

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 : Khennane Ferhat

THEME :

**MISE AU POINT D'UNE METHODE DE CALCUL
SIMPLIFIEE POUR LA DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU FEU DES
COLONNES MIXTES TOTALEMENT ENROBES**

Devant les membres du jury :

ABED Ahmed	Maître de Conférence	U.M.M.Tizi-Ouzou	Président
SADAoui Arezki	Maître de Conférence	U.M.M.Tizi-Ouzou	Rapporteur
KACHI Mohand Said	Maître de Conférence	U.M.M.Tizi-Ouzou	Examineur
ILLOULI SAID	Chargé de Cours	U.M.M.Tizi-Ouzou	Examineur

Soutenu le :17/09/2011

REMERCIEMENTS

Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur Mr A.SADAoui pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il m'a apportée en faisant profiter largement de ses connaissances. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.

Mes remerciements vont également à Mr A.KHENNANE, pour ses encouragements, son soutien et ses conseils hautement fructueux. Qu'il trouve, dans cette étude l'expression sincère et concrète de ma gratitude.

Ma parfaite considération à l'ensemble des enseignants ayant contribué à ma formation.

Enfin, mes sincères salutations aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail.

DEDICACES

Arrivé au terme de mes études, j'ai le grand plaisir de dédier ce travail à :

- Ma très cher mère, pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études,
merci maman.*
- La mémoire de mon père, de mes grands-pères, de ma grand-mère maternelle et de mon cousin Meziane, que DIEU le tous puissant les habitent dans son vaste paradis.*
- Mon frère l'aîné Dada Amar et sa femme Naima, Hocine, et Rachid.*
- Ma grande sœur Ourida et son mari Youcef, Taous et son mari Mohand, et ma chère sœur Houa.*
- Mes adorables petits neveux Juba, Massinissa, Moumouh, Belaid, Saïd, et mes nièces Leticia, Chanez, et tatiana.*
- Mes cousins et cousines.*
- Toute ma grande famille.*
- Tous mes amis (es).*
- Toute personne qui m'est chère.*
- Tous mes enseignants du primaire, moyen, secondaire et supérieur.*
- L'ensemble des étudiants de ma promotion 2010/2011, en particulier ceux de la petite section de Master 2 Académique option*
STRUCTURE.
- Enfin, à tous ceux que j'aime, et qui m'aiment.*

Merci.

Sommaire

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION.....	1
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 mixtes.....	5
1-4-1 Elément de construction.....	5
1-4-2 Utilisation des structures mixtes.....	8
1-4-3 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes.....	11
1-4-4 Inconvénients de la construction mixte.....	12
1-4-5 Matériaux utilisées dans un élément mixte.....	12
1-4-6 Caractéristiques des matériaux.....	13
1-4-7 Les poteaux mixtes enrobés de béton	15
 CHAPITRE 2 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE.....	 18
2-1 Généralités.....	18
2-2 Présentation des profilés enrobés de béton.....	18
2-3 Notions clés liées au feu.....	20
2-3-1 Naissance et développement d'un incendie	20
2-3-2 Notions de résistance au feu.....	23
2-4 Evolution en fonction de la température des propriétés mécaniques.....	27
2-4-1 Acier de construction.....	28
2-4-2 Béton.....	30
2-4-3 Aciers d'armatures.....	32
2-5 Résistance au flambement à température ambiante des colonnes mixtes avec profil enrobé de béton.....	35
2-5-1 La méthode générale et la méthode simplifiée.....	35
2-5-2 Rappel sur l'origine des courbes européennes de flambement.....	36
2-5-3 Stabilité des poteaux mixtes sous charges centrées.....	40
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.....	43
2-6 Vérification de la résistance au feu conventionnel des poteaux enrobés de béton.....	46
2-6-1 Méthodes de calcul au feu préconisées par l'Eurocode 4.....	47
2-6-2 Méthode par valeurs tabulées.....	47
2-6-3 Méthodes de calcul simplifiées.....	50
 CHAPITRE 3 : CALCUL DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES SELON L'EUROCODE 4- IMPLEMENTATION ET ANALYSE DE LA PROCEDURE.....	 53
3-1 Généralités.....	53
3-2 Exposé de la méthode de l'Annexe F-EC4.....	53
3-2-1 Procédure de calcul.....	54
3-2-2 Contribution des ailes ou des semelles du profilé.....	54
3-2-3 Contribution de l'âme du profilé.....	55
3-2-4 Contribution du béton.....	56
3-2-5 Contribution des barres d'armatures.....	57
3-2-6 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée.....	58
3-3 Exemple d'application.....	60

3-3-1 Données.....	61
3-3-2 Justification de la stabilité à température ambiante.....	62
3-3-3 Justification de la résistance au feu R60.....	62
3-3-4 Disposition constructives des poteaux mixtes partiellement enrobés.....	66
3-4 Implémentation numérique- Code P213FB.FOR.....	67
3-4-1 Description du fichier de données P213F.INP.....	67
3-4-2 Comparaison des résultats.....	68

CHAPITRE 4 : FORMULATION POUR LA DETERMINATION DE LA CHARGE ULTIME DE LA RESISTANCE AU FEU DES COLONNES MIXTES TOTALEMENT ENROBEES

