompatible au maintien de la fonction portante ;
- la perte d'équilibre par instabilité sous charge.

Pour des poutres ou planchers essayés sur four, l'état limite ultime d'après l'EC2 est associé à une valeur limite de la flèche ( $f/l \leq 1/30$ ). Vu les résultats souvent erronés dans certains cas, ce critère est associé à une valeur limite de la vitesse de déformation.

L'étanchéité aux flammes a pour but d'éviter la propagation directe des flammes à travers des fissures ou ouvertures dans un élément de construction. L'isolation thermique a comme objectif de limiter les températures de la face non exposée de l'élément soumis à l'incendie.

Selon les fonctions remplies par l'élément de construction, un ou plusieurs critères énumérés ci-dessus sont d'application.

- Si l'élément n'a qu'une fonction portante, par exemple un élément d'ossature (poutre ou colonne), c'est uniquement le critère de résistance mécanique qui doit être satisfait.
- Si l'élément n'a qu'une fonction séparante, par exemple une cloison, l'élément doit satisfaire aux critères d'isolation thermique et d'étanchéité aux flammes. Il va de soi qu'un tel élément ne peut s'effondrer prématurément, ce qui signifierait la fin du compartimentage.
- Si l'élément a une fonction portante et une fonction séparante, il doit satisfaire aux 3 critères.

Pour les éléments de structure n'ayant qu'une fonction porteuse, tels que les poteaux et les poutres, la durée de résistance au feu se définit comme la durée pendant laquelle l'élément, soumis aux conditions de feu conventionnel, est capable de résister à la charge mécanique applicable à la situation d'incendie.

Compte tenu du caractère conventionnel de la courbe thermique normalisée, la durée de résistance au feu est aussi essentiellement une quantité conventionnelle. Elle ne doit pas être interprétée comme le temps disponible pour évacuer un bâtiment, mais comme un moyen pratique, suffisamment représentatif, pour classer les éléments de construction vis-à-vis de leur performance au feu. Les exigences de résistance au feu dépendent des circonstances (comme la hauteur et l'occupation du bâtiment, la charge d'incendie) et diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre. Les quatre valeurs les plus couramment utilisées dans la réglementation incendie européenne sont 30, 60, 90 et 120 minutes (R30, R60, R90 et R120), cette dernière représente un maximum pratique.

## **B- Principe de vérification de la résistance au feu**

Le problème des actions et des résistances ultimes à considérer pour une structure soumise à un incendie n'est qu'un élément, essentiel sans doute, du problème beaucoup plus vaste de la sécurité d'une structure contre les dommages causés par le feu. Une telle sécurité est assurée par la protection active et la protection passive. Alors que la protection active tend à réduire la probabilité d'arrivée d'un incendie, la protection passive a pour but d'assurer un comportement adéquat des différentes composantes et de l'ensemble d'un bâtiment lorsqu'un incendie s'est produit. La sécurité exigée ou le niveau de probabilité de ruine acceptable dépendent du type de la destination, de l'importance du bâtiment, du mode de rupture, des conséquences d'une ruine éventuelle. En pratique, les critères de performance sont vérifiés en

comparant directement ou indirectement la durée de résistance au feu imposée à la durée de résistance estimée par calcul ou essai.

La durée de résistance au feu imposée dépend du type et de la destination du bâtiment, de la charge incendie, de l'importance de l'élément pour la stabilité générale de la structure portante. Habituellement, elle est spécifiée par les autorités compétentes qui se basent sur des lois existantes qui tiennent compte des incertitudes inhérentes aux phénomènes en jeu et sont donc évaluées avec une certaine sécurité, inconnue à priori. La résistance au feu imposée est donc plus grande que la résistance au feu strictement nécessaire pour les opérations de secours.

La durée de résistance au feu estimée par essai ou par calcul doit être au moins aussi grande que la résistance au feu imposée. Afin de réaliser un dimensionnement économique, il importe d'ailleurs que ces deux quantités soient aussi proches que possibles l'une de l'autre.

Pour estimer la résistance au feu, il faut s'assurer que les modèles utilisés sont choisis avec un certain degré de sécurité. De cette manière, la résistance au feu réelle de l'élément dans la structure sera au moins aussi grande que la valeur estimée. Il importe cependant de ne pas aboutir à des valeurs trop éloignées l'une de l'autre, ce qui signifierait une sécurité exagérée, donc antiéconomique. Ce que nous illustrons au moyen du schéma et de la figure 2-6 et 2-7.

Il faut néanmoins bien garder à l'esprit que le principe de la vérification est effectué vis-à-vis de l'incendie normalisé, ce qui représente une situation conventionnelle dont on sait qu'elle est parfois éloignée de la réalité. Une des conséquences sur laquelle il est peut être utile d'insister est qu'il ne faut pas faire d'amalgame entre **la durée de résistance à un incendie normalisé**, qu'elle soit obtenue par calcul ou qu'elle résulte d'un essai, et **la durée qui s'écoulera lors d'un incendie avant que la structure ne s'effondre**. Un incendie réel peut en effet présenter un caractère plus sévère, ou moins sévère, que l'incendie normalisé.

Il est possible de prouver l'exigence de résistance au feu de 3 manières différentes, qui sont équivalentes et aussi acceptables l'une que l'autre [05]. Celles-ci sont illustrées à la figure 2-7 qui est valable pour une structure simple caractérisée par une température  $\theta_d$  et par une sollicitation  $E_{fi,d}$  qui est constante au cours du temps, une barre d'acier en traction par exemple. On a aussi représenté sur le graphe supérieur de la figure la diminution progressive de la résistance  $R_{fi,d}$  et sur le graphe inférieur la valeur de la température qui amène à la ruine  $\theta_{cr,d}$ . La ruine survient après le temps  $t_{fi,d}$  au moment où la résistance est égale à la charge appliquée, ce qui se marque aussi par le fait que la température est égale à la température critique. La durée de résistance prescrite est  $t_{fi,req}$ .

La vérification peut se faire :

1. En terme de durée, voir 1 sur la figure :

$$\text{durée de résistance } t_{fi,d} > \text{durée requise } t_{fi,req} \quad (2-2a)$$

2. En terme de résistance, voir 2 sur la figure :

$$\text{résistance } R_{fi,d} > \text{effet des actions } E_{fi,d} \text{ au temps } t = t_{fi,req} \quad (2-2b)$$

3. En terme de température, voir 3 sur la figure :

$$\text{température } \theta_d < \text{température critique } \theta_{cr,d} \text{ au temps } t = t_{fi,req}. \quad (2-2c)$$

Quelque soit le type de vérification envisagé parmi les trois types présentés ci-dessus, la vérification doit se faire à l'état limite ultime. En pratique, la vérification en terme de température ne peut se faire que si la température de l'élément est uniforme, comme pour certains éléments en acier, ou si la ruine est conditionné par le comportement d'un élément que l'on peut caractériser par sa température, comme une poutre ou une dalle en béton dont le comportement est conditionné par la température des armatures inférieures. Cette vérification en terme de température n'est évidemment pas possible si le champ de température est non uniforme, comme dans les éléments mixtes acier-béton par exemple.

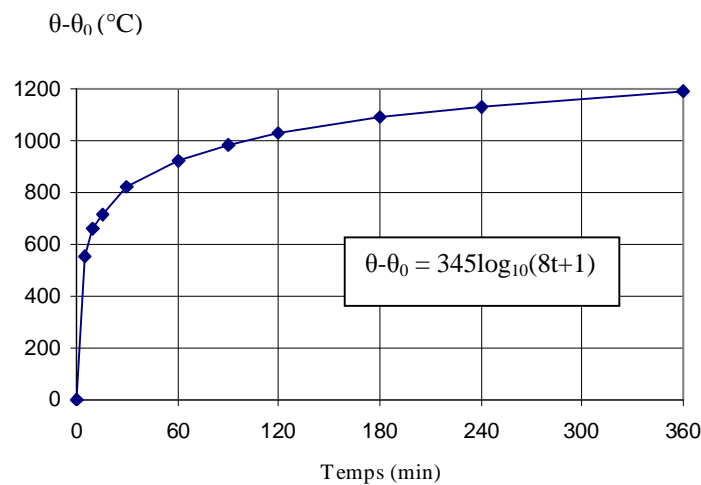


Figure 2-5 Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu

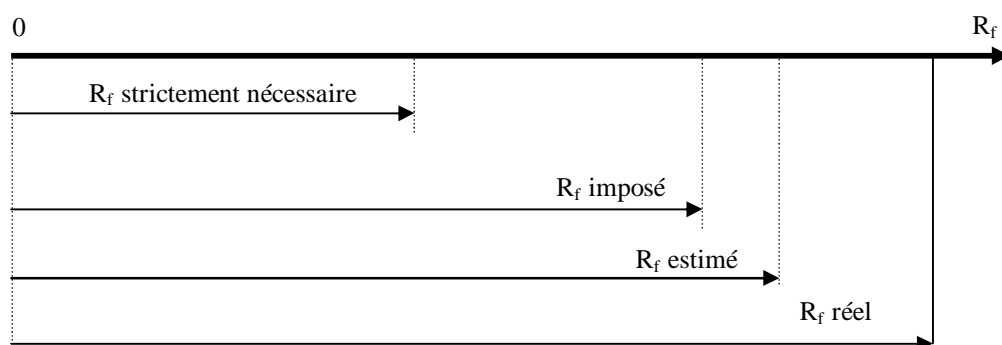


Figure 2-6 Schéma de vérification de la résistance au feu

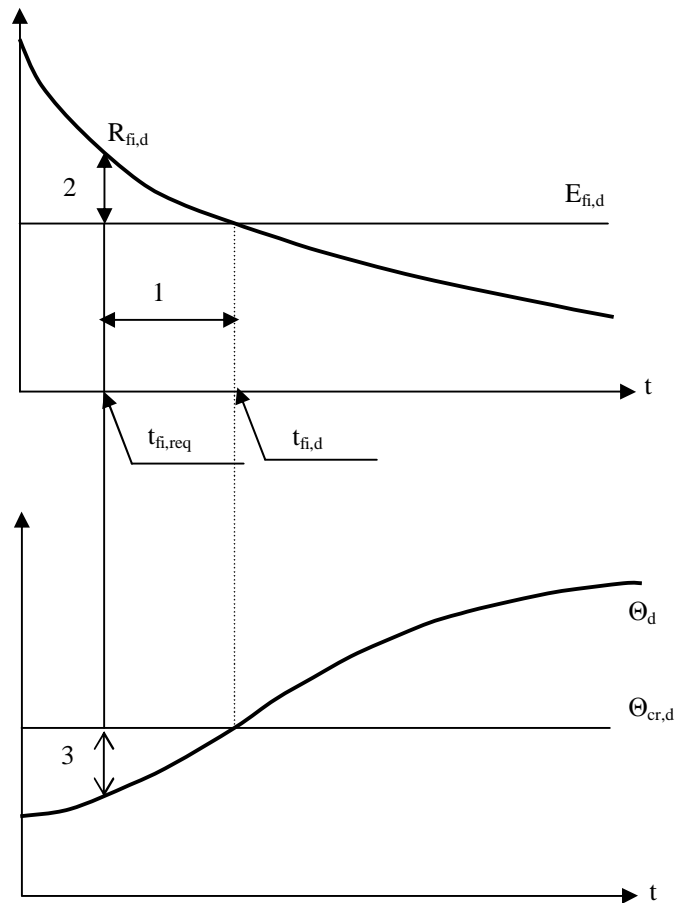


Figure 2-7 Trois vérifications équivalentes de résistance au feu [11]

## 2-4 Evolution en fonction de la température des propriétés mécaniques

Comme propriétés thermo- mécaniques d'un matériau donné  $i$  comme illustré sur la figure 2-8, nous avons en général: la résistance à la compression (ou limite d'élasticité efficace)  $f_{i\max}(T)$ , la contrainte élastique (ou la limite de proportionnalité)  $f_{iy}(T)$  le module d'élasticité ( ou la pente du domaine élastique linéaire, à l'origine)  $E_0^i(T)$ , la déformation élastique linéaire  $e_y^i(T)$ , la déformation plastique  $e_{\max}^i(T)$ , la déformation ultime  $e_u^i(T)$  et la déformation limite en élasticité  $e_e^i(T)$ .

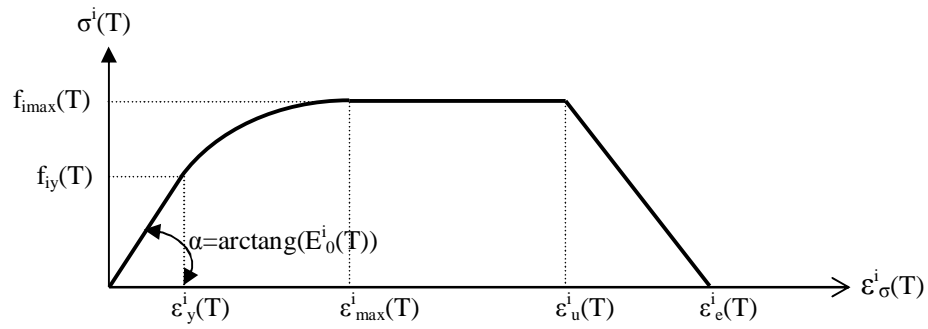


Figure 2-8 Modèle de la relation contrainte-déformation-température d'un matériau i

Les courbes d'évolution conventionnelles retenues par le document normatif de l'Eurocode 4 partie 1-2 pour chacun des matériaux résistants constituant un poteau mixte à savoir l'acier de construction, le béton et l'acier d'armatures sont récapitulées ci-après. Les valeurs des propriétés sont des valeurs caractéristiques et les caractéristiques mécaniques à 20°C sont celles indiquées dans l'ENV 1993-1-1 relative au calcul à température normale [01].

#### 2-4-1 Acier de construction

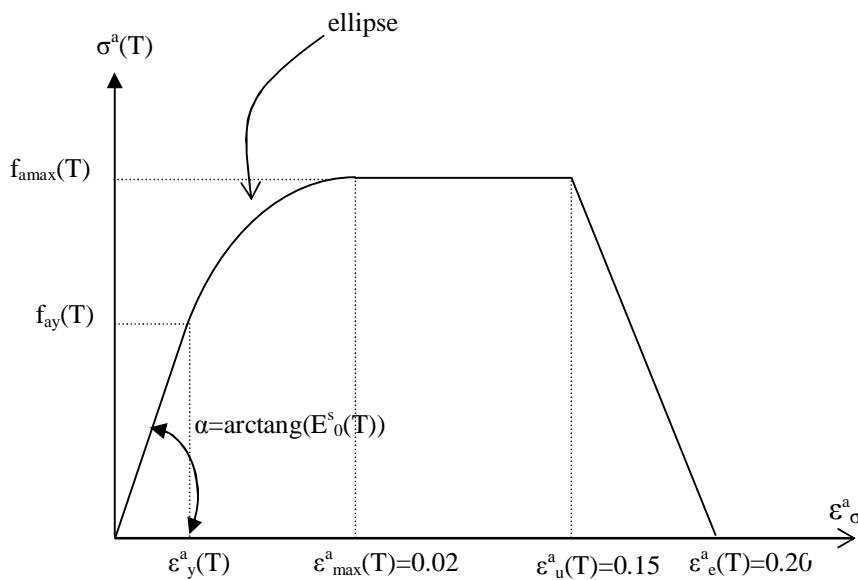


Figure 2-9 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée

La pente du domaine élastique linéaire  $E_a(T)$ , la contrainte élastique  $f_{ay}(T)$  et la résistance à la compression  $f_{amax}(T)$  sont définies, en fonction des facteurs de réduction  $k_i(T)$ , dans le tableau 2-1 et graphiquement sur la figure 2-10.

Température de l'acier T (°C)	Facteurs de réduction à température T		
	Facteur de réduction de la résistance à la compression $k_{\max,T} = f_{a\max}(T) / f_{s\max}(20^\circ\text{C})$	Facteur de réduction de la contrainte élastique $k_{a_y,T} = f_{a_y}(T) / f_{sa\max}(20^\circ\text{C})$	Facteur de réduction du module d'élasticité $k_{E,T} = E_a(T) / E_a(20)$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	1.00	0.81	0.90
300	1.00	0.61	0.80
400	1.00	0.42	0.70
500	0.78	0.36	0.60
600	0.47	0.18	0.31
700	0.23	0.08	0.13
800	0.11	0.05	0.09
900	0.06	0.038	0.068
1000	0.04	0.025	0.045
1100	0.02	0.013	0.023
1200	0.00	0.00	0.00

Note : Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée

Tabl. 2-1 : Facteurs de réduction  $k_a(T)$  pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

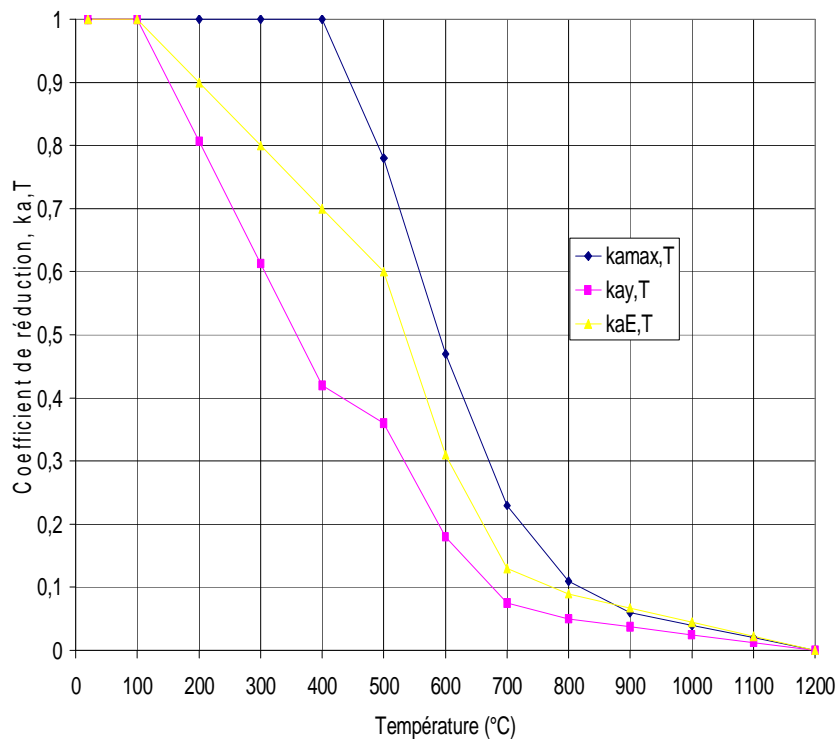


Fig. 2-10 Variation en fonction de la température des facteurs de réduction  $k_a,T$  pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

Un exemple de représentation graphique des relations contrainte-déformation pour différentes températures, sans écrouissage, est illustré sur la figure 2-11.

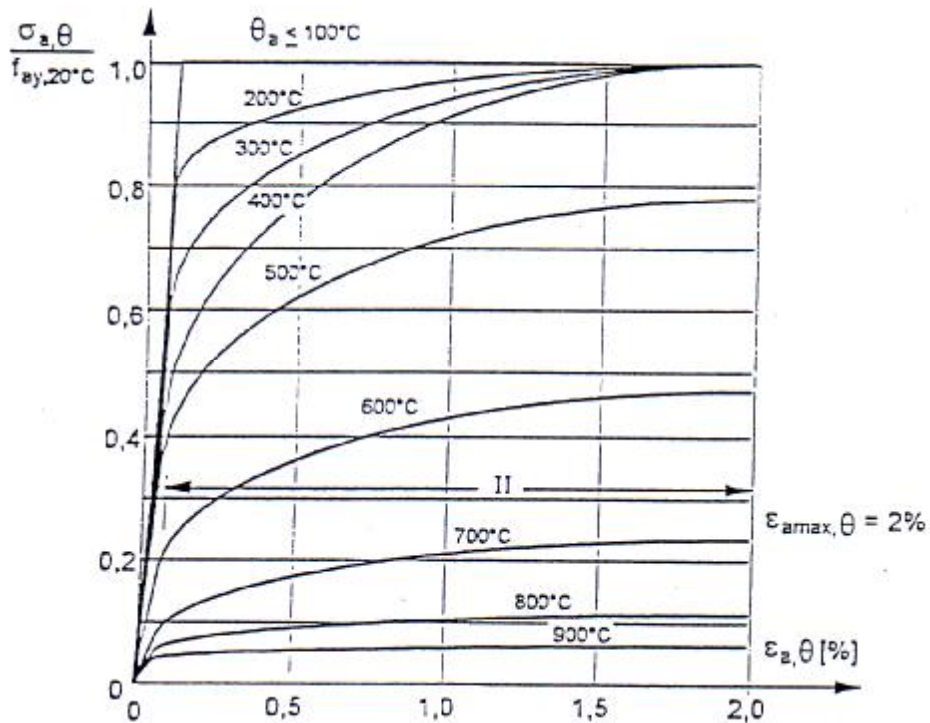


Fig. 2-11 Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235 jusqu'à une déformation de 2% [04]

#### 2-4-2 Béton

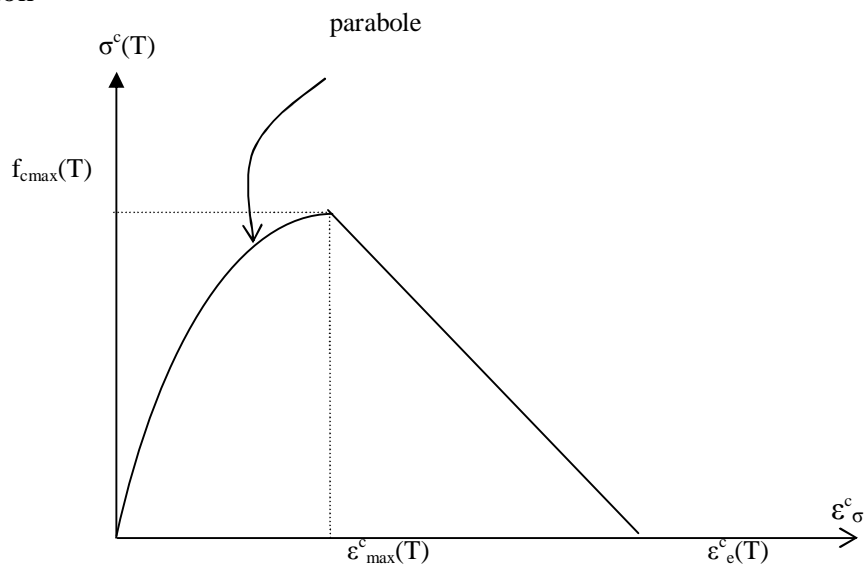


Fig. 2-12 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation du béton à température élevée

La résistance à la compression  $f_{c\max}(T)$ , la déformation ultime  $e_u^c(T)$  et la déformation limite en élasticité  $e_e^c(T)$  sont définies dans le tableau 2-2 et graphiquement sur la figure 2-13.