ENROBEES	72
4-1 Généralités.....	72
4-2 Méthode du BAEL.....	72
4-3 Formulation pour colonnes mixtes comprimées à chaud sans excentricité.....	74
4-3-1 Expression de la charge plastique de la section.....	74
4-3-2 Expression du paramètre lié à l'élanement $\alpha(\lambda)$	80
4-3-3 Application.....	81
4-4 Formulation pour colonnes mixtes comprimées et fléchies à chaud – cas avec excentricité.....	85
4-4-1 Formulation à température ordinaire.....	85
4-4-2 Formulation à température élevée.....	89
4-4-3 Résumé de la méthode et applications.....	90
4-5 Implémentation numérique.....	93
4-5-1 Description du fichier de données P213FA.INP.....	94
4-5-2 Description du code de calcul.....	95
4-5-3 Applications numériques.....	99

CHAPITRE 5 : CONCLUSION.....102

REFERENCES

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Exemples de poutres mixtes.....	6
Figure 1-2 : Exemple de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.....	7
Figure 1-3 : Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte.....	7
Figure 1-4 : Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton.....	8
Figure 1-5 : Exemples de colonnes mixtes remplies de béton.....	8
Figure 1-6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'acier de construction sans branche descendante.....	13
Figure 1-7 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature sans branche descendante.....	14
Figure 1-8 : Diagramme contrainte-déformation de calcul pour le béton.....	15
Figure 1-9 : Exemple de poteau mixte partiellement enrobé nécessitant généralement une protection à l'incendie.....	15
Figure 1-10 : Exemples de connexion assurant une liaison entre éléments structuraux.....	17
Figure 2-1 : Différents types de sections transversales enrobées de béton.....	19
Figure 2-2 : Triangle du feu.....	20
Figure 2-3 : Evolution de la température lors d'un incendie réel.....	22
Figure 2-4 : Evolution de la température en fonction du régime de combustion.....	23
Figure 2-5 : Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu.....	26
Figure 2-6 : Schéma de vérification de la résistance au feu.....	26
Figure 2-7 : Trois vérifications équivalentes de résistance au feu.....	27
Figure 2-8 : Modèle de relation contrainte-déformation température d'un matériau i.....	28
Figure 2-9 : Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée.....	28
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.....	29
Figure 2-11 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235 jusqu'à une déformation de 2 %.....	30
Figure 2-12 : Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation du béton à température élevée.....	30
Figure 2-13 : Variation en fonction de la température du facteur de réduction k_a, T , de $\sigma_{yk}(T)$ et de $\sigma_{yk}(T)$ pour les relations contrainte-déformation du béton.....	31
Figure 2-14 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton pour des températures 20, 200, 400 et 600 °C sans l'ecrouissage.....	32
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.....	33
Figure 2-16 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	34
Figure 2-17 : Courbes de flambement européennes a, b, c et d.....	40
Figure 2-18 : Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uniaxiale.....	44
Figure 2-19 : Méthode de calcul pour la compression et la flexion uniaxiale.....	44
Figure 2-20 : Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées.....	51
Figure 3-1 : Section réduite pour le calcul de la résistance au feu d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton.....	53
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.....	60
Figure 3-3 : Section transversale du poteau à étudier.....	60
Figure 3-4 : Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu R60.....	64

Figure 3-5 : Goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme.....	67
Figure 4-1 : Section transversale d'une colonne mixte totalement enrobée.....	74
Figure 4-2 : Formules de BAEL.....	81
Figure 4-3 : Exemples de calcul de la charge ultime N_u pour une résistance au feu R_f	81
Figure 4-4 : Exemple de calcul de R_f pour une charge appliquée donnée.....	83
Figure 4-5 : Effet de la fissuration du béton.....	87
Figure 4-6 : Effet du taux de chargement (η) sur la résistance au feu de la colonne R_f	100
Figure 4-7 : Effet de l'élancement de la colonne sur la résistance au feu.....	100
Figure 4-8 : Effet de l'enrobage sur la résistance au feu.....	101

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Comparaison d'élément mixte et en béton armé.....	12
Tableau 1-2 : Caractéristiques des colonnes mixtes entièrement ou partiellement enrobées de béton.....	16
Tableau 2-1 : Facteurs de réduction $k_d(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction.....	29
Tableau 2-2 : Variation en fonction de la température du facteur de réduction k_c, T , de $\varepsilon_{yk}^e(T)$ et de $\varepsilon_{yk}^e(T)$	31
Tableau 2-3 : Facteurs de réduction $k_s(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	33
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.....	48
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.....	49
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.....	49
Tableau 3-1 : Température $\theta_{0,t}$ et le coefficient k_t en fonction de la durée d'exposition au feu.....	54
Tableau 3-2 : Coefficient H_t en fonction de la durée d'exposition au feu.....	55
Tableau 3-3 : Couche externe $b_{c,fi}$ du béton négligée en fonction du temps.....	56
Tableau 3-4 : Facteur de massivité et la température moyenne dans le béton en fonction de la résistance à l'incendie normalisé.....	56
Tableau 3-5 : Facteur de réduction $k_{y,t}$ de la limite d'élasticité $f_{sy,20^\circ C}$ des armatures.....	57
Tableau 3-6 : Facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité $E_{s,20^\circ C}$ des armatures.....	57
Tableau 3-7 : Coefficient de réduction $\varphi_{t,\theta}$ dépendant de l'effet des contraintes thermiques.....	58
Tableau 3-8 : Coefficient χ pour la courbe de flambement.....	59

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
$\overline{E}_{a, \theta} ; \overline{E}_{s, \theta}$	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
$f_{c, \theta, 20^\circ C}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression résiduelle du béton sur éprouvette cylindrique, chauffé puis refroidi à 20°C
$f_{c, \theta}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique en situation d'incendie
$f_{a max, \theta} ; f_{s max, \theta}$	Valeur caractéristique du niveau de contrainte maximum de la courbe contrainte-déformation tronquée 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
$I_i ; I_{i, \theta}$	Moment d'inertie de flexion du matériau i
k, k_θ	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)

$L_{\theta}; L_{fi}$:	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_p :	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
$N_p(t)$:	Charge d'écrasement plastique en fonction du temps
N_u :	Charge ultime ou capacité portante de la colonne
N_E :	Charge critique d'Euler
Q :	Action variable
R, R_f :	Résistance au feu en minute
$R30$	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
$t_{fi, d}$:	Valeur de calcul de la durée de résistance d'un élément au feu normalisé
$t_{fi, requ}$:	Durée requise de résistance au feu normalisé
t_{cr} :	Temps de ruine
$T_f; T_g$:	Température du feu, ou du gaz
T_{cr} :	Température critique
$u_i; u_{si}$:	Distance entre le nu de béton et l'axe d'une barre d'armature
V :	Volume d'un élément par unité de longueur

Alphabet Grec

ε :	Déformation, coefficient
$\varepsilon_{cu, \theta}$:	Déformation du béton correspondant à $f_{c, \theta}$
$\varepsilon_{ce, \theta}$:	Déformation maximale du béton en situation d'incendie
λ :	Facteur d'élancement
$\eta_{fi, t}$:	Niveau de charge en situation d'incendie
η :	Taux de chargement par référence à l'ENV 1994-1-1
$\bar{\lambda}_{\theta}$:	Elancement non dimensionnel (élancement réduit)
ϕ :	Diamètre d'une barre
$\gamma_{M, fi}$:	Coefficient partiel de sécurité d'un matériau en situation d'incendie
χ_z :	Facteur de réduction suivant l'axe z
χ, φ :	Coefficient et facteur de réduction ou de correction
σ :	Contrainte, ou constante de Stefane
$\sigma_{i, \theta}$:	Contrainte limite dans le matériau i à température θ
δ :	Rapport de contribution de l'acier
θ :	Température
θ_0 :	Température initiale des gaz

θ_a : Température de l'acier de construction
 θ_s : Température d'une barre d'armature
 θ_{cr} : Température critique d'un élément de structure
 θ_t : Température des gaz à l'instant t
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 des constructions mixtes

Dans notre société moderne, il existe une grande probabilité de rencontrer un incendie dans les différents types d'immeubles tels que par exemple les hôtels, les écoles et les hôpitaux ainsi que dans les bâtiments à usage notamment industriels et dépend sans aucun doute de leur état de vétusté et du degré de fiabilité des mesures de sécurité adoptées. Cette probabilité ne peut malheureusement jamais être complètement écartée malgré les précautions aussi sévères qu'on peut imaginer. C'est à cause non seulement de l'impossibilité d'écarter d'une manière systématique tous les matériaux combustibles constituant une charge au feu mais aussi dans l'imagination d'un monde à l'abri des défaillances et des malveillances.

Il faut donc bien garder à l'esprit et se résoudre à admettre le caractère inéluctable du risque permanent d'incendie dont selon les recommandations des pré-normes européennes des Eurocodes, ce risque doit être pris en considération lors de la construction ou de réhabilitation de bâtiments. Cependant, on convient évidemment de la limite au strict minimum de réduire les effets par la mise en œuvre de la panoplie de mesures bien connues telles que la détection et l'alarme en cas d'incendie, l'extinction automatique par sprinklers, la disposition rationnelle de portes et de parois coupes feu qui interviennent dans le compartimentage du bâtiment, le placement judicieux d'exutoires de fumées et le choix de matériaux ne dégagant pas de gaz toxiques.

Ces mesures de sécurité, si importantes soient-elles n'éliminent cependant pas pour l'ingénieur la nécessité de concevoir des structures portantes présentant une résistance au feu judicieusement adaptée au type de bâtiment et susceptible de se maintenir dans le temps. Une telle résistance au feu est évidemment indispensable pour sauvegarder les vies humaines à courte et moyenne échéance, pour minimiser les dégâts occasionnés au bâtiment et limiter les frais colossaux aux compagnies d'assurances et pour permettre une intervention efficace des sapeurs-pompiers, sans craindre l'arrivée d'un effondrement prématuré de la structure.

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 œuvre 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 approprié à un dimensionnement au quotidien de l'ingénieur vu les moyens informatiques colossaux que cela nécessite.