Température du béton (°C)	$k_{c,T} = \frac{f_{c\max}(T)}{f_{c\max}(20^\circ C)}$	$e_u^c(T) \times 10^3$	$e_e^c(T) \times 10^3$
20	1	2.5	20.0
100	0.95	4.0	23.0
200	0.90	5.5	26.0
300	0.85	7.0	28.5
400	0.75	10.0	32.5
500	0.60	15.0	38.0
600	0.45	25.0	47.5
700	0.30	25.0	48.5
800	0.15	25.0	50.5
900	0.08	25.0	52.5
1000	0.04	25.0	55.0
1100	0.01	25.0	57.5
1200	0	-	-

Tabl.2-2 Variation en fonction de la température du facteur de réduction  $k_{c,T}$ , de  $e_u^c(T)$  et de  $e_e^c(T)$

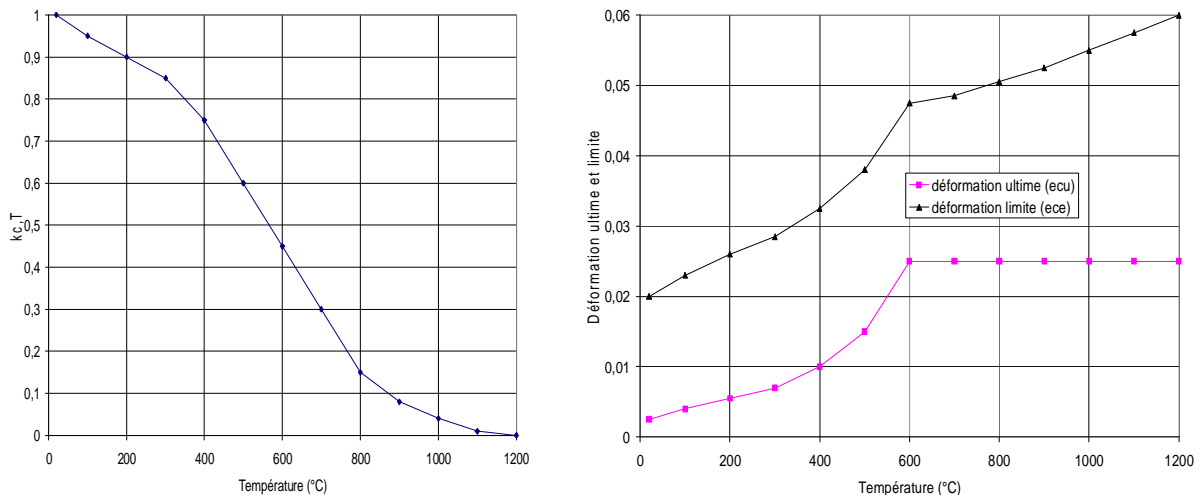


Fig. 2-13 Variation en fonction de la température du facteur de réduction  $k_{c,T}$ , de  $e_u^c(T)$  et de  $e_e^c(T)$  pour les relations contrainte-déformation du béton

Une représentation graphique des relations contrainte-déformation pour différentes températures [20, 200, 400, 600°C] sans l'écroutissage, est donnée sur la figure 2-14.

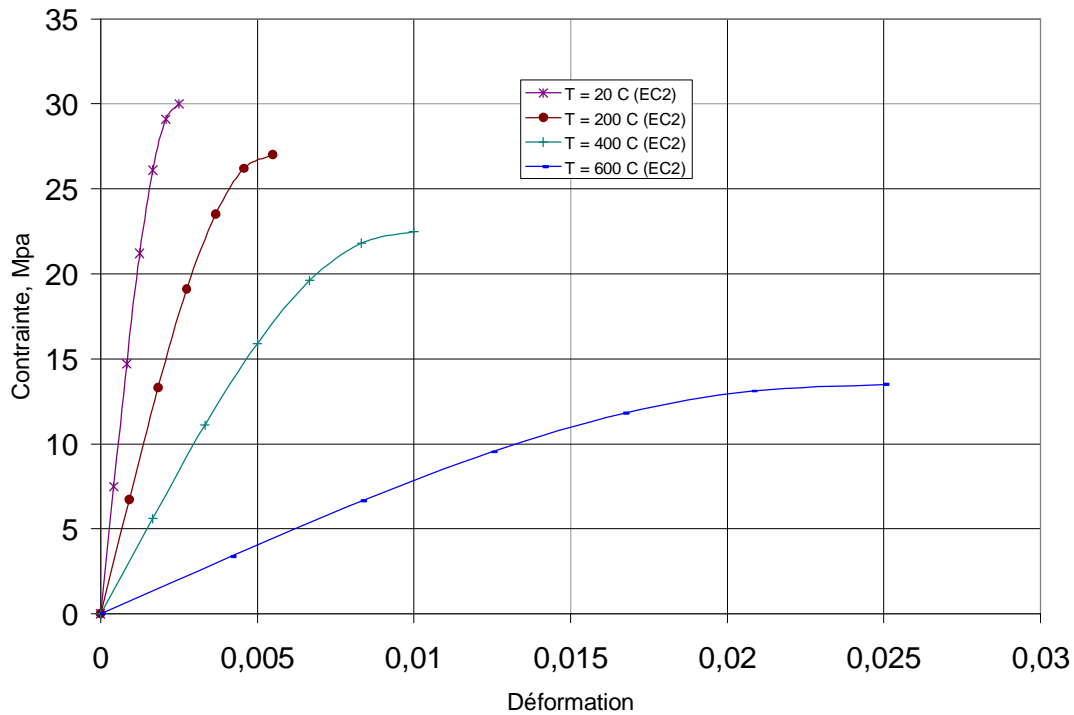


Fig. 2-14 Représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton pour des températures 20, 200, 400 et 600°C sans l'écroutissage

### 2-4-3 Aciers d'armatures

Le modèle mathématique décrivant les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature à température élevée étant identique à celui relatif à l'acier de construction, par suite, la pente du domaine élastique linéaire  $E_s(T)$ , la contrainte élastique  $f_{sy}(T)$  et la résistance à la compression  $f_{s\max}(T)$  sont définies, en fonction des facteurs de réduction  $k_s(T)$ , dans le tableau 2-3 et graphiquement sur la figure 2-15.

Température de l'acier $T(^{\circ}C)$	Facteurs de réduction à température T		
	Facteur de réduction de la résistance à la compression $k_{\max T} = f_{s\max}(T) / f_{s\max}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction de la contrainte élastique $k_{sy,T} = f_{sy}(T) / f_{s\max}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction du module d'élasticité $k_{E,T} = E_s(T) / E_s(20)$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	0.96	1.00
200	1.00	0.92	0.87
300	1.00	0.81	0.72
400	0.94	0.63	0.56
500	0.67	0.44	0.40
600	0.40	0.26	0.24
700	0.12	0.08	0.08
800	0.11	0.06	0.06
900	0.08	0.05	0.05

1000	0.04	0.03	0.03
1100	0.03	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00

Note : Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée

Tabl. 2-3 : Facteurs de réduction  $k_s(T)$  pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

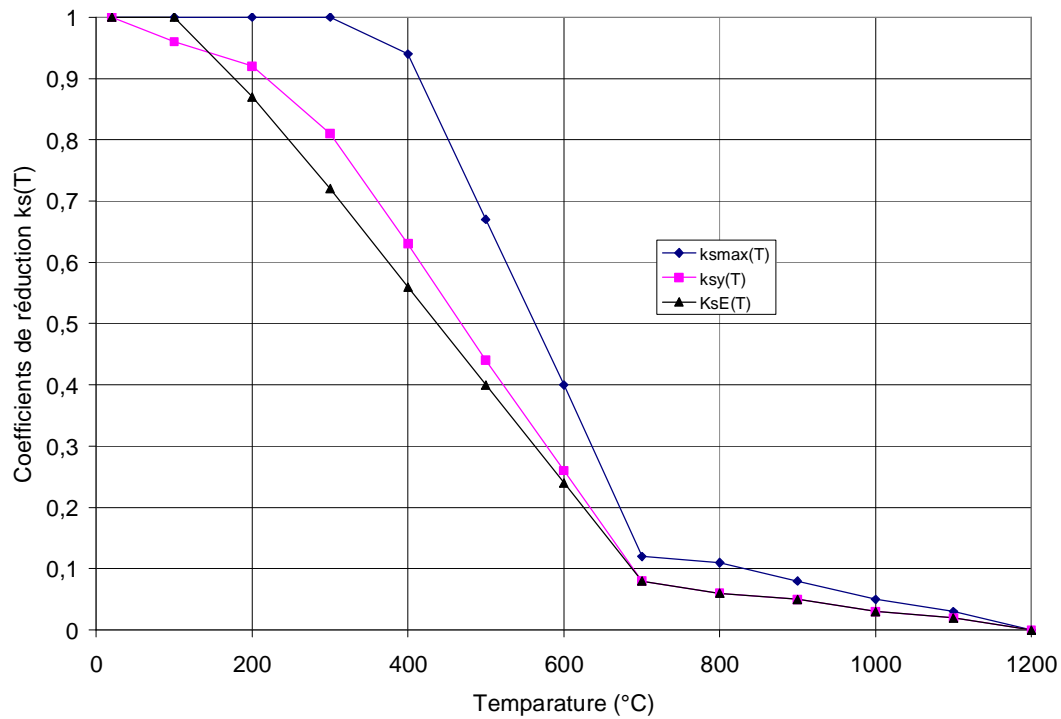


Fig. 2-15 Variation en fonction de la température des facteurs de réduction  $k_s, T$  pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

Un exemple de représentation graphique des relations contrainte-déformation pour différentes températures, avec branche d'érouissage, est illustré sur la figure 2-16.

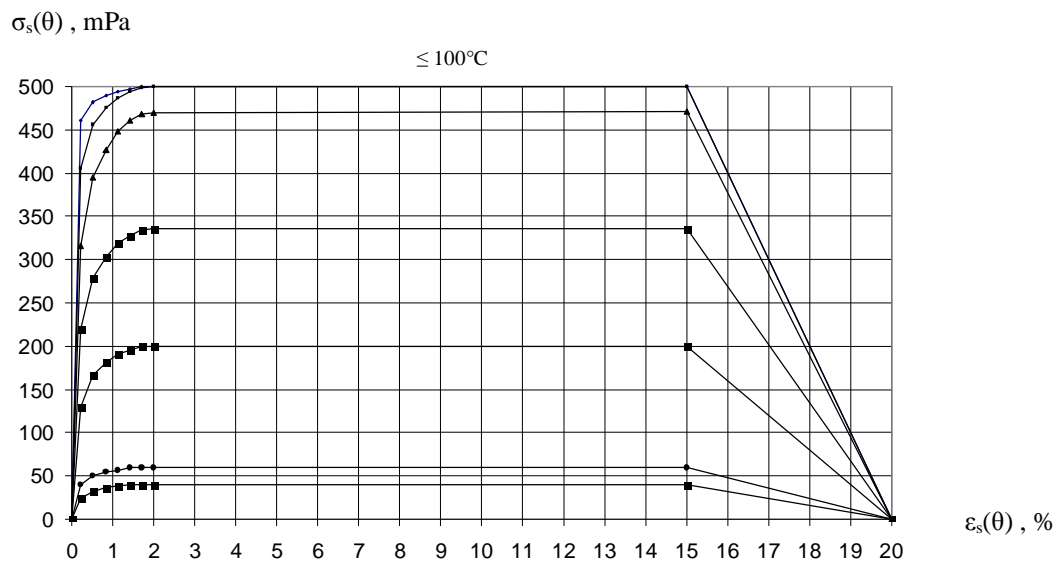


Fig. 2-16 Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

## **2-5 Résistance au flambement à température ambiante des colonnes mixtes avec profil enrobé de béton**

La littérature révèle différentes méthodes, empiriques ou théoriques, permettant d'évaluer par le calcul la résistance des colonnes mixtes avec profil enrobé partiellement ou totalement de béton. Dans cette section, il s'agit de présenter l'essentiel des méthodes de calcul utilisées à température ambiante pour ce type de colonne. Le support est l'EC4 partie 1.1, adopté en juillet 1992 par le comité européen de normalisation en tant que norme expérimental.

### **2-5-1 La méthode générale et la méthode simplifiée**

L'EC4 [04] propose deux méthodes pour le dimensionnement des colonnes mixtes à l'état ultime.

La première est une méthode générale qui impose de prendre en compte explicitement les effets de second ordre et les imperfections structurelles inhérentes aux poteaux en général. L'intérêt de cette méthode réside dans le fait que son application n'est pas limitée à un seul type de section transversal, de sollicitation ou des conditions d'appuis aux extrémités. Elle s'applique à des poteaux de section non symétrique et (ou) de section variable sur leur hauteur. Bien qu'il soit possible d'utiliser cette méthode, l'analyse avec une telle méthode représente un calcul relativement complexe, nécessitant l'emploi de méthodes de calculs numériques (programmes informatiques complexes), ayant fait l'objet de validations préalables, en particulier vis-à-vis de l'expérience. Néanmoins, son application au calcul de la résistance des colonnes mixtes restreinte encore restreinte.

La deuxième méthode dite simplifiée, qui convient mieux à une application générale, a été développée en Allemagne. Elle utilise, en ce qui concerne la vérification de la stabilité, les courbes de flambement européennes des profilés en acier tenant compte implicitement des imperfections (tant géométriques que structurales) qui affectent les poteaux. Elle est basée sur les courbes d'interaction pour la vérification de la résistance des sections soumises à la flexion composée. La méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section doublement symétrique et uniforme sur la hauteur, considérée isolément dans une structure rigide. Aussi, lorsque les limites d'applicabilité de la méthode ne sont pas satisfaites, la méthode générale doit être appliquée.

Chacune des deux méthodes est basée sur les hypothèses suivantes :

- Il y a une interaction complète entre le béton et l'acier
- Les sections droites restent planes et perpendiculaires à la fibre moyenne au cours de la déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli)
- Les imperfections géométriques et structurales sont considérées dans les calculs.

Dans les paragraphes qui suivent, après un bref rappel sur l'origine des courbes européennes de flambement, on se limitera à la présentation de la méthode simplifiée de l'EC4 clause 4.8.3 applicable à la majorité des cas rencontrés dans la pratique. On considère séparément le cas des poteaux sous compression et le cas des poteaux sous compression et flexion. En préalable à sa présentation, il convient de rappeler que la validité de la méthode présentée ici a clairement été démontrée par de nombreuses études.

## 2-5-2 Formulations des courbes européennes de flambement

Les travaux théoriques menés sur le phénomène de flambement au cours des années 1960, ainsi que leurs vérifications expérimentales, ont permis à la CECM [07] de proposer trois courbes de flambement non dimensionnelles a, b et c, établies en fonction des différents types de profils et tenant compte des hétérogénéités géométriques et structurales des barres. Parmi les nombreuses formulations analytiques proposées pour la représentation de ces trois courbes, on présente ici la formulation mathématique établie par Baar [06] et retenue par la CECM :

$$c = \frac{1}{(0.5 + a\bar{I}^2) + \sqrt{(0.5 + a\bar{I}^2) + b\bar{I}^2}} \quad (2-3)$$

où  $\chi$  est le coefficient de réduction au flambement ;  $\bar{I}$  l'élancement réduit ;  $\alpha$  et  $\beta$  des coefficients correspondants à la courbe de flambement appropriée au type de profil considéré.

Suite aux différentes critiques suscitées par ces 3 courbes, liées d'une part à l'absence de palier dans la zone des faibles élancements, et d'autre part à l'impossibilité de prendre en compte les profils à haute résistance ou de fortes épaisseurs, de plus en plus utilisés dans le domaine de la construction, la Convention Européenne décide d'apporter quelques modifications et adopte finalement une série de cinq nouvelles courbes  $a_0$ , a, b, c et d comportant un plateau jusqu'à une valeur de l'élancement réduit  $\bar{I} = 0.2$  correspondant à des élancements pour lesquels il est possible de développer la charge d'écrasement plastique et auxquelles ont été rattachés les différents types de section et d'acier couramment utilisés.

Rondal et Maquoi [08] ont montré que les courbes nouvelles de flambement proposées par la CECM pouvaient être représentées, avec une excellente précision, par une formulation du type d'Ayrton-Perry de la forme :

$$c = \frac{1}{0.5[1 + a(\bar{I} - 0.2) + \bar{I}^2] + \sqrt{(0.5[1 + a(\bar{I} - 0.2) + \bar{I}^2])^2 - \bar{I}^2}} \quad (2-4)$$

Le coefficient  $\alpha$  est donné pour chaque courbe en fonction du type de profil et du plan de flambement considéré.

Ces nouvelles courbes de flambements sont représentées sur la figure 2-17 sous forme non dimensionnelle  $(\bar{N}, \bar{I})$ . Elles font apparaître trois régions se reportant à trois modes de ruine différents :

- du côté des grands élancements, le flambement est élastique. La contrainte critique s'obtient à partir de la formule d'Euler (équ. 2-3) ;
- du côté des faibles élancements, la ruine a lieu par écrasement plastique, sans instabilités. La contrainte critique est égale à la limite d'élasticité du matériau  $f_y$  ;
- Enfin, il existe une zone intermédiaire, correspondant aux élancements moyens, pour laquelle la contrainte critique de flambement est sensiblement plus faible que la charge théorique (charge de plastification ou d'Euler). C'est dans cette zone, qui couvre la plupart des poteaux utilisés en pratique, que l'effet des contraintes, des

déformations initiales et de l'excentricité de la charge est le plus significatif. L'écart maximal est situé aux environs de  $\bar{l} = 1$ .

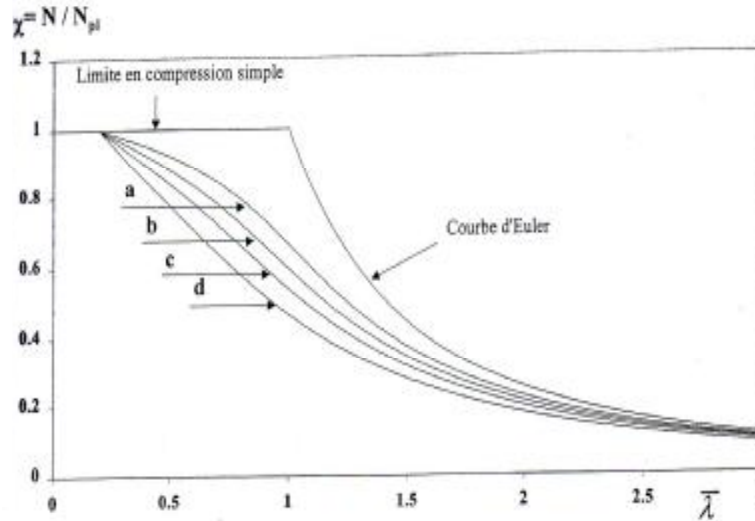


Figure 2-17 Courbes de flambement européennes a, b, c et d

### 2-5-3 Stabilité des poteaux mixtes sous charges centrées

Comme déjà signalé, le calcul des résistances ultimes des poteaux mixtes soumis à une charge axiale centrée s'effectue à l'aide des courbes européennes de flambement, par analogie à celui d'un profilé métallique seul. Il prend donc en compte l'effet des imperfections et l'influence des déformations sur l'équilibre de l'élément (théorie de second ordre) ainsi que les pertes de raideur liées à la plastification de certaines parties de la section. Dans ce paragraphe, seront indiquées les bases et les hypothèses principales de la méthode de calcul.

#### 2-5-3-1 Domaine et conditions d'applications

L'application de cette méthode simplifiée présente les limitations suivantes :

- la section transversale est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau ;
- l'élanement réduit du poteau  $\bar{l}$  ne dépasse pas 2 ;
- le rapport de contribution de l'acier  $d = \frac{A_a f_y / g_a}{N_{pl,Rd}}$  satisfait  $0.2 \leq d \leq 0.9$ . Si  $d$  est

inférieur à 0.2, le poteau doit être calculé conformément à l'EC2 [02] relatif aux structures en béton. Si  $d$  est supérieur à 0.9, le poteau peut être considéré comme une simple colonne en acier et le calcul peut être effectué sur la base de l'EC3 [03].

- Dans le cas d'un poteau armé, l'aire de la section transversale de l'armature longitudinale  $A_s$  pouvant être utilisée dans les calculs doit être supérieure à 0.3% de l'aire du béton  $A_c$  et limité à 0.4%. Pour des raisons de protection contre le feu, des pourcentages d'armatures plus importants que ceux indiqués ci-dessus peuvent être

utilisés. Toutefois, ils ne doivent pas être pris en compte pour le calcul de la résistance hors considération des problèmes concernant le feu.

### 2-5-3-2 Voilement local- cas des profils minces

Malgré la présence bénéfique du béton qui enrobe partiellement ou totalement le profilé, l'expérience a montré que, pour les grands élancements de parois, il y a danger de ruine prématurée par voilement local des parois des poteaux. La méthode de calcul proposée par l'EC4 ne tient pas compte du phénomène de voilement local des parois. C'est pourquoi, pour atteindre en tout point de la section, lors de l'état limite ultime, la résistance du matériau, il faut s'assurer qu'aucune instabilité par voilement local ne se produira prématurément. Cette vérification est basée sur des rapports limites entre dimensions extérieures de la section  $b$  et épaisseur de paroi du profil en acier  $e_a$  soit approximativement comme dans les profils creux carrés :

$$\frac{d}{e_a} \leq 50e \quad (2-5)$$

où  $e$  est définie comme  $e = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , et  $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier.

### 2-5-3-3 Effort normal de plastification de la section droite

L'effort normal de plastification de la section transversale d'un poteau mixte est donné par la somme des efforts normaux de chaque élément constitutif, soit :

$$N_{pl,Rd} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_c}{\gamma_c} + A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \quad (2-6)$$

où :

- $A_a$ ,  $A_c$  et  $A_s$  sont respectivement les aires des sections transversales de l'acier de construction, du béton et des armatures ;
- $f_y$ ,  $f_c$  et  $f_s$  sont respectivement la limite d'élasticité de l'acier de construction, la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier d'armature ;
- $\gamma_{Ma}$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  sont les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes pour l'acier de construction, le béton et l'acier d'armature, respectivement pris égaux à 1.1, 1.5 et 1.15 selon l'EC4 partie 1-1.

### 2-5-3-4 Elancement réduit

L'élancement réduit dépend des propriétés des matériaux, des sections transversales et des conditions de retenues du poteau. Il est donné pour le plan de flexion considéré par la relation suivante :

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (2-7)$$

avec :

- $N_{pl,R}$  est la résistance de la section sous charges axiales  $N_{pl,Rd}$  avec des coefficients partiels de sécurité  $\gamma_a$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  pris égaux à 1 ;
- $N_{ce}$  est la charge critique élastique d'Euler définie par :

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2 (EI)_e}{\ell^2} \quad (2-8)$$

où  $\ell$  est la longueur de flambement du poteau, et  $(EI)_e$  la rigidité efficace en flexion de la section transversale mixte. Pour les poteaux d'ossatures contreventées i.e dont les deux extrémités sont retenues latéralement, peut être prise égale, en toute sécurité, à sa longueur d'épure, ou, en alternative selon l'Annexe E informative de l'EC3 et des règles spécifiques données par l'EC4.

La rigidité efficace d'un poteau mixte peut être prise égale à la somme des rigidités de ces composantes, soit :

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (2-9)$$

où :

- $I_a$ ,  $I_c$  et  $I_s$  sont respectivement les moments d'inertie pour la flexion de l'acier de construction, du béton et des armatures,
- $E_a$  et  $E_s$  sont les modules d'élasticité de l'acier de construction et des armatures,
- $E_{cd}$  est le module d'élasticité efficace du béton. La réduction de la composante béton par un coefficient 0.8 est destinée à prendre en compte la fissuration du béton sous l'effet du moment de second ordre.

Le module d'élasticité efficace du béton varie si les effets du chargement à court terme ou à long terme sont pris en compte pour les poteaux mixtes. Pour des poteaux élancés (tel que  $\bar{I} \geq 0.8(1-d)$ ), le comportement à long terme du béton (fluage et retrait) diminue la résistance. Cet effet peut être pris en compte par une simple modification du module d'élasticité efficace du béton.

Pour le chargement à court terme :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{g_c} \quad (2-10)$$

où:

- $E_{cm}$  est le module d'élasticité sécant du béton.
- $g_c$  est un facteur de sécurité approprié à la rigidité du béton et égal à 1.35 selon l'EC2.