Des méthodes simplifiées existent, mais elles sont plus particulièrement applicables aux éléments fléchis tels que les poutres et les dalles. En ce qui concerne les colonnes, soumises à des effets de second ordre, les quelques méthodes disponibles à ce jour présentent plusieurs inconvénients. Elles demandent toutes d'avoir à sa disposition des diagrammes donnant la répartition de la température sur la section droite des éléments à des moments déterminés. Certaines doivent encore être calibrées tandis que d'autres font références à des méthodes à température ambiante qui ne sont plus guère utilisées.

Cette situation est d'autant plus regrettable qu'elle est particulière au béton. Des méthodes existent en effet pour les colonnes en acier, en bois et même mixtes béton- acier lorsque le profilé est partiellement enrobé (méthode de l'Annexe F de l'ec4). Elles constituent toutes une extension des méthodes développées à température ordinaire. Elles sont basées sur la définition d'un coefficient $N = f(\lambda)$ (contrainte critique réduite = fonction de l'élancement réduit), en tenant compte de la variation de ces caractéristiques en fonction de la température. De telles relations existent d'ailleurs pour les colonnes chargées centriquement et excentriquement. Dans ce dernier cas, la formule se complique par l'apparition d'un coefficient d'amplification non linéaire.

Dans le cas des colonnes mixtes totalement enrobées de béton, les méthodes du type $N = f(\lambda)$ n'existent, à température ordinaire, que pour les colonnes chargées centriquement, et elles sont très peu nombreuses. Pour les colonnes chargées excentriquement, on se réfère généralement à des méthodes basées sur l'équilibre entre forces intérieures et extérieures. Aux températures élevées, le problème se complique encore du fait de l'inégale répartition de la température sur la section droite.

Trois objectifs sont ainsi fixés dans ce travail.

Le premier consiste fondamentalement dans la mise au point d'une méthode simplifiée de calcul de la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées de béton armé, en adoptant les deux démarches suivantes à savoir :

1) trouver une formulation permettant d'éviter de devoir recourir à des diagrammes donnant la répartition de la température sur la section droite des éléments en béton,

2) trouver une formulation dans laquelle l'élancement de la colonne est un paramètre déterminant.

Le second objectif porte sur l'élaboration d'un code de calcul approprié capable d'analyser le comportement de ce type de colonne depuis la mise en charge à température ambiante ($t = 0$) jusqu'à son effondrement effectif sous l'action de l'incendie. Les résultats de ce code ainsi établi serviront d'étalon de comparaison à la formulation de la méthode simplifiée des colonnes en béton armé.

Le troisième objectif consiste d'exploiter ce code de calcul pour une simulation de divers paramètres dans le but de mettre en évidence certaines dispositions constructives favorables ou défavorables à la bonne tenue au feu des éléments de colonnes. Comme exemple de paramètres les plus influençant le comportement de la colonne sont tels que le taux de chargement, la massivité, la longueur, l'armaturage et l'enrobage.

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'encren 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. La méthode sera codifiée sur ordinateur et analysée suivie des exemples d'application pratiques de l'ingénieur.

L'avant dernier chapitre sera consacré à la formulation recherchée proprement dite qui consiste de déterminer la résistance ultime et la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées de béton. Les résultats obtenus par le professeur JM Franssen de l'Université de Liège pour les colonnes à chaud en béton armé seront utilisés comme base pour l'élaboration de la méthode de calcul des colonnes mixtes sans et avec excentricité. La

formulation ainsi établie sera codifiée sur ordinateur et illustrée dans un premier temps le programme établi par des applications pratiques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des poteaux mixtes enrobés, comprimés et fléchies sous l'action d'un chargement excentré. Dans un deuxième temps, 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

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires:

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

Le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts est dominé principalement par la réalisation et le support de surfaces horizontales. Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier afin de résister à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par exemple par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Dans les structures de bâtiment, le grillage de poutres est soutenu à son tour par des poteaux. Les poutres et les poteaux peuvent être réalisés en utilisant des sections acier, généralement des profilés laminés en I et en H respectivement. Il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de moyens mécaniques. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé « poutre mixte ».

Pratiquement, la connexion est assurée par des goujons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structurel et ceinturé par le béton. Les éléments mixtes que sont les poutres mixtes, les poteaux mixtes et les dalles mixtes avec tôle profilée sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique. L'application de cette technologie ayant montré son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.

1-4-1 Eléments de construction

Un élément mixte est généralement porteur; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants. 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.

A- 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.