Pour le chargement à long terme et les poteaux élancés (si l'élancement réduit  $\bar{I}$  est supérieur à  $0.8/(1-\delta)$ ) :

$$E_c = \frac{E_{cm}}{g_c} \left( 1 - 0.5 \frac{N_{G,S_s}}{N_{S_d}} \right) \quad (2-11)$$

où

- $E_{cm}$  et  $\gamma_c$  sont définis pour le chargement à court terme,
- $N_{sd}$  est la charge axiale centrée de dimensionnement,
- $N_{G,sd}$  est la partie permanente de la charge axiale centrée  $N_{sd}$ .

En raison du comportement non linéaire contrainte déformation du béton, y compris pour les faibles niveaux de contraintes,  $E_{cm}$  doit être interprété comme un sécant moyen pour des contraintes de courte durée. Généralement, il est évalué entre 0.4 et 0.5 fois la résistance à la compression du béton  $f_c$  et peut être calculé par la relation :

$$E_{cm} = 9500(f_c + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (2-12)$$

Des valeurs tabulées en fonction de la résistance à la compression du béton sont également données dans l'EC4.

### 2-5-3-5 Résistance d'un poteau mixte sous charge axiale centrée

Le calcul de la résistance d'un poteau mixte sollicité axialement est basé sur l'utilisation de la courbe européenne de flambement a. Les effets de flambement sont ici pris en compte en modifiant la capacité portante ultime du poteau par l'intermédiaire d'un coefficient de réduction  $\chi$ , qui dépend de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$ .

Pour chacun des deux axes de symétrie de la section, les poteaux mixtes soumis à une charge de compression axiale centrée  $N_{sd}$ , présentent une résistance au flambement suffisante si :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,R_d} \quad (2-13)$$

où :

- $N_{pl,R_d}$  est la résistance plastique de calcul de la section,
- $\chi$  est le coefficient de réduction déduit de l'équation (2-16). Des tableaux donnant la valeur de  $\chi$  en fonction de l'élancement réduit sont également présentés dans l'EC3.

NB : On rappelle que la courbe de flambement (a) correspond aux profilés présentant très peu d'imperfections. Il s'agit des sections laminées en I (telles que  $h/b \geq 1.2$ ) à ailes peu épaisses lorsque le flambement se développe autour de l'axe y-y et des profilés laminés à chaud de forme tubulaire.

### 2-5-4 Méthode de dimensionnement à température ambiante des poteaux mixtes enrobés de béton soumis à une combinaison de compression et de flexion uniaxiale

Selon l'EC4, la résistance au flambement d'un poteau mixte, de section transversale doublement symétrique et uniforme sur la hauteur du poteau, soumis à une combinaison de

compression et de flexion, peut être obtenue à l'aide d'une courbe d'interaction N-M telle que présentée à la figure 2-18 décrivant la relation entre l'effort résistant, noté  $N_{Rd}$ , et le moment résistant, noté  $M_{Rd}$ , de la section mixte. En fait, la méthode indique comment déterminer la courbe d'interaction et, pour obtenir la résistance ultime des poteaux, comment réduire cette courbe en fonction de l'élanement du poteau et de la répartition des moments agissant sur ce poteau.

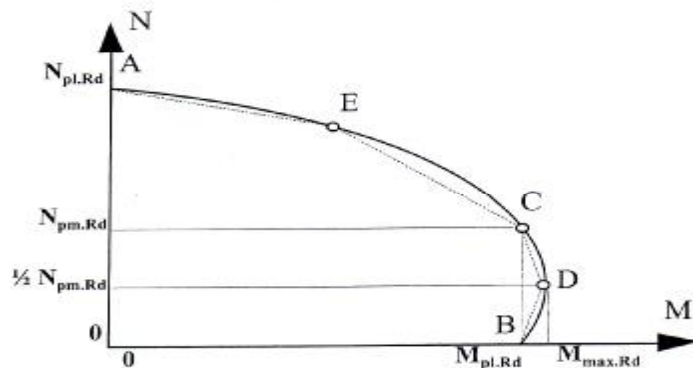


Figure 2-18 Courbe d'interaction pour la compression et la flexion

La courbe d'interaction d'un poteau mixte peut être définie en considérant successivement, sur la section transversale, différentes positions particulières de l'axe neutre et en déterminant les sollicitations résultantes à partir de l'hypothèse d'une distribution plastique des contraintes. Habituellement, le béton de la zone tendue est considéré comme fissuré et est donc négligé. Cette approche, qui ne peut être mise en oeuvre que par voie informatique du fait du grand nombre d'équations à résoudre, est assez laborieuse et ne sera pas donc exposée ici. Dans un souci pratique, la méthode simplifiée de l'EC4, propose d'approcher avec une bonne approximation la courbe d'interaction par un schéma polygonal à cinq points (fig. 2-19).

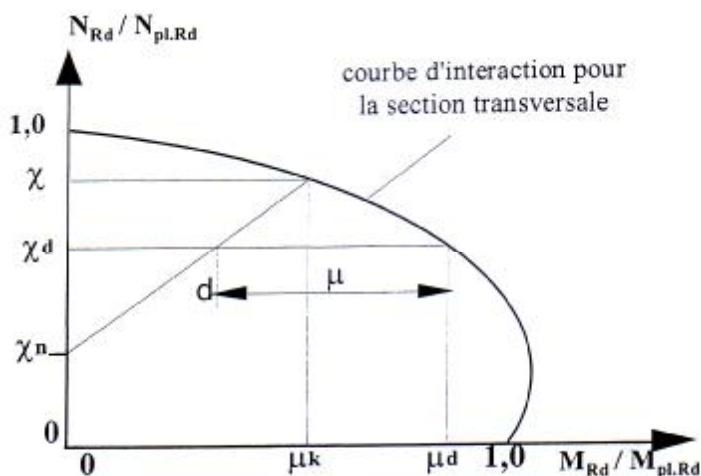


Fig. 2-19 Méthode de calcul pour la compression et la flexion uniaxiale

Dans ce paragraphe, seul le principe permettant de calculer la résistance ultime des poteaux mixtes à partir de la courbe d'interaction sera exposé. On se rapportera à la clause 4.8.3.9 et l'Annexe C normative de l'EC4 pour l'ensemble des indications concernant le calcul approché de la courbe d'interaction.

Le principe de la méthode simplifiée est indiqué sur la figure 2-19. Il consiste à vérifier que le moment fléchissant  $M_{sd}$  appliqué à la section est inférieur au moment résistant  $M_{\eta,Rd}$ , modifié par la présence de l'effort axial en procédant de la manière suivante :

Tout d'abord, la stabilité du poteau sous charge axiale doit être vérifiée en l'absence de moment fléchissant. Conformément au paragraphe 2.5.3, la résistance au flambement du poteau peut être calculée en corrigeant la valeur de calcul de la résistance plastique à la compression de la section transversale mixte  $N_{Pl,Rd}$  par l'intermédiaire d'un facteur  $\chi$ , prenant en compte l'influence de l'élanement et des imperfections inhérentes au poteau. Au niveau de  $\chi$ , la courbe d'interaction donne la valeur du moment résistant à la flexion  $\mu_k M_{Pl,Rd}$  (où  $M_{Pl,Rd}$  est le moment résistant plastique de la section transversale mixte) résultant des imperfections du poteau sous la seule charge  $cN_{pl,Rd}$ . A ce niveau i.e pour un effort axial supérieur ou égal à  $cN_{pl,Rd}$ , le poteau ne peut supporter aucun moment de flexion additionnel.

Pour tenir compte de l'élanement du poteau, le moment ultime est réduit linéairement de façon à ce qu'il soit nul lorsque la résistance ultime au flambement du poteau est atteinte. Cette réduction du moment ultime peut-être considéré comme étant le moment du à la présence de l'effort normal en combinaison avec les imperfections. Le second point de la droite de réduction est donné par  $\chi_n$ , qui dépend de la répartition des moments sur le poteau. Lorsque la variation de moment fléchissant sur la longueur de poteau est à peu près linéaire, le rapport  $\chi_n$  peut être calculé au moyen de la formule suivante :

$$c_h = c(1-r)/4 \quad \text{avec} \quad c_h = c_d \quad (2-14)$$

où : r représente le rapport du plus petit au plus grand moment d'extrémité. L'influence des imperfections diminue lorsque le rapport des charges axiales ( $N_{Rd}/N_{Pl,Rd}$ ) est inférieur à  $\chi$ . Pour un rapport de charges axiales inférieur à  $\chi_n$ , les effets des imperfections sont négligeables.

Ayant une valeur de calcul de l'effort appliqué au poteau  $N_{sd}$ , le rapport des charges axiales  $\chi_d$  est défini par  $\chi_d = N_{sd}/N_{Pl,Rd}$ . La résistance à la flexion correspondante de la section transversale est donnée par  $m_d N_{pl,Rd}$ , où  $m_d$  est déduit de la courbe d'interaction. En relevant la distance horizontale dans la courbe d'interaction, on peut obtenir le rapport des moments résistants  $\mu$ , et évaluer alors le moment résistant de l'élément mixte sous une combinaison de compression et de flexion.

La valeur de  $\mu$ , qui peut être calculée à l'aide de la relation suivante :

$$m = m_d - m_k \frac{(c_d - c_h)}{(c - c_h)} \quad (2-15)$$

ne doit pas être prise supérieure à 1.0, excepté si le moment fléchissant  $M_{sd}$  est du uniquement à l'effet de l'excentrement de l'effort  $N_{sd}$ , par exemple dans le cas d'un poteau isolé sans charges transversales s'exerçant entre ses extrémités.

L'EC4 considère qu'un poteau soumis à une combinaison de compression et de flexion uniaxiale possède une résistance suffisante si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{sd} \leq 0.9 \mu M_{pl,Rd} \quad (2-16)$$

où :

- $M_{sd}$  est la valeur de calcul maximale du moment fléchissant appliqué sur la longueur du poteau, pouvant être pondéré pour la prise en compte des effets du second ordre, si nécessaire ;
- $\mu$  est le rapport des moments résistants obtenus au moyen de la courbe d'interaction des sections transversales ;
- $M_{pl,Rd}$  est le moment résistant plastique de la section transversale mixte.

Un coefficient correcteur de 0.9 est appliqué au moment résistant à la flexion pour compenser des hypothèses de calcul trop favorables, à savoir :

- La courbe d'interaction est déterminée à partir des caractéristiques plastiques complètes de la section pour les deux résistances en effort normal et en résistance de flexion ; cette situation n'est pas complètement conforme à la réalité.
- Le moment sollicitant  $M_{sd}$  a été calculé avec une section supposée non fissurée ; or pour de grands moments sollicitants, il est évident que la fissuration a une influence sur la rigidité du poteau.

## 2-6 Vérification de la résistance au feu conventionnel des poteaux enrobés de béton

La littérature fait également état de différentes méthodes permettant de calculer la résistance au feu des poteaux mixtes enrobés de béton. Comme cela est généralement admis en situation d'incendie, dans un souci de simplification, il n'y a pas dans ces modèles de calcul de réel couplage entre le comportement thermique et le comportement mécanique des poteaux mixtes. Pour les besoins de l'analyse mécanique, la distribution des températures au sein des poteaux est obtenue séparément, soit à l'aide d'un modèle d'analyse thermique, soit à l'aide des résultats d'essais. Le comportement mécanique de l'élément est alors déterminé dans une procédure itérative, prenant en compte l'évolution et la distribution des températures à chaque pas de temps, ainsi que leurs influences sur les propriétés mécaniques des matériaux.

Les modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis sont apparus au début des années 1980. Ces modèles permettent de prendre en compte, dans le cadre d'une formulation classique introduite sous forme incrémentale (la modélisation repose sur la théorie des poutres en flexion plane respectant l'hypothèse de Bernoulli), les diverses non-linéarités liées au comportement des matériaux et aux effets du second ordre géométrique (grand déplacement). Habituellement, les poteaux sont discrétisés au moyen d'éléments finis de barre classique à deux nœuds et six degrés de liberté (deux déplacements et une rotation par nœud). Les effets de torsion ne sont pas considérés et les effets de cisaillement sur l'énergie de déformation de l'élément sont négligés, si bien que seules les contraintes normales sont prises en compte. Les effets de contraintes résiduelles et thermiques sont traités

explicitement. En présence d'un champ de température, la déformation longitudinale est donnée par la somme de quatre termes indépendants liés respectivement aux contraintes normales, aux dilatations thermiques, aux contraintes résiduelles et au fluage [09].

Parallèlement, la stabilité au feu des poteaux mixtes peut être calculée à l'aide de méthodes de calcul simplifiées basées sur des relations moment-courbure et résistance axiale-déformation longitudinale au niveau de la section transversale la plus sollicitée, combinées avec l'équation d'équilibre global. Dans ces méthodes, l'état limite ultime des poteaux après un certain temps d'exposition au feu correspond à la condition où le moment de flexion au niveau de la section critique n'excède pas le moment résistant. Les valeurs du moment résistant sont calculées en incrémentant par pas successifs la déformation longitudinale et la courbure et en déduisant les contraintes normales à partir des relations contrainte-déformation des différents matériaux. L'hypothèse de Bernoulli est adoptée pour la section transversale mixte. Cette formulation intègre explicitement les effets des dilatations thermiques différentielles, des imperfections géométriques et des non-linéarités matérielles sur la capacité portante des poteaux. Il est noter que dans ces méthodes, il peut être nécessaire d'introduire pour les poteaux semi-encastés une longueur de flambement équivalente qui consiste à les modéliser comme des poteaux articulés.

Le dimensionnement ou la vérification de ce type d'élément, en ce qui concerne leur résistance au feu, sont depuis longtemps réalisés en appliquant les méthodes de calcul des DTU spécialisés ou des parties feu des Eurocodes structuraux. L'ensemble des méthodes de calcul proposées dans l'EC4 pour les poteaux mixtes enrobés de béton est décrit ci-après.

### **2-6-1 Méthodes de calcul au feu préconisées par l'Eurocode 4**

Selon l'EC4 partie 1.2, la vérification du comportement au feu des structures mixtes peut être effectuée selon les trois méthodes différentes, à savoir :

- Les tableaux de valeurs préalablement établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et de caractère empirique pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments mixtes vis-à-vis de leur résistance au feu.
- Les méthodes simplifiées faisant référence à des formules analytiques ne concernant que des éléments de structures individuels. Pour les poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé, il s'agit de l'Annexe F de l'EC4 partie 1.2.
- Les méthodes de calcul dites "avancées" permettant une estimation plus précise et plus globale du comportement au feu des structures mais nécessitant le recours à des modèles numériques fondés généralement sur la méthode des éléments finis.

### **2-6-2 Méthode par valeurs tabulées**

En ce qui concerne les poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton, les valeurs sont données dans le tableau 2-4, permettant de déterminer, en fonction de la résistance au feu que l'on désire (R30,R60,R90,R120,R180,R240), les dimensions minimales de la section transversale ( $b_c$ ,  $h_c$ ), l'enrobage minimal ( $c$ ) du profilé et la distance minimale de l'axe des armatures ( $u_s$ ). Si le béton qui enrobe le profilé en acier n'a qu'une fonction de l'isolation thermique, les résistances au feu (R30 à R180) peuvent être obtenues avec une épaisseur d'enrobage  $c$  indiqué dans le tableau 2-5. Cependant, pour R30, il suffit que le béton

soit mis entre les semelles du profilé. En ce qui concerne les poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé, les valeurs sont données dans les tableaux 2-6. Elles permettent de déterminer, en fonction de la résistance au feu désirée (R30,R60,R90,R120) et en fonction du taux de chargement  $n_{fi,t}$ , les dimensions minimales de la section transversale ( $b$ ,  $h$ ), la distance minimale de l'axe des armatures ( $u_s$ ) et le rapport minimal épaisseur/semelle ( $e_w/e_f$ ). Les pourcentages d'armature  $A_s/(A_s+A_c)$  supérieurs à 6% ou inférieurs à 1% ne sont pas pris dans les calculs. Les valeurs peuvent être utilisées pour les nuances d'acier de construction S235, S275 et S355.

La méthode n'est applicable que dans le cas des ossatures contreventées i.e les poteaux sont considérés à nœuds fixes comme indiqué sur la figure 2-20. De plus, ces valeurs ont été établies en considérant que la longueur de flambement en situation d'incendie est réduite de moitié par rapport à celle à température ambiante, ce qui correspond exactement aux conditions d'essais conduisant à la mise au point de ces valeurs tabulées.

En général, les méthodes par valeurs tabulées se montrent en principe très largement sécuritaires, souvent d'une application facile et rapide, mais leur domaine de validité gagnerait à être encore contrôlé et quelque peu élargi, sans avoir à passer par de nouveaux essais en laboratoire mais en utilisant les moyens de calcul avancés disponibles actuellement. Toutefois, elles gardent un intérêt réel, du moins au stade du dimensionnement à l'incendie en vue de choisir entre une solution mixte acier-béton et une solution en acier avec une protection d'efficacité équivalente.

		Résistance au feu normalisé					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	dimensions minimales $h_c$ et $b_c$ [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	enrobage minimal du profilé $c$ [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ ou	(20)	30	30	40	50	50
2.1	dimensions minimales $h_c$ et $b_c$ [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	enrobage minimal du profilé $c$ [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	distance minimale de l'axe des armatures $u_s$	-	(20)	(20)	30	40	-

Tableau 2-4 Dimensions transversales minimales, enrobage minimal du profilé et distance minimale de l'axe des armatures, pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton

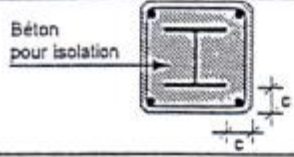
	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton c (mm)	0	25	30	40	50

Tableau 2-5 Enrobage minimal du profilé pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton si le béton n'a qu'une fonction isolante

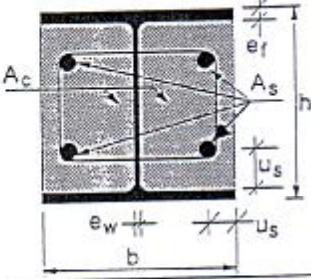
	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{f,1} = 0,3$				
1.1	dimensions minimales h et b [mm]	160	260	300	300
1.2	distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ [mm]	40	40	50	60
1.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle $e_w/e_f$	0,6	0,5	0,5	0,7
2	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{f,1} = 0,5$				
2.1	dimensions minimales h et b [mm]	200	300	300	-
2.2	distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ [mm]	35	40	50	-
2.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle $e_w/e_f$	0,6	0,6	0,7	-
3	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{f,1} = 0,7$				
3.1	dimensions minimales h et b [mm]	250	300	-	-
3.2	distance minimale de l'axe des armatures $u_s$ [mm]	30	40	-	-
3.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle $e_w/e_f$	0,6	0,7	-	-

Tableau 2-6 Dimensions transversales minimales, distance minimale de l'axe des armatures et rapport minimal entre l'âme et celle de la semelle, pour des poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé de béton

### 2-6-3 Méthodes de calcul simplifiées

Le calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes par les méthodes de calcul simplifiées se décompose en étapes suivantes :

- a- La valeur de calcul de la résistance, en situation d'incendie, en compression axiale (charge de flambement) est donnée par la formule suivante :

$$N_{f_i,Rd} = cN_{f_i,pl,Rd} \quad (2-17)$$

où :

- $\chi$  est le coefficient de réduction déduit de la courbe de flambement  $c$ , qui dépend de l'élanement a-dimensionnel  $\bar{I}_q$ ,
  - $N_{f_i,pl,Rd}$  est La valeur de calcul de la résistance plastique, en situation d'incendie, en compression axiale.
- b- En divisant la section transversale du poteau en plusieurs parties comprenant le profilé en acier 'a', les armatures 's' et le béton 'c', la résistance plastique axiale est donnée par la relation :

$$N_{f_i,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,q} f_{a,max,q}) / g_{M,f_i,a} + \sum_k (A_{s,q} f_{s,max,q}) / g_{M,f_i,s} + \sum_m (A_{c,q} f_{c,max,q}) / g_{M,f_i,c} \quad (2-18)$$

où  $A_{i,\theta}$  est la surface de chaque élément de la section transversale.

- c- La rigidité efficace en flexion est donnée par :

$$(EI)_{f_i,eff} = \sum_j (j_{a,q} \bar{E}_{a,q} I_{a,q}) + \sum_k (j_{s,q} \bar{E}_{s,q} I_{s,q}) + \sum_m (j_{c,q} \bar{E}_{c,q} I_{c,q}) \quad (2-19)$$

où :

- $I_{i,\theta}$  est le moment d'inertie de flexion de la partie i de la section partiellement réduite par rapport à l'axe faible (ou l'axe fort) ;
  - $\varphi_{i,\theta}$  est le coefficient de réduction dépendant des contraintes thermiques (Annexe F, tableau F.7)
- d- La charge critique d'Euler ou charge critique élastique, en situation d'incendie, est définie de la façon suivante :

$$N_{f_i,cr} = \Pi^2 (EI)_{f_i,eff} / \ell_\theta^2 \quad (2-20)$$

où  $\ell_\theta$  est la longueur de flambement du poteau (fig.2-5).

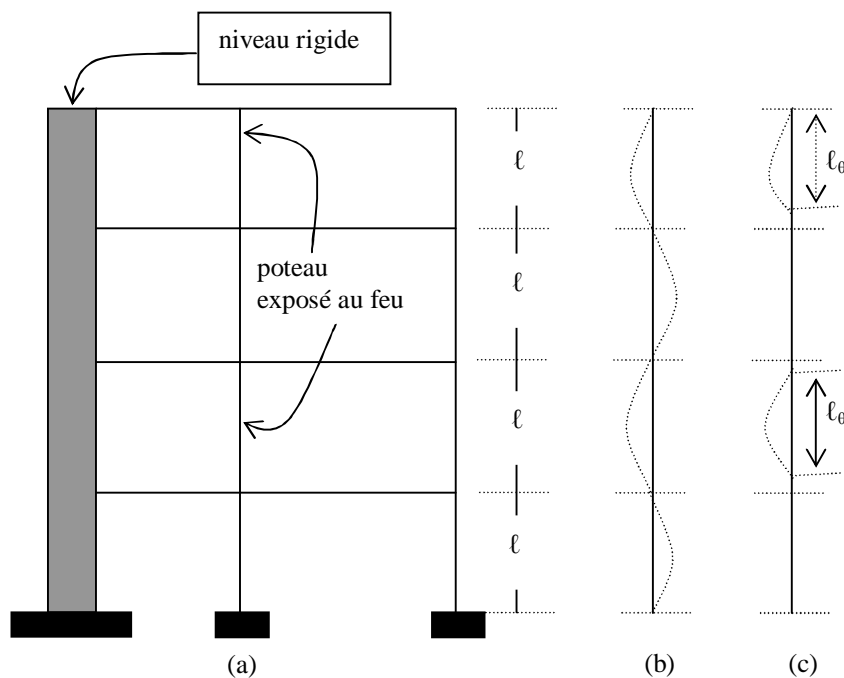
Soit pour l'élanement a-dimensionnel :

$$\bar{I}_q = \sqrt{N_{f_i,pl,R} / N_{f_i,cr}} \quad (2-21)$$

où  $N_{f_i,pl,R}$  est la valeur de  $N_{f_i,pl,Rd}$  lorsque les facteurs  $g_{M,f_i,a}$ ,  $g_{M,f_i,s}$  et  $g_{M,f_i,c}$  sont pris tous égaux à 1.0.