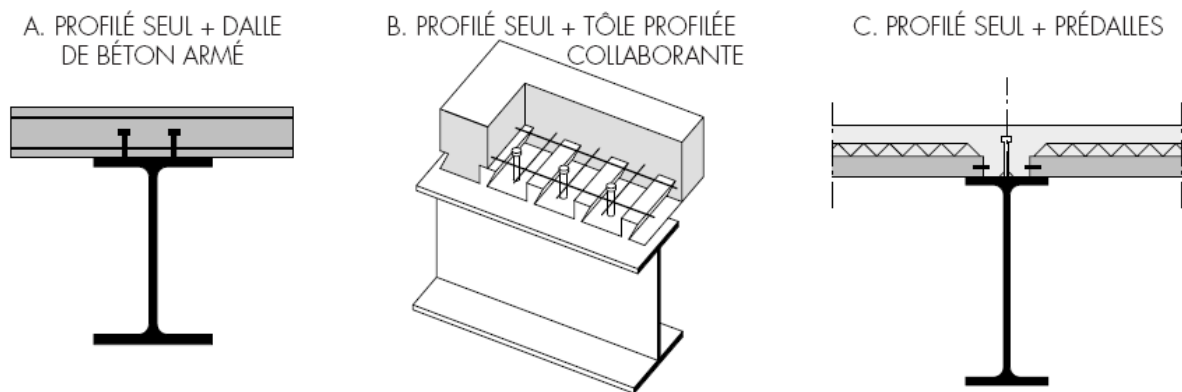


Figure 1-1 Exemples de poutres mixtes

B- Les dalles mixtes

Les dalles mixtes sont des éléments structuraux mixtes horizontaux bidimensionnels soumis 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.