NB : Pour déterminer la longueur de flambement  $\ell_\theta$  les règles à températures normales s'appliquent avec les exceptions suivantes :

- Au niveau considéré, un poteau, complètement assemblé aux poteaux supérieur et inférieur, peut être considéré comme totalement encastré, à condition que la résistance au feu des éléments de construction délimitant le niveau considéré soit au moins égale à la résistance au feu du poteau.
- Dans le cas d'une ossature en acier pour laquelle chaque niveau peut être considéré comme un compartiment de résistance au feu suffisante, la règle précédente signifie que la longueur de flambement d'un poteau situé dans un niveau intermédiaire soumis au feu est égale à 0.5 fois la longueur d'épure du poteau  $\ell$ . Pour un poteau situé au dernier niveau, la longueur de flambement en situation d'incendie est égale à 0.7 fois la longueur d'épure du poteau  $\ell$  (fig. 2-20).



- a) coupe du bâtiment  
 b) mode de déformation à température ambiante  
 c) mode de déformation à température élevée

Fig.2-20 Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées

e- En présence d'une excentricité de valeur  $\delta$ , la charge de calcul de flambement  $N_{f_i,Rd,d}$ , peut être obtenue par :

$$N_{f_i,Rd,d} = N_{f_i,Rd} \frac{N_{Rd,d}}{N_{Rd}} \quad (2-22)$$

où  $N_{Rd}$  et  $N_{Rd,\delta}$  représentent la charge axiale de flambement et la charge de flambement dans le cas d'une charge excentrée, à température ambiante, calculées comme précédemment.

## CHAPITRE 3

### CALCUL DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBÉES SELON L'EUROCODE 4

#### 3-1 Généralités

Dans ce chapitre, nous allons d'abord exposer d'une manière succincte, la méthode de calcul simplifiée de l'Annexe informative F de l'Eurocode 4 qui permet de calculer la résistance au feu de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible (i.e petite inertie). Sera suivie ensuite d'une présentation détaillée d'un exemple de calcul d'un poteau supposé chargé centriquement justifiant sa stabilité à température ambiante et à température élevée.

#### 3-2 Exposé de la méthode de l'Annexe F-EC4

Le modèle de calcul est basé sur les principes indiqués dans le paragraphe 2-6-3 relatifs aux méthodes de calcul simplifiées. Les valeurs de calcul de la résistance au feu  $N_{f_i,Rd}$  et la rigidité efficace  $(EI)_{f_i,eff}$ , de poteaux mixtes partiellement enrobés en compression axiale, peuvent être obtenues en considérant le flambement suivant l'axe faible soit selon l'axe  $z$  de la section transversale réduite montrée sur la figure 3-1.

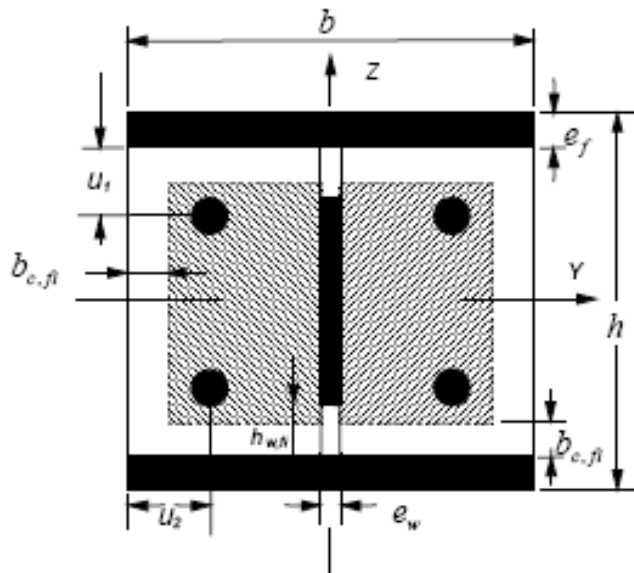


Figure 3-1 Section réduite pour le calcul de la résistance au feu d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton

### 3-2-1 Procédure de calcul

Afin de calculer  $N_{f_i,Rd}$  et  $(EI)_{f_i,eff}$ , nous procédons de la façon suivante :

- On divise la section du poteau en quatre parties : les ailes du profilé métallique (f), l'âme du profilé métallique (w), les barres d'armatures (s) et le béton (c).
- Chaque partie est évaluée en prenant une résistance caractéristique réduite, un module d'élasticité réduit et une section transversale réduite (fig.3-1) en fonction des degrés de résistance au feu normalisé R30, R60, R90 ou R120.
- La valeur de calcul, en compression axiale, de  $N_{f_i,Rd,z}$  et  $(EI)_{f_i,eff,z}$  s'obtient selon les clauses (b) et (c) du paragraphe 2-6-3 en considérant une sommation pondérée des valeurs correspondantes des quatre parties.
- Les propriétés de résistance et de déformation de l'acier et du béton, à température élevée, doivent satisfaire aux principes et règles du paragraphe 2-4.
- La méthode s'applique pour le mode d'exposition au feu à quatre faces et la résistance au feu ne doit pas excéder 120 minutes.

### 3-2-2 Contribution des ailes ou des semelles du profilé

La température moyenne des semelles est déterminée par :

$$q_{f,t} = q_{0,t} + k_t (A_m / V) \quad (3-1)$$

où  $t$  est la durée d'exposition au feu en minutes

$A_m/V$  est le facteur de massivité, en  $m^{-1}$  ; défini avec  $A_m = 2(h+b)$ , en m, et,  $V = h.b$ , en  $m^2$  ;

$\theta_{0,t}$  est une température, en °C donnée par le tableau 3-1

$k_t$  est un coefficient empirique donnée par le tableau 3-1 en  $m^\circ C$

Tableau 3.1 : Température  $q_{0,t}$  et le coefficient  $k_t$

Résistance à l'incendie normalisée	$q_{0,t}$ [°C]	$k_t$ [m°C]
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

A partir de la température  $q = q_{f,t}$  le niveau de contrainte maximal et le module d'élasticité correspondants sont déterminés par :

$$f_{a \max, f, t} = f_{a y, f, 20^\circ C} \cdot k_{\max, q} \quad (3-2a)$$

$$\bar{E}_{a, f, t} = E_{a, f, 20^\circ C} \cdot k_{E, q} \quad (3-2b)$$

avec  $k_{\max, \theta}$  et  $k_{E, \theta}$  sont donnés selon le tableau 2-1 du paragraphe 2-4.

Par suite, les valeurs de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des deux semelles du profilé en acier en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{f_i, pl, R_d, f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a \max, f, t}) / g_{M, f_i, a} \quad (3-3a)$$

$$(EI)_{f_i, f, z} = \bar{E}_{a, f, t} (e_f b^3 / 6) \quad (3-3b)$$

### 3-2-3 Contribution de l'âme du profilé

Il convient de négliger une partie d'âme de hauteur  $h_{w, f_i}$  commençant à la face intérieure de la semelle (fig. 3-1). Elle est déterminée par :

$$h_{w, f_i} = 0.5(h - 2e_f)(1 - \sqrt{1 - 0.16(H_t / h)}) \quad (3-4)$$

où :  $H_t$  est donné par le tableau 3-2.

Tableau 3-2 : Coefficient  $H_t$  en fonction de la durée d'exposition au feu

Résistance à l'incendie normalisé	$H_t$ [mm]
R30	350
R60	770
R90	1 100
R120	1 250

Le niveau de contrainte maximal est obtenu par :

$$f_{a \max, w, t} = f_{a m, f, 20^\circ C} \sqrt{1 - 0.16(H_t / h)} \quad (3-5)$$

Alors, la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de l'âme du profilé en acier en situation d'incendie sont données par :

$$N_{f_i, pl, R_d, w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w, f_i}) \cdot f_{a \max, w, t} / g_{M, f_i, a} \quad (3-6a)$$

$$(EI)_{f_i, w, z} = E_{a, w, 20^\circ C} (h - 2e_f - 2h_{w, f_i}) \cdot e_w^3 / 12 \quad (3-6b)$$

### 3-2-4 Contribution du béton

Il convient de négliger, dans les calculs, une couche externe du béton, d'une épaisseur  $b_{c,fi}$  (fig.3-1). La valeur  $b_{c,fi}$  est donnée dans le tableau 3-3 avec  $A_m/V$ , le facteur de massiveté en  $m^{-1}$  de toute la section mixte.

Tableau 3-3 : couche externe  $b_{c,fi}$  du béton négligée en fonction du temps

Résistance à l'incendie normalisé	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4,0
R60	15,0
R90	$0,5(A_m/V) + 22,5$
R120	$2,0(A_m/V) + 24,0$

La température moyenne dans le béton  $q_{c,t}$  est donnée dans le tableau 3-4, en fonction du facteur de massiveté  $A_m/V$  de toute la section mixte et pour les degrés de résistance à l'incendie normalisé.

Tableau 3-4 : Facteur de massiveté et la température moyenne dans le béton en fonction de la résistance à l'incendie normalisé

R30		R60		R90		R120	
$A_m/V$ [ $m^{-1}$ ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [ $m^{-1}$ ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [ $m^{-1}$ ]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$A_m/V$ [ $m^{-1}$ ]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

A partir de la température  $q = q_{c,t}$ , le module sécant du béton est obtenu par :

$$E_{c,sec,q} = f_{c,q} / \epsilon_{cu,q} = f_{c,20^\circ C} \cdot k_{c,q} / \epsilon_{cu,q} \quad (3-7a)$$

avec  $k_{c,\theta}$  et  $\epsilon_{cu,\theta}$  sont donnés selon le tableau 2-2 du paragraphe 2-4.

Par suite, les valeurs de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion du béton en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,R_d,c} = 0.86 \left[ (h - 2e_f - 2b_{c,fi})(b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s \right] f_{c,q} / g_{M,fi,c} \quad (3-8a)$$

où  $A_s$  est la section des barres d'armatures et 0.86 un facteur de calibration.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,q} \left[ \left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi})(b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right\} / 12 \right] - I_{s,z} \quad (3-8b)$$

où  $I_{s,z}$  est le moment d'inertie des barres d'armatures par rapport à l'axe principal d'inertie Z de la section mixte.

### 3-2-5 Contribution des barres d'armatures

La valeur de réduction de la limite d'élasticité  $k_{y,t}$  et le facteur de réduction  $k_{E,t}$  du module d'élasticité des barres d'armatures sont définies comme indiqué dans les tableaux 3-5 et 3-6 en fonction de la résistance au feu normalisé et de la moyenne géométrique  $u$  des distances entre l'axe d'armature et les faces du béton.

Tableau 3-5 : Facteur de réduction  $k_{y,t}$  de la limite d'élasticité  $f_{sy,20^\circ C}$  des armatures

Résistance à l'incendie normalisé	u en mm				
	40	45	50	55	60
R30	1	1	1	1	1
R60	0.789	0.883	0.976	1	1
R90	0.314	0.434	0.572	0.695	0.822
R120	0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

Tableau 3-6 : Facteur de réduction  $k_{E,t}$  du module d'élasticité  $E_{s,20^\circ C}$  des armatures

Résistance à l'incendie normalisé	u en mm				
	40	45	50	55	60
R30	0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R60	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R90	0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R120	0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

Par suite, la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité en flexion des barres d'armatures en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,R_d,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20^\circ C} / g_{M,f_i,s} \quad (3-9a)$$

$$(EI)_{f_i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z} \quad (3-9b)$$

NB : La moyenne géométrique  $u$  des armatures des axes  $u_1$  et  $u_2$  est obtenue par  $u = \sqrt{u_1 \cdot u_2}$  où  $u_1$  est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure à la face interne de la semelle (en mm) et  $u_2$  est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure au parement du béton en mm.

### 3-2-6 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée

La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de toute la section en situation d'incendie s'obtient à partir de la relation :

$$N_{fi,pl,R_d} = N_{fi,pl,R_d,f} + N_{fi,pl,R_d,w} + N_{fi,pl,R_d,c} + N_{fi,pl,R_d,s} \quad (3-10)$$

$$(EI)_{f_i,eff,z} = j_{f,q} (EI)_{f_i,f,z} + j_{w,q} (EI)_{f_i,w,z} + j_{c,q} (EI)_{f_i,c,z} + j_{s,q} (EI)_{f_i,s,z} \quad (3-11)$$

où  $j_{i,q}$  est un coefficient de réduction dépendant de l'effet des contraintes thermiques défini dans le tableau 3-7.

Tableau 3-7 Coefficient de réduction  $j_{i,q}$  dépendant de l'effet des contraintes thermiques

Résistance à l'incendie normalisé	$j_{f,q}$	$j_{w,q}$	$j_{c,q}$	$j_{s,q}$
R30	1.0	1.0	0.8	0.8
R60	0.9	1.0	0.8	0.9
R90	0.8	1.0	0.8	0.8
R120	1.0	1.0	0.8	1.0

La charge de flambement d'Euler ou charge élastique sera alors :

$$N_{fi,cr,z} = \Pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \mathbf{l}_q^2 \quad (3-12)$$

où  $\mathbf{l}_q$  étant la longueur de flambement définie dans le paragraphe 2-6-3.

L'élancement réduit est obtenu par :

$$\bar{I}_q = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad (3-13)$$

où  $N_{fi,pl,R}$  est la valeur de  $N_{fi,pl,Rd}$  quand les facteurs de sécurité  $g_{M,f_i,a}$ ,  $g_{M,f_i,c}$  et  $g_{M,f_i,s}$  sont pris égaux à 1.0.

Par conséquent, en utilisant  $\bar{I}_q$ , on peut calculer le coefficient de réduction  $\chi_z$  à partir de la formule suivante :

$$c_z = \frac{1}{j + \sqrt{j^2 - \bar{I}_q^2}} \quad (3-14)$$

avec  $j = 0.5[(1 + 0.49(\bar{I}_q - 0.2) + \bar{I}_q^2)]$  et obtenir finalement la charge axiale de calcul au flambement pour les différents degrés de résistance normalisé à l'incendie par la relation:

$$N_{fi,pl,Rd} = c_z \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (3-15)$$

Remarques :

Au lieu de la formule (3-14), on peut utiliser la courbe de flambement (c) de l'EC1 définie dans le tableau 3-8.

Tableau 3-8 Coefficient  $\chi$  pour la courbe de flambement

$\bar{\lambda}$	$\chi$ pour courbe de flambement :				
	a <sub>e</sub>	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

### 3-3 Exemple d'application

Soit un poteau intérieur situé au rez-de-chaussée d'un immeuble à usage de bureaux de type R+5 dont la section transversale est représentée sur la figure 3.2 [14,15]. Le poteau est chauffé sur ces quatre faces et soumis à un feu normalisé de type ISO834. La hauteur d'étage H est de 4,20 mètres et la charge appliquée est supposée centrée sur le poteau. La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à  $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$  vu que l'épaisseur des ailes dépasse 16 mm et les moments d'inertie sont calculés par rapport à l'axe faible (ici axe y). On propose 1) de justifier la stabilité de la colonne à température ambiante 2) de calculer sa capacité portante par la méthode simplifiée de l'Annexe F EC4 1-2 pour un temps d'exposition au feu correspondant à la classe de résistance au feu R90 (90 min) 3) d'estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée de compression donnée  $P = 2500 \text{ kN}$ .

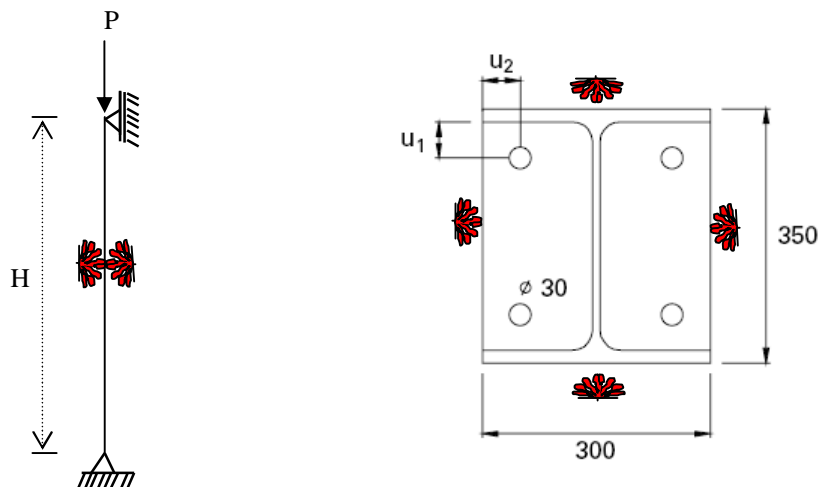


Fig. 3.2 Géométrie de la colonne

### 3-3-1 Données

#### a) Propriétés de la section transversale

##### Profilé :

HEA 360

Nuance d'acier :	S235
Hauteur :	$h = 350 \text{ mm}$
Largeur :	$b = 300 \text{ mm}$
Épaisseur de l'âme :	$e_w = 10 \text{ mm}$
Épaisseurs des semelles :	$e_f = 17.5 \text{ mm}$
Aire de la section :	$A_a = 14300 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_{ay} = 235 \text{ MPa}$
Module d'élasticité :	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie de flexion :	$I_{a,z} = 78,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ (axe faible).

##### Armature :

Nuance d'acier :	S500
Diamètre :	4 Ø 30
Aire de la section :	$A_s = 2828 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$
Module d'élasticité :	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie :	$I_{s,z} = 28,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Distance entre axes :	$U_s = 50 \text{ mm}$

##### Béton :

Classe de résistance :	C30/37
Aire de la section :	$A_c = 87,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Résistance en compression :	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Module élastique :	$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$
Module élastique de calcul :	$E_{cd} = 23700 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie :	$I_{c,z} = 680,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ (axe faible).

La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à  $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$  vu que l'épaisseur des ailes dépasse 16 mm.

**b- Longueur de flambement :**

- en situation ambiante :  $L = 1,0, H = 4,20 \text{ m}$
- en situation d'incendie :  $L_0 = 0,5 . H = 2,10 \text{ m}$

**c- Combinaisons de charges :** La descente de charge des 4 planchers supérieurs et du niveau en toiture donne les valeurs effectives suivantes au rez-de-chaussée :

- Poids propre de la structure :  $1400 \text{ kN}$
- Charges permanentes :  $360 \text{ kN}$
- Charges d'exploitation :  $700 \text{ kN}$

La valeur de calcul de l'effort normal à la température ambiante et pour une action variable dominante est déterminée comme suit :

$$N_{sd} = (1\,400 + 360) \times 1,35 + 700 \times 1,5 = \mathbf{3426 \text{ kN}}$$

La valeur de calcul de l'effort normal en situation d'incendie est obtenue comme suit ( avec  $\psi_1 = 0,5$  ) :

$$N_{Sd,fi} = (1\,400 + 360) \times 1,00 + 700 \times 0,5 = \mathbf{2110 \text{ kN}}$$

**3-3-2 Justification de la stabilité à température ambiante :**

La vérification de la résistance du poteau à la température ambiante s'effectue comme suit :

- Résistance plastique à la compression :

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a \cdot f_{ay} / \gamma_{Ma} + A_c \cdot 0,85f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s \\ &= (143000 \times 225 / 1,1 + 87900 \times 0,85 \times 30 / 1,5 + 2828 \times 500 / 1,15) / 1000 \\ &= 5649 \text{ KN} \end{aligned}$$

Et, lorsque tous les facteurs partiels de sécurité sont égaux à 1,00 dans la formule précédente :

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a \cdot f_{ay} + A_c \cdot 0,85f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \\ N_{pl,Rd} &= 14300 \times 225 + 87900 \times 0,85 \times 30 + 2828 \times 500 = 6873 \text{ kN} \end{aligned}$$

La part de l'acier dans la résistance plastique atteint :

$$A_a f_y / \gamma_a = (14300 \times 225 / 30) = 2925 \text{ kN}$$

Soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}}$$

$\delta = 2925/5649 = 0.518$  , la condition  $0,2 < \delta < 0,9$  est satisfaite.

- Charge critique élastique de flambement :

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot (EI)_e / \ell^2 = \pi^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0.8 E_{cd} \cdot I_c) / \ell^2$$

$$(EI)_e = (210 \times 78.9 + 210 \times 28.4 + 0.8 \times 23.7 \times 680.3) \times 10^9 = 35.43 \times 10^{12} kN$$

$$N_{cr} = \pi^2 \times 35.43 \times 10^9 / 4200^2 = 19824 kN$$

- Elancement réduit (non dimensionnel) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{6873}{19824}} = 0,589 \quad \text{la condition } \bar{\lambda} < 2,0 \text{ est satisfaite.}$$

- Coefficient de réduction de flambement : à partir de la courbe de flambement (c) ( tableau 3-9) avec interpolation linéaire pour la valeur intermédiaire de 0,589, on trouve  $\chi_z = 0,792$ .

- Résistance du Poteau au flambement :

$$N_{b,Rd} = c_z \cdot N_{pl,Rd} = 0,792 \times 5649 = 4474 kN$$

$$N_{Sd} = 3426 kN < N_{b,Rd} = 4474 kN$$

La stabilité à température ambiante du poteau est donc vérifiée avec une marge de sécurité de l'ordre 31%.

### 3-3-3 Justification de la résistance au feu R90 :

#### A- Méthode des valeurs tabulées :

Il convient de vérifier au préalable que les conditions d'applicabilité de cette méthode sont bien satisfaites. C'est le cas, car la longueur de flambement peut être considérée comme réduite de moitié en situation d'incendie, et la hauteur du poteau n'excède pas 30 fois sa largeur (9,00 mètres). La longueur de flambement réduite de moitié en situation d'incendie correspond aux hypothèses d'élaboration du tableau 2-6. On peut alors directement utiliser pour  $R_d$  la valeur de  $N_{b,Rd}$  à température ambiante déjà calculé :

$$h_{fi,t} = N_{sd,fi} / R_d = 2110/4474 = 0,472$$

A partir de ce niveau de chargement on obtient les caractéristiques minimales de la section par interpolation dans le tableau 2-6 :

- Dimensions minimales h, b de la section :

300 mm pour  $h_{fi,t} = 0.3$  ; 300 mm pour  $h_{fi,t} = 0.5$

Par pour  $h_{fi,t} = 0.472$  , La dimension minimale de h et b est 300 mm

Alors la condition satisfaite

- Distance minimale à l'axe des armatures  $u_s$  : 50 mm

$u_{s, réel} = 50$  mm, condition satisfaite

- Rapport de l'épaisseur de l'âme à l'épaisseur de la semelle  $e_w / e_f$  :  
 $0,5$  pour  $h_{fi,t} = 0,3$  ;  $0,7$  pour  $h_{fi,t} = 0,5$   
 Pour  $h_{fi,t} = 0,472$  on obtient  $0,672$  par interpolation :  
 $(e_w/e_f)_{réel} = 10/17,5 = 0,57 < 0,672$  . La condition est non vérifiée

Le profilé ne satisfait pas complètement à l'exigence R90. En toute rigueur, il conviendrait de renforcer la section si on base la justification au feu sur cette seule méthode des valeurs tabulées. Ce renforcement pourrait être réalisé par l'ajout d'armatures, ou par le choix d'un acier de nuance supérieure ou d'un béton d'une classe de résistance plus élevée, de manière à diminuer un peu le taux de chargement  $h_{fi,t}$ .