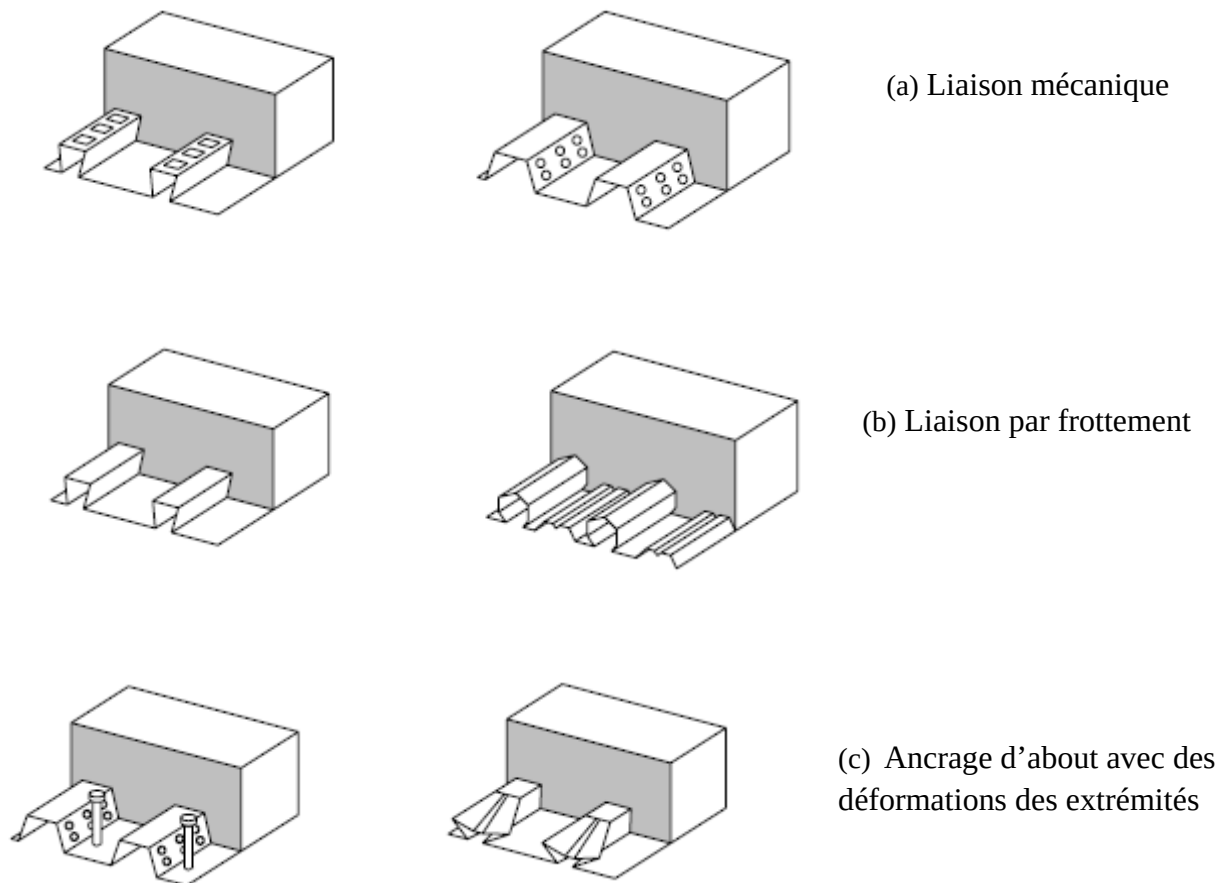


Figure 1-2 Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

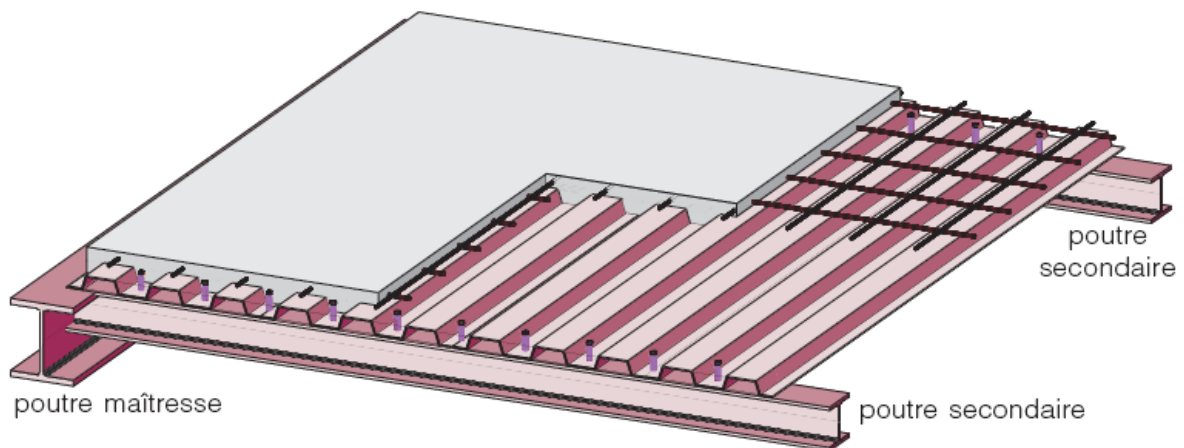


Figure 1-3 Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte

C- 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)

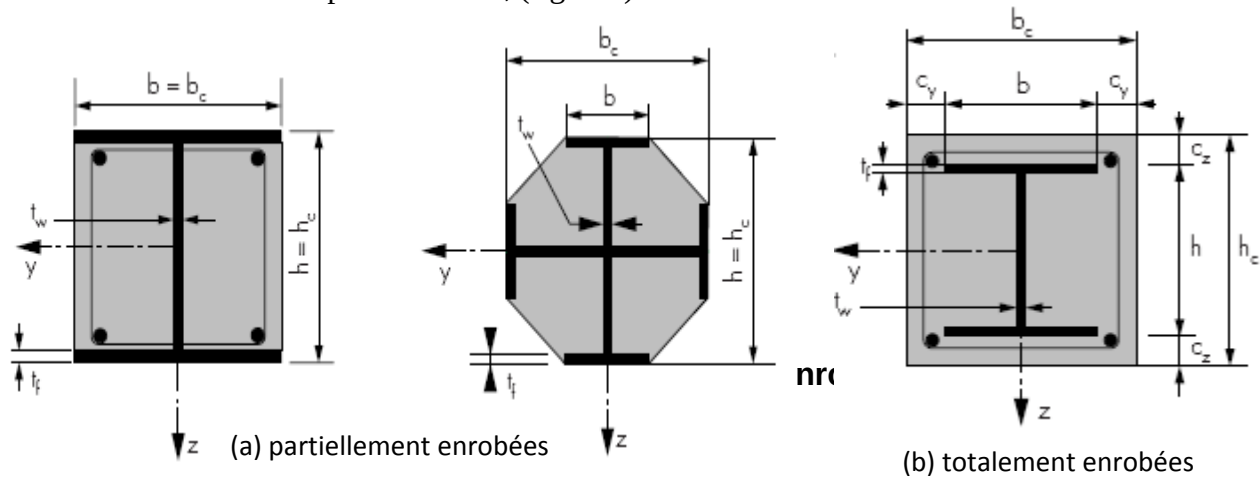


Figure 1-4 Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton

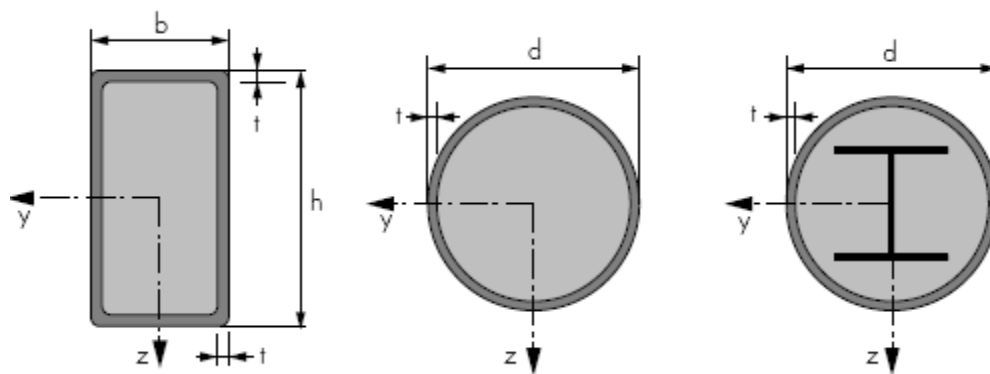


Figure 1-5 Exemple de colonnes mixtes remplies de béton

1-4-2 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 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² 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.

1-4-3 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)

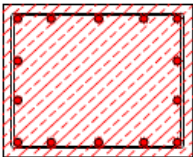
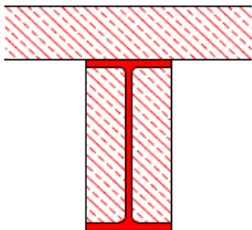
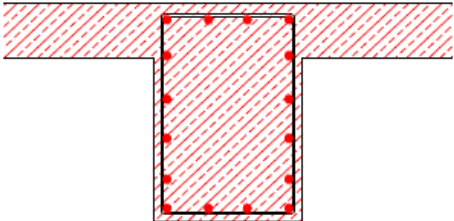
Pour les colonnes mixtes :

- 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.