### B- Modèle de calcul simplifié de l'Annexe F-EC4

Il convient d'abord de vérifier que la section transversale se trouve bien dans les limites d'applicabilité de la méthode pour la classe de résistance au feu R60. Ces limites sont définies comme suit :

- Ø  $L_\theta = 2,10 \text{ m} \leq L_{\theta, \text{maximum}} = 13,5 \cdot b = 13,5 \times 300 = 4050 \text{ mm}$
- Ø  $230 \text{ mm} \leq h = 350 \text{ mm} \leq 1100 \text{ mm}$
- Ø  $230 \text{ mm} \leq b = 300 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$
- Ø  $1 \% \leq \text{pourcentage d'armatures} = 3,12 \% \leq 6 \%$

Les conditions sont bien satisfaites. Les dimensions du profilé HEA 360 sont (fig. 3-3) :

$$b = 300 \text{ mm} \quad h = 350 \text{ mm} \quad e_w = 10 \text{ mm} \quad e_f = 17,5 \text{ mm}$$

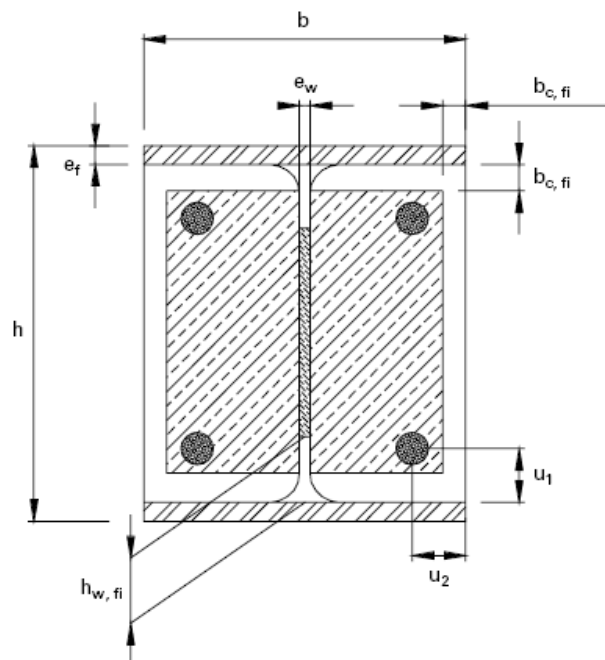


Figure 3-3 Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu R90

## 1. Contribution des ailes du profilé :

La température moyenne de la semelle est :

$$q_{f,t} = q_{0,t} + k_t (A_m / V) \quad (t \text{ est la durée de l'incendie}).$$

$$\text{Le facteur de massivité : } \frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h+b)}{h \cdot b} = 12,381 \text{ m}^{-1}$$

Tableau 3-1( chapitre 3), pour R90  $q_{0,t} = 805 \text{ }^\circ\text{C}$  et  $k_t = 6.15 \text{ m }^\circ\text{C}$   
 $\theta_{f,t} = 805 + 6.15 \times 12.381 = 881.1 \text{ }^\circ\text{C}$

La limite et le module élastique à  $881.1 \text{ }^\circ\text{C}$  sont :

$$f_{a \max, f, t} = 225 \times 0.06945 = 15.63 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{E}_{a, f, t} = 210000 \times 0.072 = 15120 \text{ N/mm}^2$$

Du tableau 2-1, par interpolation linéaire pour  $881.1 \text{ }^\circ\text{C}$  on trouve :

$$k_{max, q} = 0.06945 \text{ et } k_{E, q} = 0,072$$

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{f_i, pl, Rd, f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a \max, f, t}) / \gamma_{M, f_i, a} ; (EI)_{f_i, f, z} = \bar{E}_{a, f, t} (e_f b^3 / 6)$$

$$N_{f_i, pl, Rd, f} = 2(300 \times 17.5 \times 15.63) / 1.0 = 164115 \text{ N}$$

$$(EI)_{f_i, f, z} = 15120(17.5 \times 300^3 / 6) = 1.19 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

## 2. Contribution de l'âme du profilé :

-La partie de l'âme à négliger :  $H_t = 1100 \text{ mm}$  (tab 3-2)

$$h_{w, f_i} = 0.5(h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0.16(H_t/h)}\right)$$

$$h_{w, f_i} = 0.5(350 - 2 \times 17.5) \left(1 - \sqrt{1 - 0.16(1100/350)}\right) = 46.45 \text{ mm}$$

$$\rightarrow h_{w, f_i} = 46.45 \text{ mm}$$

- Niveau de contrainte maximale

$$f_{a \max, w, t} = f_{a \max, f, 20^\circ\text{C}} \sqrt{1 - 0.16(H_t/h)}$$

$$f_{a \max, w, t} = 225 \times \sqrt{1 - 0.16(1100/350)} = 158.64 \text{ N/mm}^2$$

- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{f_i, pl, Rd, w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w, f_i}) \cdot f_{a \max, t} / \gamma_{M, f_i, a}$$

$$N_{f_i, pl, Rd, w} = 10(350 - 2 \times 17.5 - 2 \times 46.45) 158.64 / 1.0 = 352339 \text{ N}$$

- Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(EI)_{f_i, w, z} = E_{a, w, 20^\circ\text{C}} (h - 2e_f - 2h_{w, f_i}) \cdot e_w^3 / 12$$

$$(EI)_{f_i, w, z} = 210000(350 - 2 \times 17.5 - 2 \times 46.45) 10^3 / 12 = 3.887 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

### 3. Contribution des armatures:

-Facteur de réduction de la limite d'élasticité de calcul :

$$u = \sqrt{50 \times 50} = 50 \text{ mm}$$

Pour R90,  $k_{y,t} = 0.572$  et  $k_{E,t} = 0.406$  (dans les tableaux 3.5, 3.6),

-Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{f_i,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} f_{sy,20^\circ C} / \gamma_{M,f_i,s}$$

$$N_{f_i,pl,Rd,s} = 2828 \times 0.572 \times 500 / 1.0 = 808808 \text{ N}$$

- Inertie des barres par rapport à l'axe z : le centre des barres de 30 mm se trouvant à une distance de 100 mm de l'axe médian de l'âme du profilé, on calcule :

$$I_{s,z} = 4\pi \times \frac{15^4}{4} + 4\pi \times 15^2 \times 100^2 = 28433377 \text{ mm}^4$$

- Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(EI)_{f_i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z}$$

$$(EI)_{f_i,s,z} = 0.406 \times 210000 \times 28433377 = 2.42 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

### 4. Contribution du béton :

-Couche extérieur de béton négligée dans le calcul :

$$b_{c,f_i} = 0.5(A_m/V) + 22.5 = 28.69 \text{ mm} \text{ (Tableau 3.3)}$$

-Température moyenne du béton : pour  $A_m/V = 12,381 \rightarrow \theta_{c,t} = 391.16^\circ C$

-Module sécant réduit du béton :

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_{c,20^\circ C} \cdot k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}$$

Avec :  $k_{c,\theta} = 0.759$  et  $\varepsilon_{cu,\theta} = 7.367 \times 10^{-3}$  (par interpolation dans tableau 2.2)

$$\rightarrow E_{c,sec,\theta} = 30 \times 0.759 / 7.367 \times 10^{-3} = 3091 \text{ N/mm}^2$$

- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie : avec  $\gamma_{M,f_i,c} = 1,30$

$$N_{f_i,pl,Rd,c} = 0.86[(h - 2e_f - 2b_{c,f_i})\{(b - e_w - 2b_{c,f_i}) - A_s\}] \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,f_i,c}$$

$$N_{f_i,pl,Rd,c} = 0.86[(350 - 2 \times 17.5 - 2 \times 28.69)\{(300 - 10 - 2 \times 28.69) - 2828\}] \times 30 \times 0.759 / 1.3 = 860104 \text{ N}$$

- Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :  $(E \cdot I)_{f_i,c,z} = 8.597 \times 10^{11} \text{ N.mm}^2$

### 5. Charge axiale de flambement à température élevée (R90) :

- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{f_i,pl,Rd} = N_{f_i,pl,Rd,f} + N_{f_i,pl,Rd,w} + N_{f_i,pl,Rd,s} + N_{f_i,pl,Rd,c}$$

$$N_{f_i,pl,Rd} = 164115 + 352339 + 808808 + 860104 = \mathbf{2185366 \text{ N}}$$

- Rigidité efficace totale en flexion à l'incendie :  $(EI)_{f_i,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{f_i,f,z} +$

$$\varphi_{w,\theta} (EI)_{f_i,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{f_i,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{f_i,s,z}$$

Avec :  $\varphi_{f,\theta} = \varphi_{c,\theta} = \varphi_{s,\theta} = 0.8$  ;  $\varphi_{w,\theta} = 1.0$  (dans le tableau 3.7)

$$(EI)_{f_i,eff,z} = 0.8(1.19 \times 10^{12}) + 1(3.887 \times 10^9) + 0.8(8.597 \times 10^{11}) + 0.8(2.42 \times 10^{12})$$

$$= \mathbf{3.580 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2}$$

- Charge critique élastique de flambement :

$$N_{fi,cr,z} = \Pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \ell_{\theta}^2$$

$$N_{fi,cr,z} = \Pi^2 3.58 \times 10^{12} / (2100)^2 = 8012060N$$

Elancement réduit :

$$N_{fi,pl,R} = 164115 + 352339 + 808808 + 1.3 \times 860104 = 2443397N$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} = \sqrt{2443397 / 8012060} = 0.522$$

→  $\bar{\lambda}_{\theta} = 0.552$  où d'après la courbe de flambement «c» suivant EC3-1-1, on trouve :  $\chi_z = 0.813$

La charge axiale centrée admissible compte tenu du flambement en situation d'incendie est alors :

$$N_{fi,Rd,z} = 0.813 \times 2185366 = \mathbf{1776703N} = \mathbf{1776.7kN} < N_{sd,fi} = \mathbf{2110kN}$$

La stabilité au feu n'est donc pas assurée après 90 minutes de chauffage où on constate généralement que le calcul en situation d'incendie devient nettement déterminant pour les classes supérieures à R60. La résistance au feu de la colonne est de l'ordre de 78 min qui correspond à une valeur de la capacité portante de 2128.7 kN. A 60 min, la capacité portante vaut 2749.6 kN.

### 3-3-4 Estimation de la résistance au feu $R_f$ pour une charge appliquée donnée P

La procédure se résume comme suit en se référant à la figure 3.4

- 1- calcul, au temps  $R_f = 30$  min (=  $R_{f,30}$ ), la capacité portante de la colonne en utilisant la formule (2.17) soit égale à la valeur  $N_{fi,Rd,30}$ . On obtient ainsi:  $N_{fi,Rd,30} = 3711.28$  kN
- 2- calcul, au temps  $R_f = 60$  min (=  $R_{f,60}$ ), la capacité portante de la colonne en utilisant la formule (2.17) soit égale à la valeur  $N_{fi,Rd,60}$ . On obtient ainsi:  $N_{fi,Rd,60} = 2749.58$  kN
- 3- Par interpolation (ou par extrapolation) linéaire, pour une valeur de charge axiale appliqué P, on trouve une valeur de la résistance au feu  $R_f$  donnée par la relation suivante:

$$R_f = R_{f,30} + \frac{(P - N_{fi,Rd,30})}{(N_{fi,Rd,30} - N_{fi,Rd,60})} * (R_{f,30} - R_{f,60}) \quad (3.16)$$

On obtient alors:  $R_f = 67.79$  min si la valeur de la charge axiale appliquée est de 2500 kN.

- 4- Si  $R_f < 0$ , on prend  $R_f = 0$ .

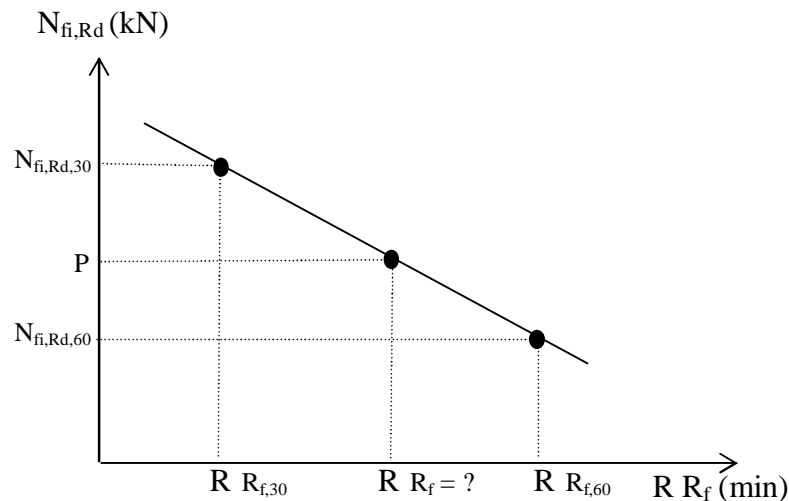


Fig. 3.4 Estimation de la résistance au feu en fonction de la charge appliquée

### 3-4 Disposition constructives des poteaux mixtes partiellement enrobés

L'EC4 laisse certaines libertés dans la manière de réaliser les étriers et de connecter le béton des chambres sur l'âme du profilé. Nous adoptons un système comprenant des étriers fermés et des connecteurs à tête soudés sur l'âme. Ce système offre l'avantage de pouvoir livrer au chantier des paniers d'armatures pré-assemblés qui seront simplement déposés dans les chambres et sommairement maintenus en place lors du bétonnage. Il évite la soudure des étriers sur l'âme.

#### 3-4-1 Introduction des charges

Les charges introduites à chaque plancher doivent être réparties entre les constituants acier et béton armé du poteau mixte. L'EC4-1-1 impose d'assurer cette diffusion sur une distance n'excédant pas deux fois la largeur du poteau soit  $2 \times 300 = 600$  mm. Les charges sont généralement introduites dans l'acier, par le biais d'un assemblage métallique. Nous supposons que le béton armé des chambres est continu d'un étage à l'autre, et, par simplification, que chaque niveau apporte une charge identique sur le poteau. Il faut alors introduire à chaque niveau  $1/5$  de la charge totale de calcul, soit  $3426/5 = 685$  kN. La part du profilé dans la résistance plastique  $\delta = 0,518$  a été calculée auparavant, de sorte qu'il faudra faire passer dans le béton armé des chambres :  $(1 - 0,518) \times 685 = 330$  kN. Adoptons des goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme, de dimension  $\phi 16 \times 100$ . Ils présentent une capacité ultime  $P_{Rd} = 57,9$  kN/pièce. Il faudra 6 connecteurs, soit trois pièces de chaque côté de l'âme, pour introduire dans le béton armé sa part de charge. On n'aura aucune difficulté à les grouper au droit ou directement sous le niveau supérieur de l'assemblage.

#### 3-4-2 Connexion mécanique du béton sur l'âme

Même en l'absence d'effort tranchant à température ambiante, il est nécessaire d'assurer une liaison mécanique minimum entre le béton armé des chambres et l'âme du profilé, pour éviter une désolidarisation sous l'effet du gradient thermique en situation d'incendie. Il convient de disposer au moins un connecteur tous les 500 mm sur chaque face de l'âme. Dans le cas de connecteurs soudés, on les distribue généralement en quinconce, en inversant l'ordre

d'une face à l'autre pour éviter de superposer les soudures au même endroit. Le diamètre minimum des connecteurs soudés est fixé à 10 mm, leur longueur devant atteindre  $0,3 \cdot b = 0,3 \times 300 = 90$  mm. On adopte en pratique des goujons  $\phi 10 \times 100$ , ou  $\phi 13 \times 100$ , voire  $\phi 16 \times 100$  selon la disponibilité.

*NB* : On pourrait remplacer ces connecteurs à tête soudés par des barres d'armatures d'au moins 6 mm de diamètre traversant l'âme par des perçages prévus en atelier, et liaisonnant les paniers d'armatures situés de chaque côté. Il convient cependant dans ce cas de prendre des dispositions pour éviter que le béton fraîchement coulé dans une chambre ne sorte de celle-ci lors de l'opération de retournement de la pièce.

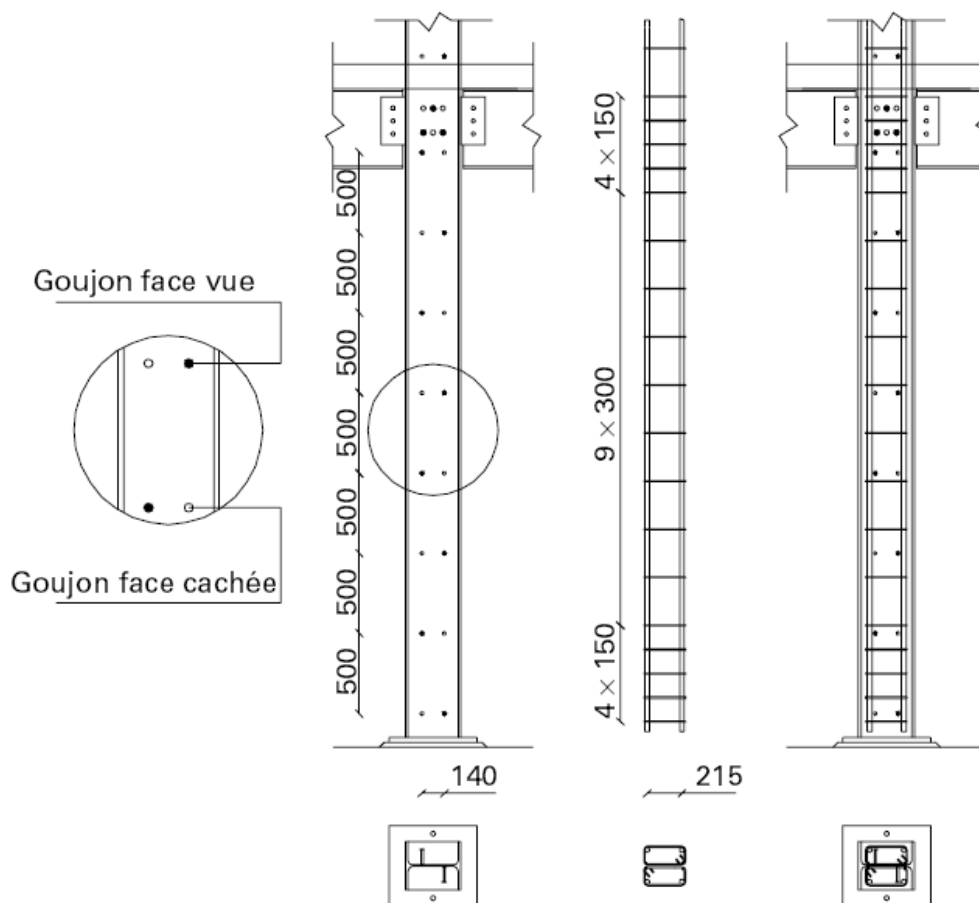


Figure 3-5 Goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme [15]

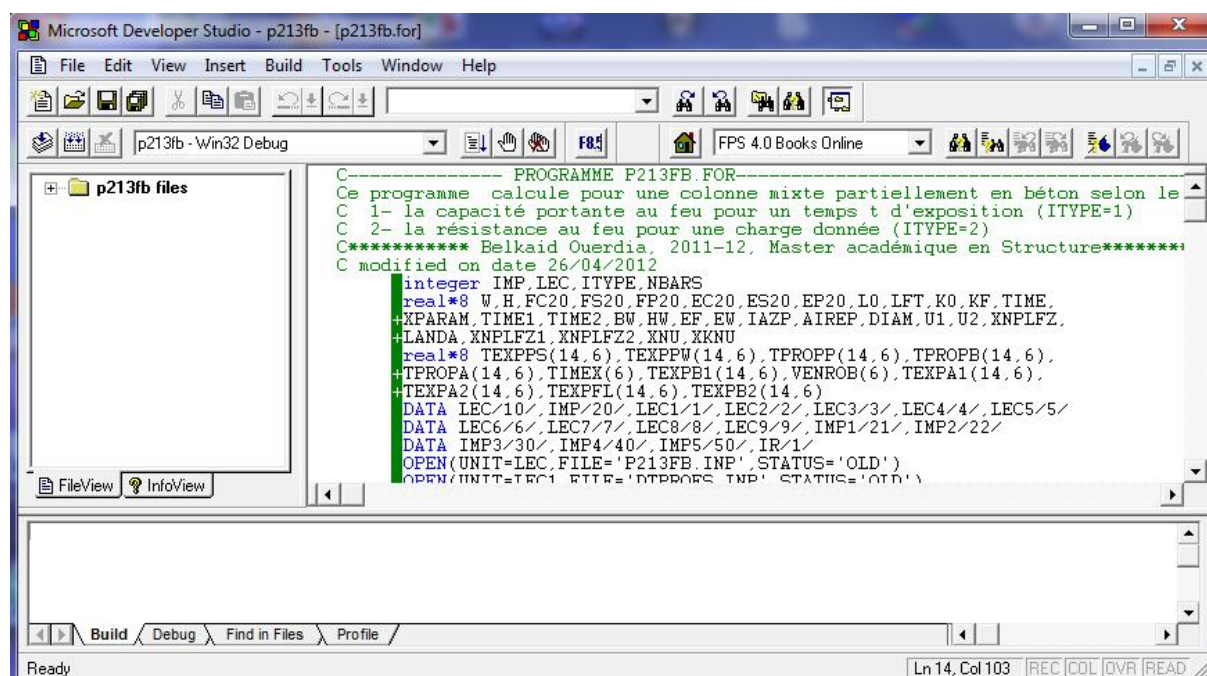
## CHAPITRE 4

### IMPLEMENTATION NUMERIQUE- CODE P213FB.FOR

#### 4-1 Généralités

Dans ce chapitre, nous allons illustrer le programme établi par des applications numériques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton. Le programme s'intitule **P213FB.FOR** (fig. 4-1) facilement exploitable sur micro-ordinateur où les différents chiffres et lettres employées désignent comme suit :

- P: programme
- 2 : théorie à la rupture
- 1: théorie uniaxiale
- 3: présence de trois matériaux
- F: feu
- B: colonne mixte partiellement enrobée de béton.



```
C----- PROGRAMME P213FB.FOR-----
Ce programme calcule pour une colonne mixte partiellement en béton selon le
C 1- la capacité portante au feu pour un temps t d'exposition (ITYPE=1)
C 2- la résistance au feu pour une charge donnée (ITYPE=2)
C***** Belkaid Ouerdia, 2011-12, Master académique en Structure*****
C modified on date 26/04/2012
integer IMP, LEC, ITYPE, NBARS
real*8 W, H, FC20, FS20, FP20, EC20, ES20, EP20, L0, LFT, K0, KF, TIME,
XPARAM, TIME1, TIME2, BW, HW, EF, EW, IAZP, AIREP, DIAM, U1, U2, XNPLFZ,
LANDA, XNPLFZ1, XNPLFZ2, XNU, XKNU
real*8 TEXPPS(14, 6), TEXPPW(14, 6), TPROPP(14, 6), TPROP(14, 6),
TPROPA(14, 6), TIMEX(6), TEXPB1(14, 6), VENROB(6), TEXPA1(14, 6),
TEXPA2(14, 6), TEXPFL(14, 6), TEXPB2(14, 6)
DATA LEC/10/, IMP/20/, LEC1/1/, LEC2/2/, LEC3/3/, LEC4/4/, LEC5/5/
DATA LEC6/6/, LEC7/7/, LEC8/8/, LEC9/9/, IMP1/21/, IMP2/22/
DATA IMP3/30/, IMP4/40/, IMP5/50/, IR/1/
OPEN(UNIT=LEC, FILE='P213FB.INP', STATUS='OLD')
OPEN(UNIT=TEC1, FILE='DTPROPS.INP', STATUS='OLD')
```

Fig. 4-1 Programme principal P213FB.FOR

Mentionnons que le langage d'ordinateur employé est le fortran dont le compilateur est celui du Compaq Visual Fortran, version 6.5 comme montré sur la figure 4-1. Dans ce qui suit, nous allons tout d'abord présenter la description du fichier type de données qui s'intitule **P213FB.INP** suivi d'une illustration d'un exemple numérique afin de jauger la fiabilité et la véracité du programme

#### 4-2 Description du fichier de données P213FB.INP

Convention : A chaque bloc fonctionnel de P213F.INP correspond un ensemble de cartes d'en-tête définissant le nom du bloc à exécuter. Les cartes d'en-tête présentent le même format pour tous les blocs (format A4). Les blocs doivent être exécutés dans l'ordre dans lequel ils sont présentés ci-après.

COMT : bloc des commentaires.

- 1 carte d'en tête

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
COMT	nom du bloc des commentaires

- Des cartes de commentaires suivies de cartes blanches.

GEOM : bloc de lecture des données relatives à la géométrie.

- 1 carte d'en tête

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
GEOM	nom du bloc de la géométrie.
L <sub>0</sub>	longueur réelle de la colonne.
W, H	dimensions de la section.
K0	coefficient de flambement à t = 0
KF	coefficient de flambement sous feu

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
DIAM	diamètre des armatures
NBARS	nombre de barres
u1,u2	enrobage des armatures

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
BW	largeur de la semelle
HW	hauteur du profilé
EF	épaisseur de la semelle
EW	épaisseur de l'âme
AIREP	aire du profilé
IAZP	Moment d'inertie du profilé

PMAT : bloc de lecture des propriétés des matériaux.

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
PMAT	bloc des propriétés des matériaux
FC20	résistance a la compression du béton
FS20	résistance a la compression des armatures

FP20	résistance a la compression du profilé
TYPE : bloc de lecture de type de problème à traiter.	
<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
TYPE	bloc de type de problème.
ITYPE	type de problème (=1 ou 2)
XPARAM	1 : résistance au feu, 2 : charge appliquée

### **4-3 Organigramme du programme P213FB.FOR**

4-3-1 Calcul de la capacité portante à température ambiante, voir figure 4-2

4-3-2 Calcul de la capacité portante en situation d'incendie, voir figure 4-3

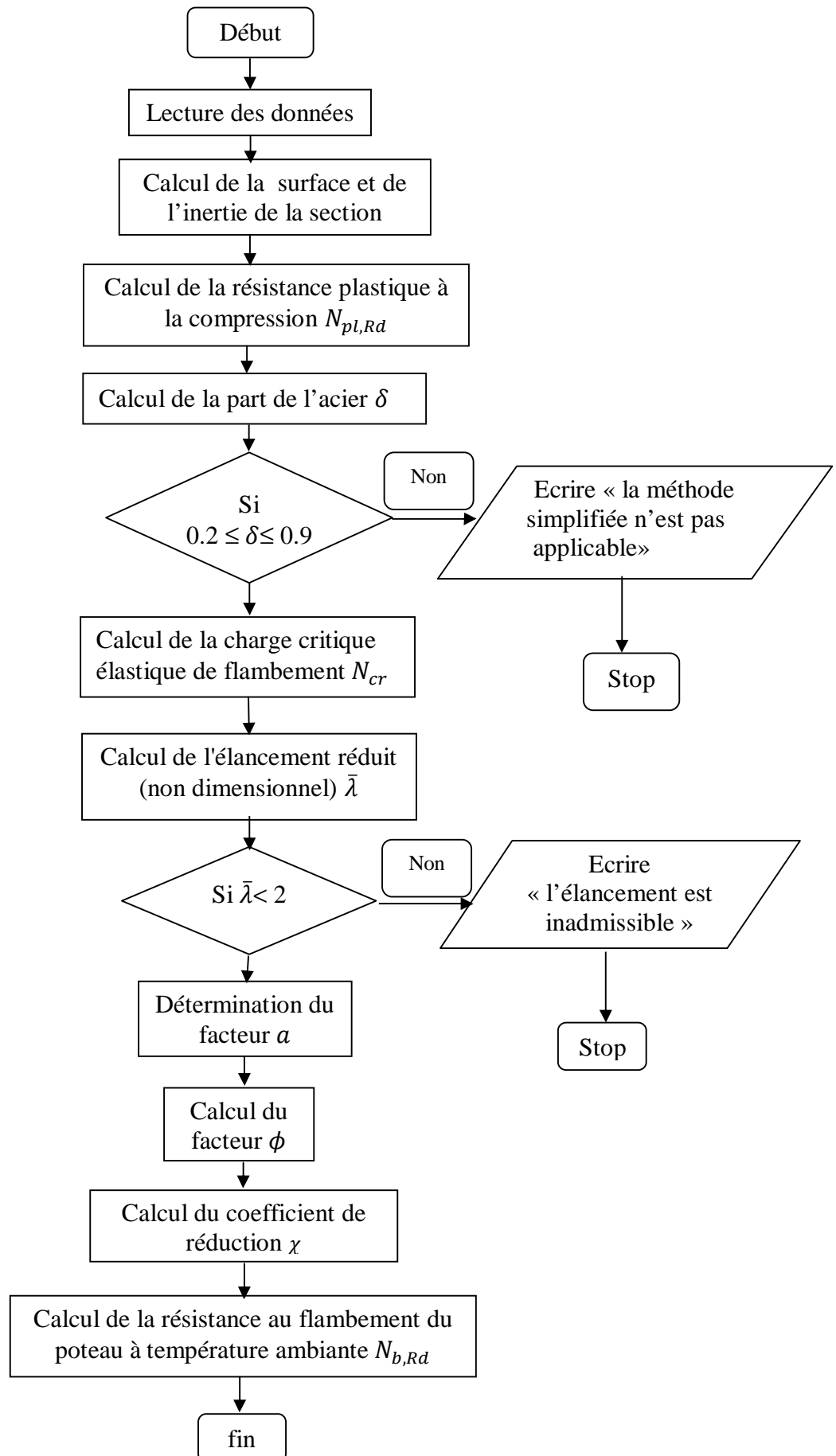
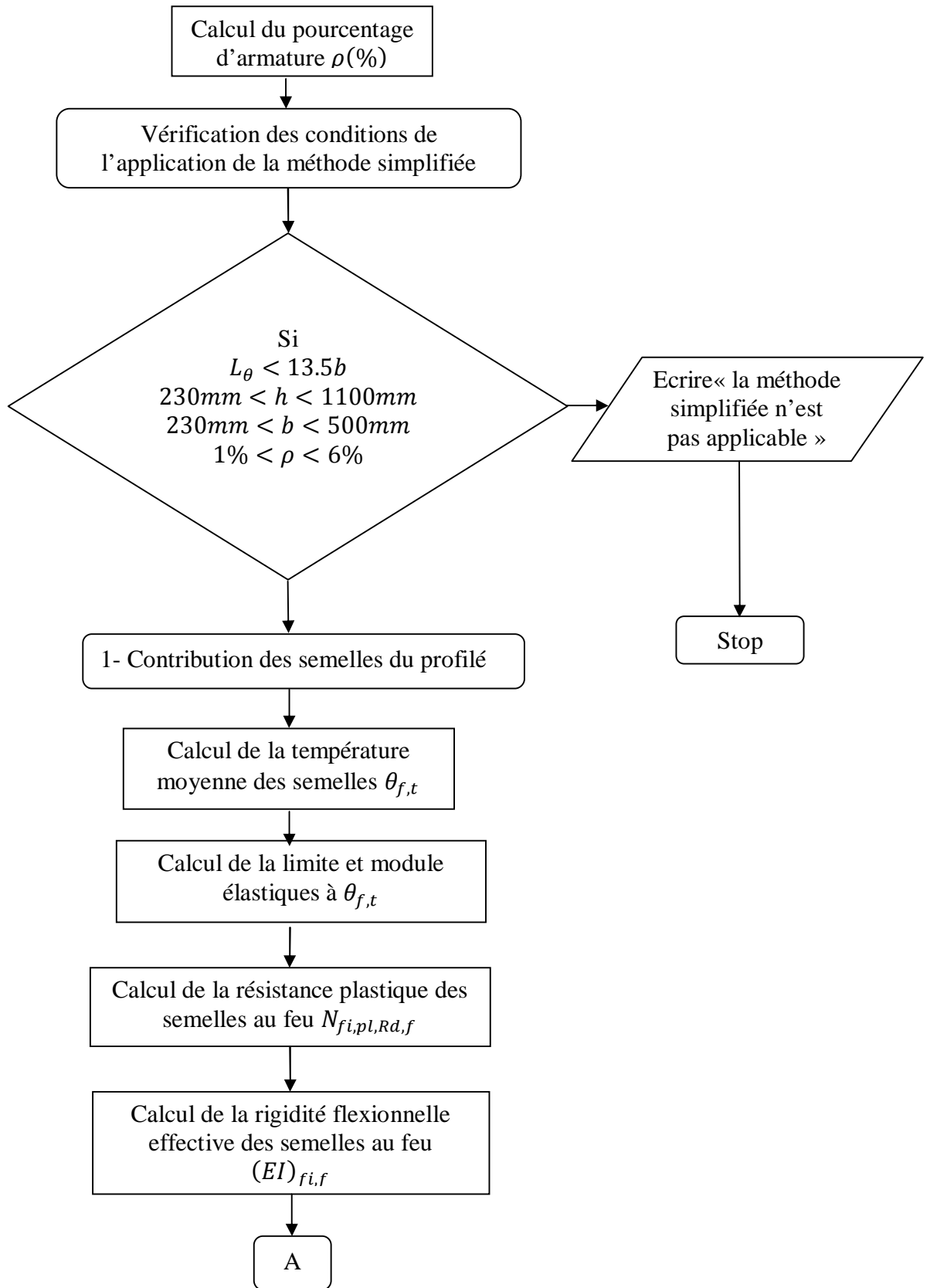
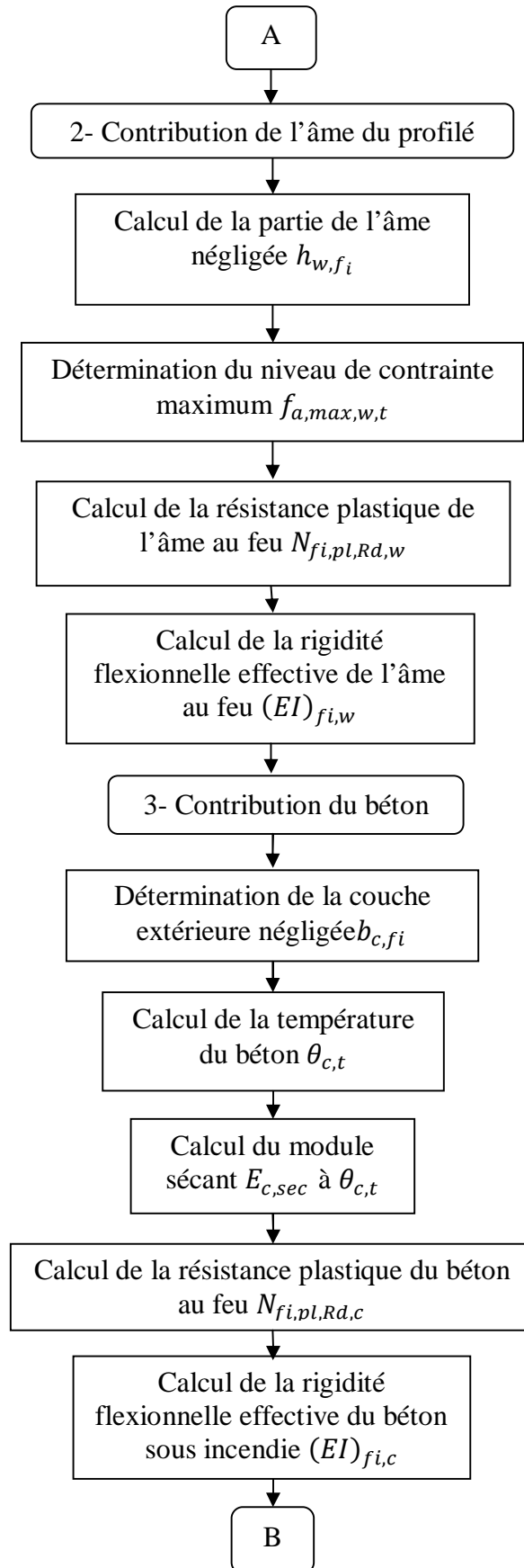
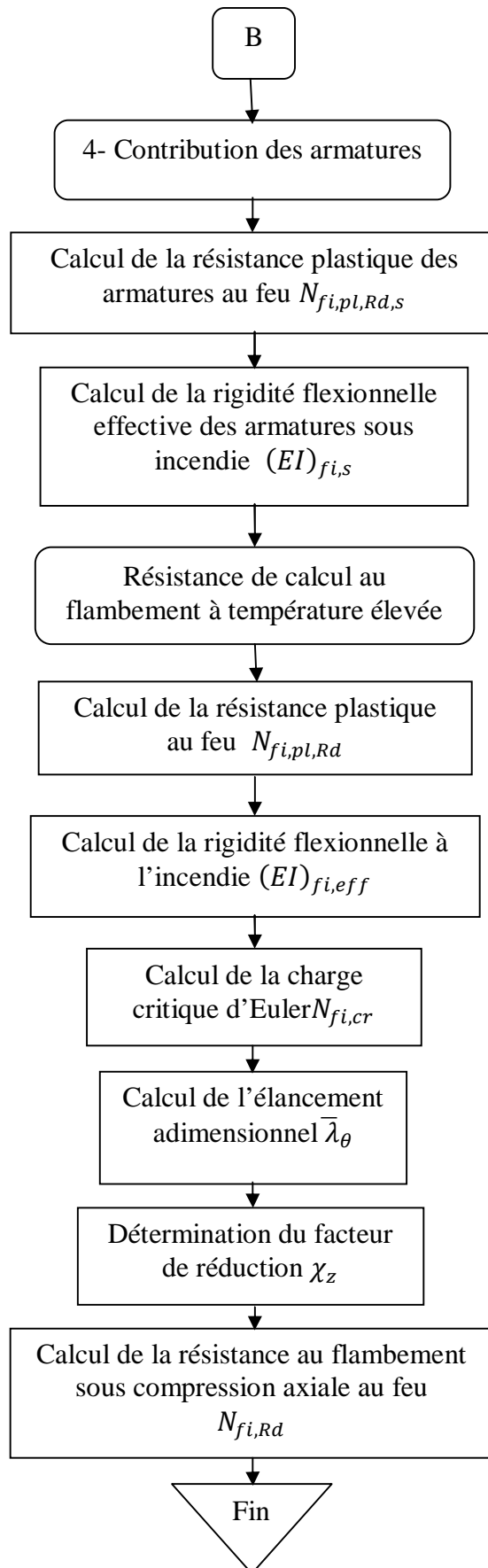


Fig. 4.2: Organigramme du programme à température ambiante







**Fig. 4-3: Organigramme du programme en situation d'incendie**

#### 4-4 Comparaison des résultats

Afin de jauger la fiabilité du programme, nous allons comparer les résultats avec ceux obtenus manuellement à l'aide de l'exemple précédent.

#### A- Calcul de la capacité portante à $t = 90$ min

##### A-1 Fichier de données : P213FB.INP

```
COMT
Le programme P213FB.FOR calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé
partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4, Annexe F):
1) la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition
2) la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P
***** Belkaid Ouerdia,2011-12, Master académique*****

GEOM
4200.D0,300.D0,350.D0,1.0D0,0.5D0
30.D0,4,50.D0,50.D0
300.D0,350.D0,17.5D0,10.D0,14300.D0,78.9D6
PMAT
30.0D0,500.0D0,225.0D0
32000.D0,210000.D0,210000.D0
TYPE 1
90.0D0
end
```

##### A-2 Fichier de sortie : P213FB.OUT

```
COMT

=====DEBUT:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====
=====
Le programme P213FB.FOR calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé
partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4, Annexe F): 1) la capacité
portante au feu correspondante à un temps t d'exposition 2) la résistance au feu
pour une charge axiale appliquée d'intensité P
***** Belkaid Ouerdia,2011-12, Master académique*****

=====FIN:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====
=====
GEOM
-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES
AUX CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA COLONNE -----
Longueur réelle de la colonne en mm....L0 = 4200.0
Largeur de la section en mm: .....W: 300.0
Hauteur de la section en mm: .....H: 350.0
Coefficient de flambement à t=0.... k0 = 1.0
Coefficient de flambement sous feu..... kf = 0.50

Diamètre des armatures.....DIAM en mm: 30.00
Nombre de barres.....NBARS: 4
Enrobage des armatures.....U1 en mm: 50.0
Enrobage des armatures.....U2 en mm: 50.0
```

Largeur de la semelle.....BW en mm: 300.0  
Hauteur du profilé.....HW en mm: 350.0  
Epaisseur de la semelle.....EF en mm: 17.5  
Epaisseur de l'ame.....EW en mm: 10.0  
Aire du profilé.....AIREP en mm2: 14300.0  
Moment d'inertie du profilé.....IAZP en mm4: 78900000.0

PMAT

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES  
AUX PROPRIETES DES MATERIAUX (Béton et acier: N/mm2) -----  
Résistance à la compression du béton.FC20 en N/mm2= 30.00  
Limite élastique de l'acier d'armature.FS20 en N/mm2= 500.00  
Limite élastique de l'acier de constr...FP20 en N/mm2= 225.00

Module d'élasticité du béton à 20°C...EC20 en N/mm2= 32000.00  
Module d'élast à 20°C de l'acier d'armature...ES20 en N/mm2= 210000.00  
Module d'élasticité de l'acier de constr....EP20 en N/mm2= 210000.00

PROBLEME A TRAITER

ITYPE = 1 XPARAM = 90.0000

Longueur de flambement en mm..... lft= 2100.00  
Larguer minimale de la section.en mm.....WMIN= 300.00  
Elancement de la colonne.....LANDA= 24.25

Temps.en minutes.....= 90.00

1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivité ....AM/V [m-1]= 0.12381D+02  
Température en °C donnée par le tableau F-1...TOT= 0.80500D+03  
Coefficient empirique donnée par le tableau F-1...KT= 0.61500D+01  
Température moyenne des semelles...TFT= 0.88114D+03  
Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmaxt= 15.621  
Niveau du module d'élasticité coresp...,eyt= 0.15066D+05  
Coefficient de sécurité du profilé...GMFP= 0.10000D+01  
Résistance plastique des deux ailes exposées au feu...,NPLPSF en [N]= 0.16403D+06  
Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm2]= 0.11864D+13

1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau F-2 ....[mm]= 0.11000D+04  
Hauteur d'ame à négliger hwfi....[mm]= 0.46449D+02  
Niveau de contrainte maximale FMAXT....[N/mm2]= 0.15864D+03  
Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= 0.35235D+06  
Rigidité efficace en flexion de l'ame.,EIFPWZ [N.mm2]= 0.38868D+10

1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab F-5 kyt= 0.57200D+00  
Coefficient de sécurité des armatures...GMFA= 0.10000D+01  
Résistance plastique à la compression des armatures..NPLAF [N]= 0.80865D+06  
Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab F-6) 0.40600D+00  
moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm4] = 0.28433D+08  
Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm2]= 0.24242D+13

### 1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.f-3...BCFI 0.28690D+02  
Coefficient de sécurité du béton....GMFB= 0.13000D+01  
Température moyenne de calcul dans le béton (tab f-4)..TEMPT= 0.39116D+03  
Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= 0.75884D+00  
déformation ultime corres ECUT= 0.73674D-02  
Module sécant du béton ESECT 0.30900D+04  
Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= 0.85992D+06  
Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm2]= 0.85946D+12

Résistance plastique à la compression par sommation  
des différentes capacités constituants NPLF= 0.21849D+07  
Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= 0.80000D+00  
Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= 0.10000D+01  
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= 0.80000D+00  
Coef. de réduction- beton (tab f-7) PHIBT= 0.80000D+00  
Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= 0.35800D+13

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] 0.80120D+07  
Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= 0.24429D+07

Elancement réduit BLANDA= 0.55218D+00  
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= 0.73874D+00  
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= 0.81335D+00  
Charge axiale centrée admissible en sit. d'incendie NPLFZ [N]= 0.17771D+07

Charge ultime de la colonne en kN correspondante au temps time (en minutes)=\*\*\*\* :

XNPLFZ [kN]= 0.17771D+04

## B- Calcul de la résistance au feu pour P = 2500 kN

### B-1 Fichier de données : P213FB.INP

```
COMT
Le programme P213FB.FOR calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé
partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4, Annexe F):
1) la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition
2) la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P
***** Belkaid Ouerdia,2011-12, Master académique*****

GEOM
4200.D0,300.D0,350.D0,1.0D0,0.5D0
30.D0,4,50.D0,50.D0
300.D0,350.D0,17.5D0,10.D0,14300.D0,78.9D6
PMAT
30.0D0,500.0D0,225.0D0
32000.D0,210000.D0,210000.D0
TYPE 2
2500.0D0
end
```

### B-2 Fichier de sortie : P213FB.OUT

COMT

=====DEBUT:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====

Le programme P213FB.FOR calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4, Annexe F): 1) la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition 2) la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P

\*\*\*\*\* Belkaid Ourdia,2011-12, Master académique\*\*\*\*\*

=====FIN:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====

GEOM

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES

AUX CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA COLONNE -----

Longueur réelle de la colonne en mm....L0 = 4200.0

Largeur de la section en mm: .....W: 300.0

Hauteur de la section en mm: .....H: 350.0

Coefficient de flambement à t=0.... k0 = 1.0

Coefficient de flambement sous feu.... kf = 0.50

Diamètre des armatures.....DIAM en mm: 30.00

Nombre de barres.....NBARS: 4

Enrobage des armatures.....U1 en mm: 50.0

Enrobage des armatures.....U2 en mm: 50.0

Largeur de la semelle.....BW en mm: 300.0

Hauteur du profilé.....HW en mm: 350.0

Epaisseur de la semelle.....EF en mm: 17.5

Epaisseur de l'ame.....EW en mm: 10.0

Aire du profilé.....AIREP en mm<sup>2</sup>: 14300.0

Moment d'inertie du profilé.....IAZP en mm<sup>4</sup>: 78900000.0

PMAT

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES

AUX PROPRIETES DES MATERIAUX (Béton et acier: N/mm<sup>2</sup>) -----

Résistance à la compression du béton.FC20 en N/mm<sup>2</sup>= 30.00

Limite élastique de l'acier d'armature.FS20 en N/mm<sup>2</sup>= 500.00

Limite élastique de l'acier de constr...FP20 en N/mm<sup>2</sup>= 225.00

Module d'élasticité du béton à 20°C...EC20 en N/mm<sup>2</sup>= 32000.00

Module d'élast à 20°C de l'acier d'armature....ES20 en N/mm<sup>2</sup>= 210000.00

Module d'élasticité de l'acier de constr.....EP20 en N/mm<sup>2</sup>= 210000.00

PROBLEME A TRAITER

ITYPE = 2 XPARAM = 2500.0000

Longueur de flambement en mm..... lft= 2100.00

Largeur minimale de la section.en mm.....WMIN= 300.00

Elancement de la colonne.....LANDA= 24.25

charge appliquée XNU en [kN].....= 0.2500D+04

#### 1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivité ....AM/V [m-1]= 0.12381D+02

Température en °C donnée par le tableau F-1...TOT= 0.55000D+03

Coefficient empirique donnée par le tableau F-1...KT= 0.96500D+01

Température moyenne des semelles....TFT= 0.66948D+03

Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmaxt= 68.233

Niveau du module d'élasticité coresp....eyt= 0.38838D+05

Coefficient de sécurité du profilé....GMFP= 0.10000D+01

Résistance plastique des deux ailes exposées au feu...,NPLPSF en [N]= 0.71644D+06

Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm2]= 0.30585D+13

#### 1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau F-2 ....[mm]= 0.35000D+03

Hauteur d'ame à négliger hwfi....[mm]= 0.13149D+02

Niveau de contrainte maximale FMAXT....[N/mm2]= 0.20622D+03

Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= 0.59535D+06

Rigidité efficace en flexion de l'ame.,EIFPWZ [N.mm2]= 0.50523D+10

#### 1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab F-5 kyt= 0.10000D+01

Coefficient de sécurité des armatures....GMFA= 0.10000D+01

Résistance plastique à la compression des armatures..NPLAF [N]= 0.14137D+07

Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab F-6) 0.88800D+00

moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm4] = 0.28433D+08

Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm2]= 0.53023D+13

#### 1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.f-3...BCFI 0.40000D+01

Coefficient de sécurité du béton....GMFB= 0.13000D+01

Température moyenne de calcul dans le béton (tab f-4)..TEMPT= 0.20836D+03

Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= 0.89582D+00

déformation ultime corres ECUT= 0.46254D-02

Module sécant du béton ESECT 0.58102D+04

Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= 0.14889D+07

Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm2]= 0.35355D+13

Résistance plastique à la compression par sommation

des différentes capacités constituants NPLF= 0.42144D+07

Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= 0.10000D+01

Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= 0.10000D+01

Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= 0.80000D+00

Coef. de réduction- beton (tab f-7) PHIBT= 0.10000D+01

Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= 0.11194D+14

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] 0.25053D+08

Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= 0.46611D+07

Elancement réduit BLANDA= 0.43134D+00

Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= 0.64970D+00

Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= 0.88062D+00

Charge axiale centrée admissible en sit. d'incendie NPLFZ [N]= 0.37113D+07

temps .....TIME1 (en min)=\*\*\*Charge ultime de la colonne en [kN] corres... XNPLFZ1= 3711.2818

### 1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivité ....AM/V [m-1]= 0.12381D+02  
Température en °C donnée par le tableau F-1...T0T= 0.68000D+03  
Coefficient empirique donnée par le tableau F-1...KT= 0.95500D+01  
Température moyenne des semelles....TFT= 0.79824D+03  
Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmax= 25.226  
Niveau du module d'élasticité coresp....eyt= 0.19048D+05  
Coefficient de sécurité du profilé....GMFP= 0.10000D+01  
Résistance plastique des deux ailes exposées au feu...,NPLPSF en [N]= 0.26487D+06  
Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm2]= 0.15000D+13

### 1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau F-2 ....[mm]= 0.77000D+03  
Hauteur d'ame à négliger hwfi....[mm]= 0.30715D+02  
Niveau de contrainte maximale FMAXT....[N/mm2]= 0.18112D+03  
Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= 0.45927D+06  
Rigidité efficace en flexion de l'ame...,EIFPWZ [N.mm2]= 0.44375D+10

### 1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab F-5 kyt= 0.97600D+00  
Coefficient de sécurité des armatures....GMFA= 0.10000D+01  
Résistance plastique à la compression des armatures..NPLAF [N]= 0.13798D+07  
Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab F-6) 0.68900D+00  
moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm4] = 0.28433D+08  
Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm2]= 0.41140D+13

### 1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.f-3...BCFI 0.15000D+02  
Coefficient de sécurité du béton....GMFB= 0.13000D+01  
Température moyenne de calcul dans le béton (tab f-4)..TEMPT= 0.32815D+03  
Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= 0.82185D+00  
déformation ultime corres ECUT= 0.64222D-02  
Module sécant du béton ESECT 0.38391D+04  
Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= 0.11625D+07  
Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm2]= 0.16854D+13

Résistance plastique à la compression par sommation  
des différentes capacités constituants NPLF= 0.32664D+07  
Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= 0.90000D+00  
Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= 0.10000D+01  
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= 0.80000D+00  
Coef. de réduction- beton (tab f-7) PHIBT= 0.90000D+00  
Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= 0.64054D+13

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] 0.14335D+08  
Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= 0.36152D+07

Elancement réduit BLANDA= 0.50218D+00  
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= 0.70013D+00  
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= 0.84177D+00  
Charge axiale centrée admissible en sit. d'incendie NPLFZ [N]= 0.27496D+07

temps .....TIME2 (en min)=\*\*\*\*Charge ultime de la colonne en [kN] corres... XNPLFZ2= 2749.5842  
\*\*\*\*\*

Résistance au feu de la colonne correspondante à la charge (en [kN])= 2500.00 :

RF..en minutes..... 67.79

### C- Comparaison des résultats- Tableau 4-1

<b>R<sub>f</sub> (min) = 90</b>		
	Méthode manuelle	Programme: P213FB
<i>N<sub>fi,Rd,z</sub></i>	1777.0 kN	1777.1 kN

<b>P = 2500 kN</b>		
	Méthode manuelle	Programme: P213FB
<b>R<sub>f</sub> (min)</b>	67.80	67.79

#### 4-5 Analyse paramétrique

L'optimisation d'une colonne impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier, classe de résistance du béton, quantité d'armatures, élancement, chargement, enrobage...) nécessite plusieurs calculs successifs. C'est pourquoi une codification de la méthode s'avère indispensable. La procédure est donc traduite en langage d'ordinateur Fortran 90 dont le compilateur est Compact Visual Fortran. Le programme est écrit pour résoudre l'une des situations suivantes 1) calculer la capacité portante des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées en fonction d'une résistance au feu donnée 2) estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée donnée.

Nous montrons ici l'influence des principaux paramètres sur la résistance au feu de la colonne de l'exemple précédent. Les différents paramètres étudiés sont: le taux de chargement  $\eta$ , l'élancement  $\lambda$  et l'enrobage des barres d'armatures  $u$ .

##### 4-5-1 Effet du taux de chargement

Afin d'examiner l'influence du taux de chargement, on fait varier le facteur de charge  $h = \frac{N_{app}}{N_d}$  où  $N_{app}$  est la charge axiale P directement appliquée sur la colonne et  $N_d$  est la charge de calcul à froid pour la colonne étudiée obtenue soit à  $t = 0$  ; La valeur de  $N_d$  calculée étant estimée à 5871.1 kN. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 4-4 où la ligne en gras montre, à titre de comparaison, la colonne étudiée dont la résistance au feu est de l'ordre de 78 min qui correspond à un taux de charge de 0.36. On remarque une diminution linéaire de la résistance au feu au fur et à mesure que le taux de chargement  $\eta$  augmente. A  $\eta \geq 0.8$ , la résistance au feu de la colonne est nulle.

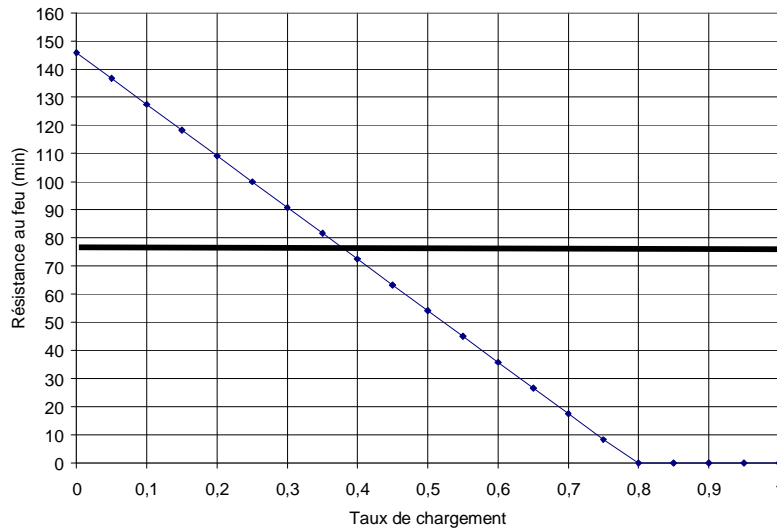


Fig. 4-4 Effet du taux de chargement  $\eta$  sur la résistance au feu

#### 4-5-2 Effet de l'élançement

Les résultats sont illustrés sur la figure 4-5 pour une charge axiale appliquée de compression  $P = 2128.7$  kN soit de l'ordre de la valeur de calcul de l'effort normal en situation d'incendie  $N_{Sd,fi}$ . Les valeurs des élançements sont choisies varier de  $\lambda = 10$  pour des colonnes très courtes à  $\lambda = 80$  pour des colonnes très longues. On remarque une décroissance quasi-linéaire de la résistance au feu avec l'augmentation de l'élançement de la colonne. A titre de comparaison, la colonne étudiée présente une résistance au feu de 78 min pour un élançement de valeur égale à 24.25.

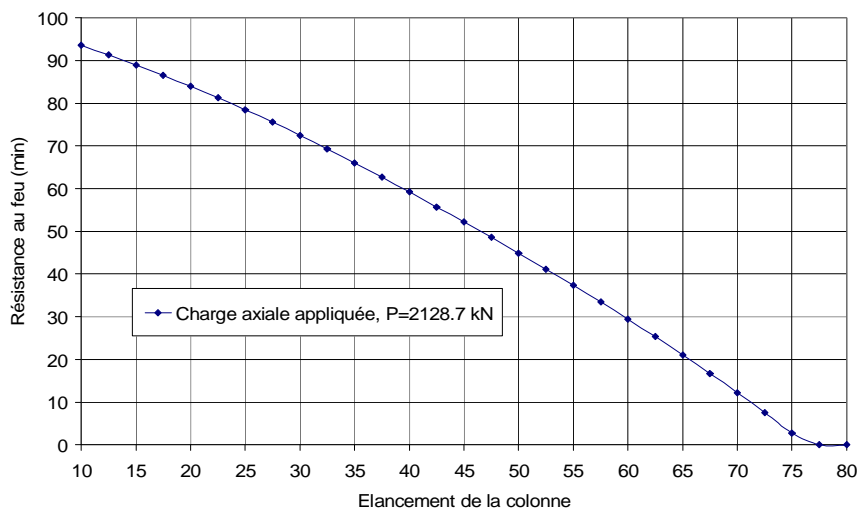


Fig. 4-5 Effet de l'élançement  $\lambda$  de la colonne sur la résistance au feu

#### 4-5-3 Effet de l'enrobage des barres d'armatures

A la figure 4-6, on montre l'effet de l'enrobage des barres d'armatures  $u = \sqrt{u_1 \cdot u_2}$  en considérant une charge axiale de compression  $P = 2128.7$  kN. Le choix de la valeur minimale de  $u = 30$  mm est dicté par la distance de la barre d'armature ( $\Phi=30$ mm) à la semelle du profilé métallique ( $e_f = 17,5$  mm). Les résultats mettent nettement en relief l'effet favorable

de la plage des valeurs optimales suggérées par l'EC4 à l'exception pour la valeur  $u = 60$  mm qui présente l'amorce de la chute de la résistance au feu de la colonne.

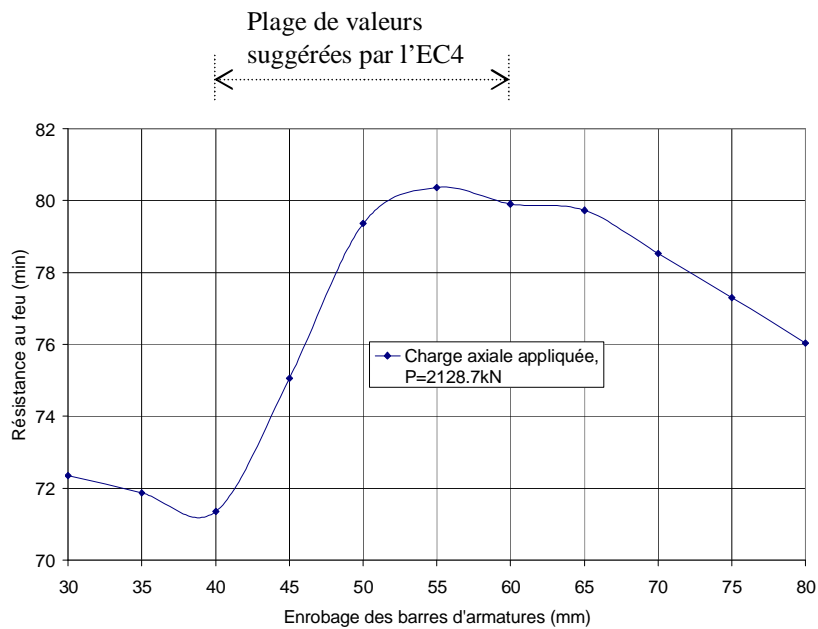


Fig. 4-6 Effet de l'enrobage ( $u$ ) des barres d'armatures sur la résistance au feu

#### 4-5-4 Effet de la taille du profilé

Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau 4-2 et représentés graphiquement sur la figure 4-7. Nous remarquons que la capacité portante de la colonne augmente au prorata de l'augmentation de la taille du profilé.

Tableau 4-2 : Résistances au feu des poteaux en fonction de la taille du profilé

	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	T = 0	R = 30	R = 60	R = 90	R = 120
HEA360	5874,1	3711,3	2749,6	1777,1	1104,9
HEA400	6404	4077,5	3009,3	1984,1	1281,5
HEA 240	3529,2	2162,9	1656,4	942,41	479,77

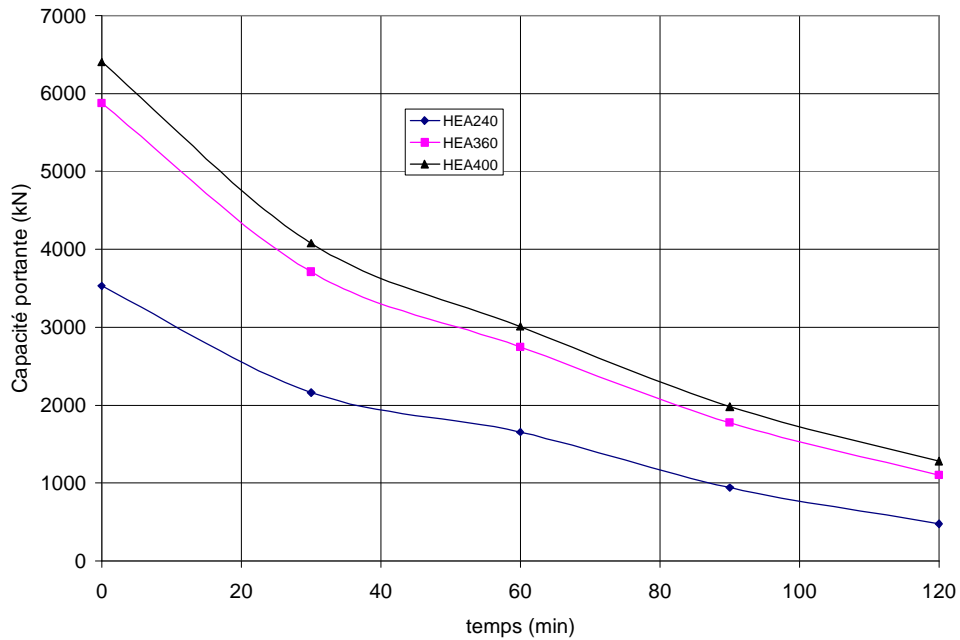


Fig. 4-7 Effet de la taille du profilé sur la capacité portante

#### 4-5-5 Effet du pourcentage d'armature

Au tableau 4-3, nous portons les résultats obtenus sur la capacité portante de la colonne en faisant varier le pourcentage d'armatures et que nous illustrons graphiquement sur la figure 4-8. Nous constatons que plus le pourcentage d'armatures augmente meilleure est la capacité portante de la colonne.

**Tableau 4-3: Résistances au feu des poteaux en fonction du taux d'armature.**

	$N_{fi,Rd}$ [KN]				
	T = 0	R = 30	R = 60	R = 90	R = 120
$PE_1(\emptyset 16)$ ; $\rho = 0.9\%$	4964.0	2784.8	1871	1269.7	848.08
$PE_2(\emptyset 25)$ ; $\rho = 2.18\%$	5485.5	3317.4	2377	1562.7	996.57
$PE_3(\emptyset 30)$ ; $\rho = 3.12\%$	5874.1	3711.3	2749.6	1777.1	1104.9

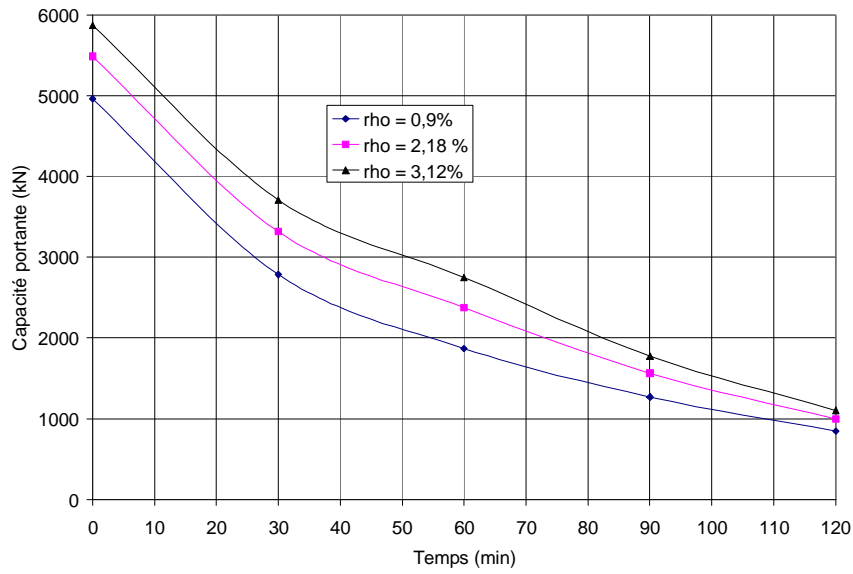


Fig. 4-8 Effet du pourcentage d'armatures sur la capacité portante

## CHAPITRE 5

### CONCLUSION GENERALE

#### 5-1 Rétrospective

Ce travail a pour objectif fondamental de montrer comment évaluer, pour une durée de temps d'exposition au feu donné, la capacité portante d'une colonne mixte acier-béton partiellement enrobée de béton en exploitant la méthode simplifiée l'Annexe F de l'EC4 1-2. Il s'agit également de montrer, à l'inverse, comment estimer la résistance au feu de la colonne en fonction de la charge appliquée. La procédure se base sur les considérations suivantes :

- 1- La modélisation de l'incendie est basée sur la courbe température-temps normalisée ISO834
- 2- Les caractéristiques thermo-physique et mécanique des matériaux sont considérées conformément aux recommandations de l'Eurocode 4.
- 3- La colonne est exposée au feu sur ses quatre faces
- 4- La résistance au feu de la colonne en fonction de la charge appliquée est déterminée en admettant une interpolation linéaire entre deux valeurs de capacités portantes obtenues pour des temps respectivement de valeurs égales à 30 et 60 min.

La méthode ainsi établie a été codifiée et traduite en langage d'ordinateur Fortran. Le programme principal s'intitule P213FB.FOR facilement exploitable sur micro-ordinateur dont les différents chiffres et lettres employées désignent comme suit : **P**: programme ; **2**: théorie à la rupture ; **1**: théorie uniaxiale ; **3**: présence de trois matériaux ; **F**: feu ; **B** : colonne mixte partiellement enrobée de béton. La codification de la procédure permet assez aisément l'optimisation impliquant plusieurs paramètres influents sur la résistance au feu de la colonne.

#### 5-2 Organisation de ce travail

Ce présent travail a été organisé en 4 chapitres dont le premier présenté comme étant une introduction présente essentiellement l'état de la problématique et les objectifs fixés dans ce travail et donne également un aperçu d'une manière générale sur la construction mixte (poutre, dalle, poteau...) en mettant en relief les avantages pratique et économique de ce mode de construction.

Le second chapitre est consacré à la revue bibliographique et comprend trois parties dont la première traite essentiellement l'état de la problématique de l'incendie dans les constructions dans le but d'encren dans l'esprit du lecteur la problématique et la philosophie relative à l'incendie de l'incendie. La deuxième partie se rapporte à la description, pour des températures élevées, des propriétés mécaniques préconisées par l'EC4 pour les principaux

matériaux résistants utilisés dans les poteaux mixtes à savoir le béton, l'acier d'armature et l'acier de construction. La dernière partie résume d'une manière succincte, à température ambiante et à température élevée, l'essentiel des méthodes utilisées dans la littérature pour le calcul des poteaux mixtes enrobés de béton.

Le chapitre suivant se rapporte à la présentation du modèle de l'Annexe informative F de l'Eurocode 4 relative au calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible. Un exemple de calcul d'un poteau supposé chargé centriquement est présenté pour justifier sa stabilité à température ambiante et à température élevée.

L'avant dernier chapitre est consacré à l'implémentation numérique où dans un premier temps est décrit le programme en spécifiant le fichier de données et l'organigramme de la procédure. Dans un deuxième temps, est illustré le programme établi par des applications numériques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton. Dans un troisième temps, est effectuée une analyse paramétrique appropriée afin de mettre en évidence certains paramètres clés les plus influents sur le comportement de la colonne.

### 5-3 Résultats obtenus

Un exemple pratique d'ingénieur a été illustré permettant de calculer une colonne mixte partiellement enrobée de béton selon l'une des deux situations à savoir 1) déterminer la capacité portante pour un temps d'exposition au feu  $t$  2) déterminer la résistance au feu  $R_f$  pour charge appliquée  $P$ . Les calculs sont d'abord effectués manuellement et ensuite vérifiés par le programme P213FB.FOR où les résultats sont exceptionnellement concordants.

Quant aux résultats de l'expérimentation numérique effectuée, nous pouvons en dégager les conclusions générales suivantes :

- La résistance au feu ( $R_f$ ) diminue quasi-linéairement au fur et à mesure que le taux de chargement  $\eta$  ou l'élanement  $\lambda$  augmentent. Pour avoir  $R_f = 1$  heure, soit le temps nécessaire requis pour l'évacuation des occupants d'un immeuble en feu, on suggère de prendre les valeurs suivantes:  $\eta \leq 0.5$  et  $\lambda \leq 45$ .
- La plage des valeurs d'enrobage ( $u$ ) des barres d'armatures ( $u = 40 \div 60$  mm) suggérées par l'EC4 conduit à une meilleure résistance au feu excepté pour  $u = 60$  mm où on enregistre une baisse de l'ordre de 10% de la résistance au feu.

### 5.4 Recommandations futures

Ce qu'on pourrait enfin suggérer comme études futures pour l'amélioration de ce thème de travail sont les suivants :

- 1- Juger la véracité et la fiabilité de la méthode en confrontant si c'est possible les résultats obtenus avec ceux établis expérimentalement.

- 2- Mettre au point une méthode de calcul au feu des poteaux totalement partiellement enrobés en se basant sur la méthode approchée des colonnes en béton armé proposée par l'Eurocode 2.

## REFERENCES

- [01] 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. Prénorme Européenne, Fev.1995.
- [02] ENV 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-2 : general rules- Structural fire design. BS EN 1992-1-1: 2004.
- [03] Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-2 : general rules- Structural fire design. BS EN 1993-1-1: 2005.
- [04] Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures- Part 1-2 : general rules- Structural fire design. BS EN 1994-1-2: 2005.
- [5] Bruls, A. and Vandeveld, P. Sécurité contre l'incendie dans les bâtiments- Partie 1 prévention passive. Universités de Liège et de Gent, 2000.
- [6] Baar, S. Courbes de flambement de CECM, Recherche d'une équation simple représentants au mieux les points donnés, Rapport à la commission 8 de la CECM, SERCOM, n°SB/1W st 26, Liège 1970.
- [07] CECM. European recommendations for steel constructions, ECCS-EG 77-1<sup>E</sup>, sept 1977.
- [08] Maquoi, R. and Rondal, J. Formulation d'Ayrton et Perry pour le flambement des barres métalliques, Revue Construction Métallique, N°4, 1979.
- [09] Sadaoui A., Khennane A. and Kaci S., Behaviour of reinforced concrete frames in a fire environment including transitional thermal creep, Australian Journal of Structural Engineering, AJSE, V7, N°3, 2007, ISSN: 1328-7982.
- [10] ARBED Recherches, Luxembourg . Outils pratiques de dimensionnement pour éléments mixtes acier-béton soumis à l'incendie, compte tenu de l'interaction entre l'effort normal et le moment de flexion, Recherche CCE, 7210 SA/504, 1985-87, Rapport technique RT1, mars 1986.
- [11] Franssen, J.M. and Bruls, A. and Unanua, J. and Dotreppe, J.C. Manuel d'application pratique des Eurocodes et validation des programmes numériques modélisant les structures en cas d'incendie- Rapport final. Vollet II, Recherche "Ministère de l'intérieur", Institut de génie Civil, Ulg, Dec. 2000.
- [12] Belounis R. Etude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.
- [13] Sekkiou S. Etude du comportement des poteaux mixtes acier-béton compte tenu d'une exigence au feu. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.