Le tableau 1-1 suivant, par exemple, compare les tailles de poteaux et poutres mixtes relativement importantes avec leur équivalent en béton armé pour des conditions de chargements identiques.

Tableau 1.1 Comparaison d'élément mixte et en béton armé [8]

	Mixte	Béton armé
Poteau		
Dimensions [cm]	70 / 70	80 / 120
Poutre		
Dimensions [cm]	160 / 40	160 / 120

1-4-4 Inconvénients de la construction mixte

Un inconvénient mineur est qu'elle est légèrement plus compliquée 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.

1-4-5 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].

1-4-6 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 : $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G_a = E_a / 2(1 + \nu_a) = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$

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.

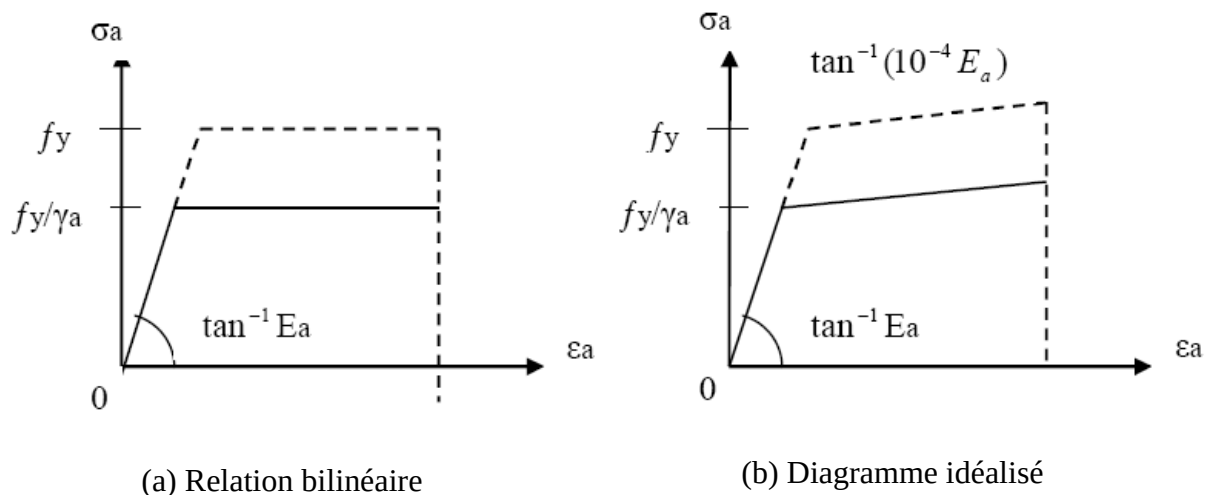


Figure 1-6 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'acier de construction sans branche descendante

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).

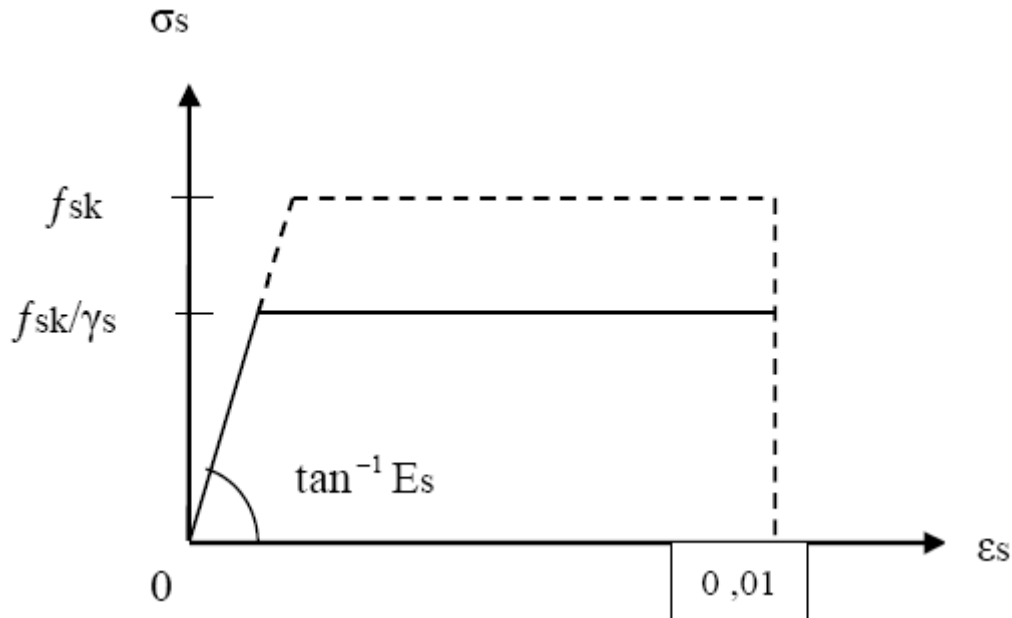


Figure 1-7 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature sans branche descendante

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.