[14] Khennane F. Mise au point d'une méthode de calcul simplifiée pour la détermination de la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobés. Mémoire de Master académique, Département de Génie Civil, Université de Tizi-ouzou, 2010-2011.

[15] Mathieu, J. Application de l'EC4, poteau mixte partiellement enrobé sous charge axiale centrée. Revue Construction Métallique, EC4-MIX 1-01, N01, 2001.

## ANNEXE

### Résumé du travail

Le résumé de ce travail intitulé '**dimensionnement pratique des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées compte tenu des exigences de résistance au feu préconisées par l'Eurocode 4**' est présenté sous forme d'un article dans la perspective de le soumettre à une manifestation scientifique (congrès, colloque) ou à son édition dans une revue nationale ou internationale.

## Dimensionnement pratique des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées compte tenu des exigences de résistance au feu de l'Eurocode 4

### 1- Introduction

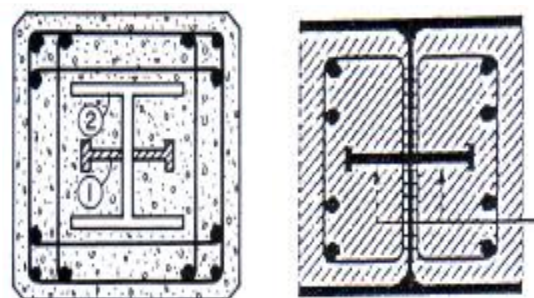
L'évaluation par voie théorique de la résistance au feu des structures ou de l'un de ses éléments en béton est très complexe et s'avère peu approprié à un dimensionnement au quotidien de l'ingénieur vu les moyens informatiques colossaux que cela nécessite. C'est suite principalement à l'inégale répartition de la température sur la section droite de l'élément de la structure soumis à des températures élevées allant jusqu'à plus de 1000°C.

L'EC4 partie 1-2 [01], propose deux autres méthodes différentes pour justifier la résistance au feu des éléments de structures mixtes. La première utilise des tableaux de valeurs préalablement établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et de caractère empirique pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments mixtes vis-à-vis de leur résistance au feu. Son utilisation se montre en principe très largement sécuritaires, souvent d'une application facile et rapide, mais son domaine de validité gagnerait à être encore contrôlé et quelque peu élargi, sans avoir à passer par de nouveaux essais en laboratoire mais en utilisant les moyens de calcul avancés fondés généralement sur la méthode des éléments finis. Toutefois, cette méthode dite 'par valeurs tabulées' garde un intérêt réel, du moins au stade du dimensionnement à l'incendie en vue de choisir entre une solution mixte acier-béton et une solution en acier avec une protection d'efficacité équivalente. La deuxième qui s'inscrit dans le cadre de ce travail est la méthode dite simplifiée qui fait référence à des formules analytiques ne concernant que des éléments de structures individuels. Son principe consiste de calculer l'effort résistant ultime de l'élément de la structure par une approche simplifiée qui est établie à partir des essais de laboratoire. Pour les poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé, il s'agit de l'Annexe F de l'EC4 1-2.

L'objectif fixé dans ce travail est en premier lieu de montrer, en considérant un exemple simple rencontré couramment dans la vie pratique de l'ingénieur, comment évaluer pour une durée de temps d'exposition au feu donné la capacité portante d'une colonne mixte acier-béton partiellement enrobée de béton et inversement comment estimer la résistance au feu de la colonne en fonction de la charge appliquée. Il s'agit en second lieu de montrer par le biais d'une analyse paramétrique appropriée l'effet de certains paramètres les plus influents sur le comportement de la colonne tels que le taux de chargement, l'enrobage des armatures et l'élançement.

### 2- Résistance au feu des colonnes mixtes et principes de vérification

A la figure 2-1, nous présentons deux exemples typiques les plus couramment connus de sections de colonnes mixtes, acier-béton, à savoir les sections totalement enrobées et les sections partiellement enrobées. L'intérêt de l'enrobage du profilé métallique par du béton réside dans la résistance au feu intégrée qu'il apporte en faisant l'économie des frais de coffrage et en permettant une préfabrication des pièces au sol. Ainsi, protégés contre le feu, ces colonnes peuvent être dimensionnés pour résister à la flexion double c'est-à-dire charge axiale et moments fléchissants autour des deux axes principaux. Ce qui permet d'avoir, par exemple, un système de cadres rigides bi-directionnels en périphérie d'un bâtiment avec poteaux mixtes, constituant un système à la fois rigide et ductile afin de résister aux forces horizontales d'origine sismique.



(a) profilé totalement enrobé

(b) profilé partiellement enrobé

Fig. 2 Sections typiques de colonnes mixtes enrobées de béton

Il est possible de prouver l'exigence de résistance au feu de 3 manières différentes, qui sont équivalentes et aussi acceptables l'une que l'autre [03,04,05]. Celles-ci sont illustrées à la

figure 2 pour un feu normalisé standard de type ISO 834 dont les températures sont constamment croissantes. La vérification peut se faire soit en terme de durée où la durée de résistance  $t_{fi,d}$  doit être supérieure à la durée requise  $t_{fi,req}$ , voir 1 sur la figure; soit en terme de résistance, voir 2 sur la figure, où la résistance  $R_{fi,d}$  doit être supérieure à l'effet des actions  $E_{fi,d}$  au temps  $t = t_{fi,req}$ ; soit en terme de température, voir 3 sur la figure, où la température  $\theta_d$  doit être inférieure à la température critique  $\theta_{cr,d}$  au temps  $t = t_{fi,req}$ .

Néanmoins, quelque soit le type de vérification envisagé parmi les trois types présentés ci-dessus, la vérification doit se faire à l'état limite ultime. En pratique, la vérification en terme de température ne peut se faire que si la température de l'élément est uniforme, comme pour certains éléments en acier ou si la ruine est conditionnée par le comportement d'un élément que l'on peut caractériser par sa température. C'est comme le cas d'une poutre ou d'une dalle en béton dont le comportement est conditionné par la température des armatures inférieures. Cette vérification en terme de température n'est évidemment pas possible si le champ de température est non uniforme, comme dans les éléments mixtes acier-béton par exemple.

Charge, résistance

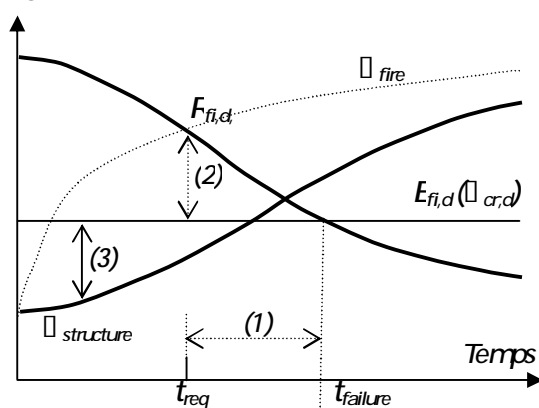


Fig. 2 Critères de vérification de la résistance au feu

### 3- Bases générales de calcul et principales hypothèses

La valeur de calcul, pour un temps donné ( $t$ ) de l'exposition au feu, de la capacité portante des poteaux mixtes acier-béton partiellement enrobés par la méthode simplifiée de l'Annexe F de l'EC4 1-2 est donnée par la formule suivante:

$$N_{f_i,Rd} = cN_{f_i,pl,Rd} \quad (1)$$

où  $c$  est le coefficient de réduction déduit de la courbe de flambement  $c$ , qui dépend de l'élanissement  $a$ -dimensionnel  $\bar{I}_q$  [07], et  $N_{f_i,pl,Rd}$  représente la valeur de calcul de la résistance plastique, en situation d'incendie i.e au temps de calcul  $t$ , en état de compression axiale.

La résistance plastique  $N_{f_i,pl,Rd}$  est évaluée en divisant la section transversale du poteau en quatre parties (fig.3) à savoir les ailes du profilé métallique ( $f$ ), l'âme du profilé métallique ( $v$ ), les barres d'armatures ( $s$ ) et le béton ( $c$ ). Chaque partie est évaluée en prenant une résistance caractéristique réduite, un module d'élasticité réduit et une section transversale réduite dépendamment de la température moyenne de la partie considérée après une exposition au feu ISO correspondant au temps de résistance requis (R30, R60, R90 ou R120); une interpolation linéaire étant permise entre les valeurs. Les principales hypothèses admises sont les suivantes :

- Les propriétés de résistance et de déformation utilisées pour l'acier et le béton, à température élevée, sont conformes aux recommandations de l'EC4;
- Le mode d'exposition au feu est à quatre faces et le feu est normalisé de type ISO834;
- La résistance au feu ne doit pas excéder 120 minutes.

### 4- Exemple d'application

Soit un poteau intérieur situé au rez-de-chaussée d'un immeuble à usage de bureaux de type R+5 dont la section transversale est représentée sur la figure 3 [08]. Le poteau est chauffé sur ces quatre faces et soumis à un feu normalisé de type ISO834. La hauteur d'étage est de 4,20 mètres et la charge appliquée est supposée centrée sur le poteau. La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à  $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$  vu que l'épaisseur des ailes dépasse 16 mm et les moments d'inertie sont calculés par rapport à l'axe faible (ici axe  $y$ ).

On propose 1) de justifier la stabilité de la colonne à température ambiante 2) de calculer sa capacité portante par la méthode simplifiée de l'Annexe FEC4 1-2 pour un temps d'exposition au feu correspondant à la classe de résistance au feu R90 (90 min) 3) d'estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée de compression donnée  $P = 2500 \text{ kN}$

La descente de charge des 4 planchers supérieurs et du niveau en toiture donne les valeurs effectives respectives au rez-de-chaussée : Poids propre de la structure : 1400 kN, charges permanentes : 360 kN, charges d'exploitation : 700 kN. La valeur de calcul de l'effort normal à la température ambiante [09] :  $N_{sd} = (1400 + 360) \times 1,35 + 700 \times 1,5 = 3426$  kN et la valeur de calcul de l'effort normal en situation d'incendie s'obtient (avec  $\psi = 0,5$ ) :  $N_{sd,fi} = (1400 + 360) \times 1,00 + 700 \times 0,5 = 2110$  kN

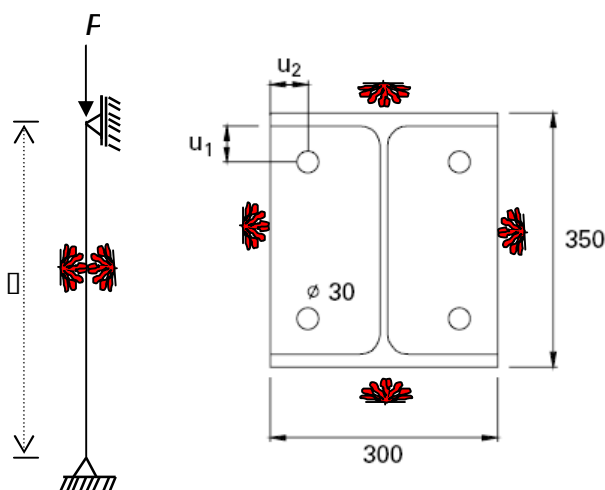


Fig. 3 Géométrie de la colonne

#### § Béton :

Classe de résistance : C30/37  
 Aire de la section :  $A_c = 87,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$   
 Résistance en compression :  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   
 Module élastique :  $E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$   
 Module élastique de calcul :  $E_{cd} = 23700 \text{ N/mm}^2$   
 Moment d'inertie :  $I_{c,z} = 680,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

#### § Profilé : HEA 360

Nuance d'acier : S235  
 Hauteur :  $h = 350 \text{ mm}$   
 Largeur :  $b = 300 \text{ mm}$   
 Épaisseur de l'âme :  $e_w = 10 \text{ mm}$   
 Épaisseurs des semelles :  $e_f = 17,5 \text{ mm}$   
 Aire de la section :  $A_a = 14300 \text{ mm}^2$   
 Limite d'élasticité :  $f_{ay} = 235 \text{ MPa}$   
 Module d'élasticité :  $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$   
 Moment d'inertie :  $I_{a,z} = 78,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

#### § Armature :

Nuance d'acier : S500  
 Diamètre  $4 \text{ } \varnothing 30$   
 Aire de la section :  $A_s = 2828 \text{ mm}^2$   
 Limite d'élasticité :  $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$   
 Module d'élasticité :  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$   
 Moment d'inertie :  $I_{s,z} = 28,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$   
 Distance entre axes :  $U_s = 50 \text{ mm}$

#### 4-1 Justification de la stabilité à température ambiante :

La Résistance du poteau au flambement est :  $N_{b,Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = 0,792 \cdot 5649 = 4474$  kN soit  $N_{sd} = 3426$  kN <  $N_{b,Rd} = 4474$  kN soit la stabilité à température ambiante du poteau est vérifiée.

#### 4-2 Calcul de la capacité portante par la méthode simplifiée pour $t = 90$ min (R90)

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,s} + N_{fi,pl,Rd,c} = 2,18 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Rigidité efficace totale en flexion : } (E \cdot I)_{fi,eff,z} = 3,58 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$\text{Charge critique élastique de flambement : } N_{fi,cr,z} = 8,01 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$N_{fi,pl,R} = 164030 + 352350 + 808650 + 859920 \times 1,30 = 2,44 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Elongement réduit : } \bar{\lambda}_\theta = 0,502 \text{ et } \chi_z = 0,813$$

d'après la courbe de flambement (c)  
 Charge axiale centrée admissible compte tenu du flambement en situation d'incendie :

$$N_{fi,Rd,z} = 0,813 \times 2,18 \cdot 10^6 = 1777 \text{ kN} < N_{sd,fi} = 2110 \text{ kN}$$

La stabilité au feu n'est donc pas assurée après 90 minutes de chauffage où en général le calcul en situation d'incendie devient nettement déterminant pour les classes supérieures à R60. La résistance au feu de la colonne est de l'ordre de 78 min qui correspond à une valeur de la capacité portante de 2128,7 kN. À 60 min, la capacité portante vaut 2749,6 kN.

#### 4-3 Estimation de la résistance au feu $R_f$ pour une charge appliquée donnée P

La procédure se résume comme suit (fig.4) :

- calcul, au temps  $R_f = 30$  min (=  $R_{f,30}$ ), la capacité portante de la colonne en utilisant la formule (1) soit égale à la valeur  $N_{fi,Rd,30}$ . On obtient ainsi :  $N_{fi,Rd,30} = 3711,28$  kN
- calcul, au temps  $R_f = 60$  min (=  $R_{f,60}$ ), la capacité portante de la colonne en utilisant la formule (1) soit égale à la valeur  $N_{fi,Rd,60}$ . On obtient ainsi :  $N_{fi,Rd,60} = 2749,58$  kN

3- Par interpolation (ou par extrapolation) linéaire, pour une valeur de charge axiale appliqué  $P$ , on trouve une valeur de la résistance au feu  $R_f$  donnée par la relation suivante:

$$R_f = R_{f,30} + \frac{(P - N_{fi,Rd30})}{(N_{fi,Rd30} - N_{fi,Rd60})} * (R_{f,30} - R_{f,60}) \quad (2)$$

On obtient alors:  $R_f = 67.79$  min si la valeur de la charge axiale appliquée est de 2500 kN

4 Si  $R_f < 0$ , on prend  $R_f = 0$ .

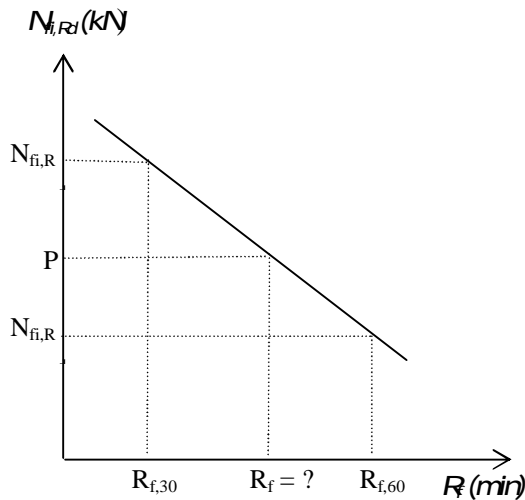


Fig. 4 Estimation de la résistance au feu en fonction de la charge appliquée

### 5- Analyse paramétrique

L'optimisation d'une colonne impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier, classe de résistance du béton, quantité d'armatures, élancement, chargement, enrobage..) nécessite plusieurs calculs successifs. C'est pourquoi une codification de la méthode s'avère indispensable. La procédure est donc traduite en langage d'ordinateur Fortran 90 dont le compilateur est Compact Visual Fortran. Le programme est écrit pour résoudre l'une des situations suivantes 1) calculer la capacité portante des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées en fonction d'une résistance au feu donnée 2) estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée donnée.

Nous montrons ici l'influence des principaux paramètres sur la résistance au feu de la colonne de l'exemple précédent. Les différents paramètres

étudiés sont: le taux de chargement  $\rho$ , l'élancement  $\lambda$  et l'enrobage des barres d'armatures  $u$

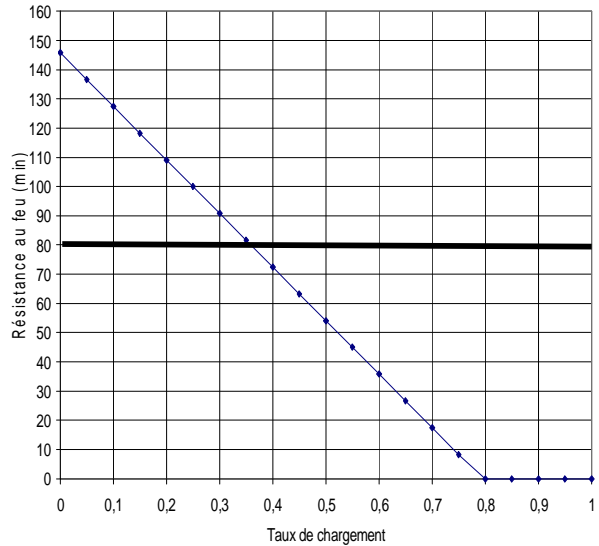


Fig. 5 Effet du taux de chargement  $\rho$  sur la résistance au feu

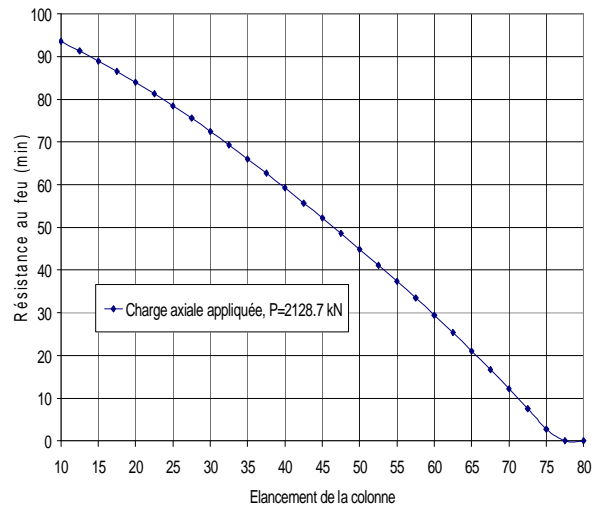


Fig. 6 Effet de l'élancement  $\lambda$  de la colonne sur la résistance au feu

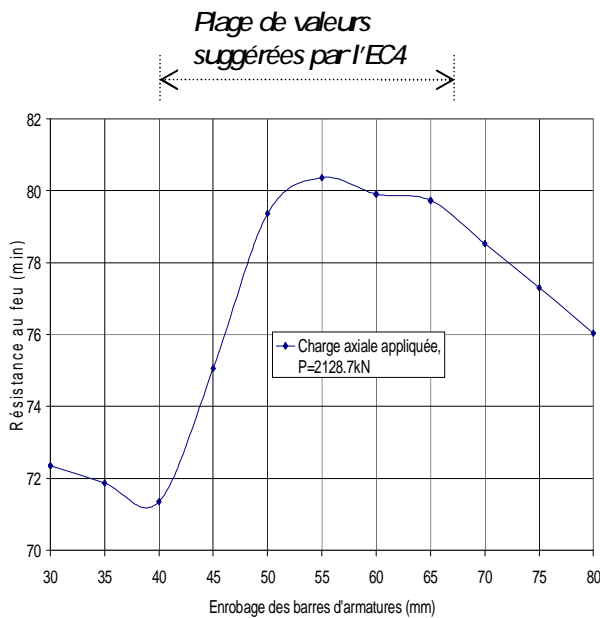


Fig. 7 Effet de l'enrobage ( $u$ ) des barres d'armatures sur la résistance au feu

## 6- Conclusions

La justification de la stabilité à température ambiante et au feu d'une colonne mixte acier-béton partiellement enrobée a été effectuée d'une manière succincte en exploitant la méthode simplifiée l'Annexe F de l'EC4 1-2. L'exemple traité montre que le calcul en situation d'incendie devient nettement déterminant pour les classes de résistance au feu, supérieures à R60. La procédure est traduite en langage d'ordinateur Fortran 90 et adaptée pour estimer résistance au feu en fonction de la charge axiale de compression appliquée sur la colonne. Sa codification permet assez aisément l'optimisation impliquant plusieurs paramètres influents sur la résistance au feu de la colonne.

Les paramètres clés étudiés sont : le taux de chargement  $\lambda$ , l'élanement  $\lambda$  et l'enrobage des barres d'armatures  $u$  dont les principaux résultats sont les suivants :

- La résistance au feu ( $R_f$ ) diminue quasi-linéairement qu'elle soit à mesure que le taux de chargement  $\lambda$  ou l'élanement  $\lambda$  augmentent. Pour avoir  $R_f = 1$  heure, soit le temps nécessaire requis pour l'évacuation des occupants d'un immeuble en feu, on recommande de prendre les valeurs suivantes :  $\lambda \leq 0.5$  et  $\lambda \leq 45$ .
- La plage des valeurs d'enrobage ( $u$ ) des barres d'armatures ( $u = 40-60$  mm) suggérées par l'EC4 conduit à une meilleure résistance au feu excepté pour  $u = 60$  mm où on enregistre une baisse de l'ordre de 10% de la résistance au feu.

## Références

- [01] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures- Part 1-2, general rules Structural fire design, BS EN1 994-1-2, 2005.
- [02] ARBED Recherches, Luxembourg. Outils pratiques de dimensionnement pour éléments mixtes acier-béton soumis à l'incendie, compte tenu de l'interaction entre l'effort normal et le moment de flexion, Recherche CCE, 7210 SA/504, 1985-87, Rapport technique RT1, mars 1986.
- [03] Franssen JM, Kodur V and Zaharia R, Design Steel Structures for fire safety, CRC Press, 2009
- [04] Bruls, A and Vandeveldde, P. Sécurité contre l'incendie dans les bâtiments- Partie 1 prévention passive. Universités de Liège et de Gent, 2000.
- [05] Dotreppe J.C. Calcul et conception des structures soumises à l'incendie- Notes complémentaires. Université de Liège, Faculté des sciences appliquées, Octobre 2000.
- [06] Mathieu, J. Application de l'EC4, poteau mixte partiellement enrobé sous charge axiale centrée. Revue Construction Métallique, EC4-MIX1-01, N01, 2001.
- [07] Eurocode 1: Actions sur les structures, Partie 1.2: actions générales- actions sur les structures exposées au feu, Comité Européen de Standardisation, 2003