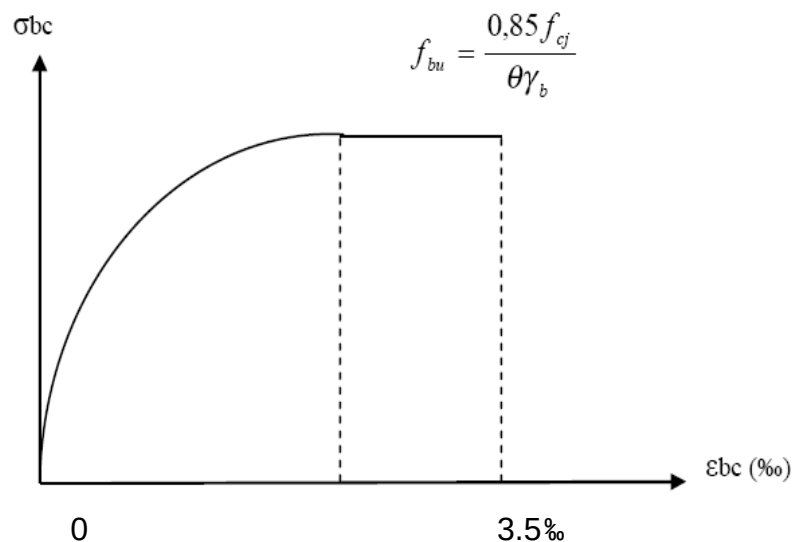


Figure 1-8 Diagramme contrainte-déformation de calcul pour le béton

1-4-7 Les poteaux mixtes enrobées 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.

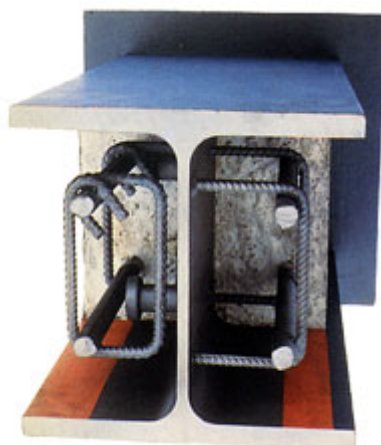


Figure 1-9 Exemple de poteau mixte partiellement enrobé nécessitant généralement une protection à l'incendie.

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

L'intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte (voir tableau 1-2) 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 1.2 Caractéristiques des colonnes mixtes entièrement ou Partiellement enrobées de béton.

<i>Colonne entièrement enrobée</i>	<i>Colonne partiellement enrobée (largeur > 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.

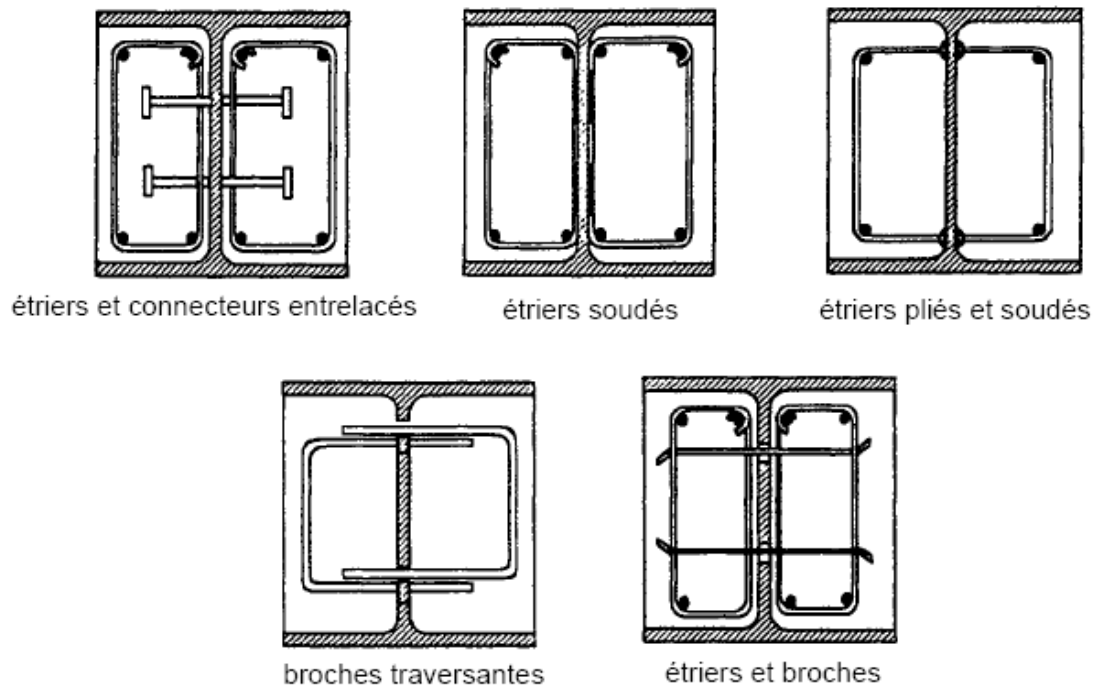


Figure 1-10 Exemples de connexions assurant une liaison entre éléments structuraux

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'encrer 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 [16].

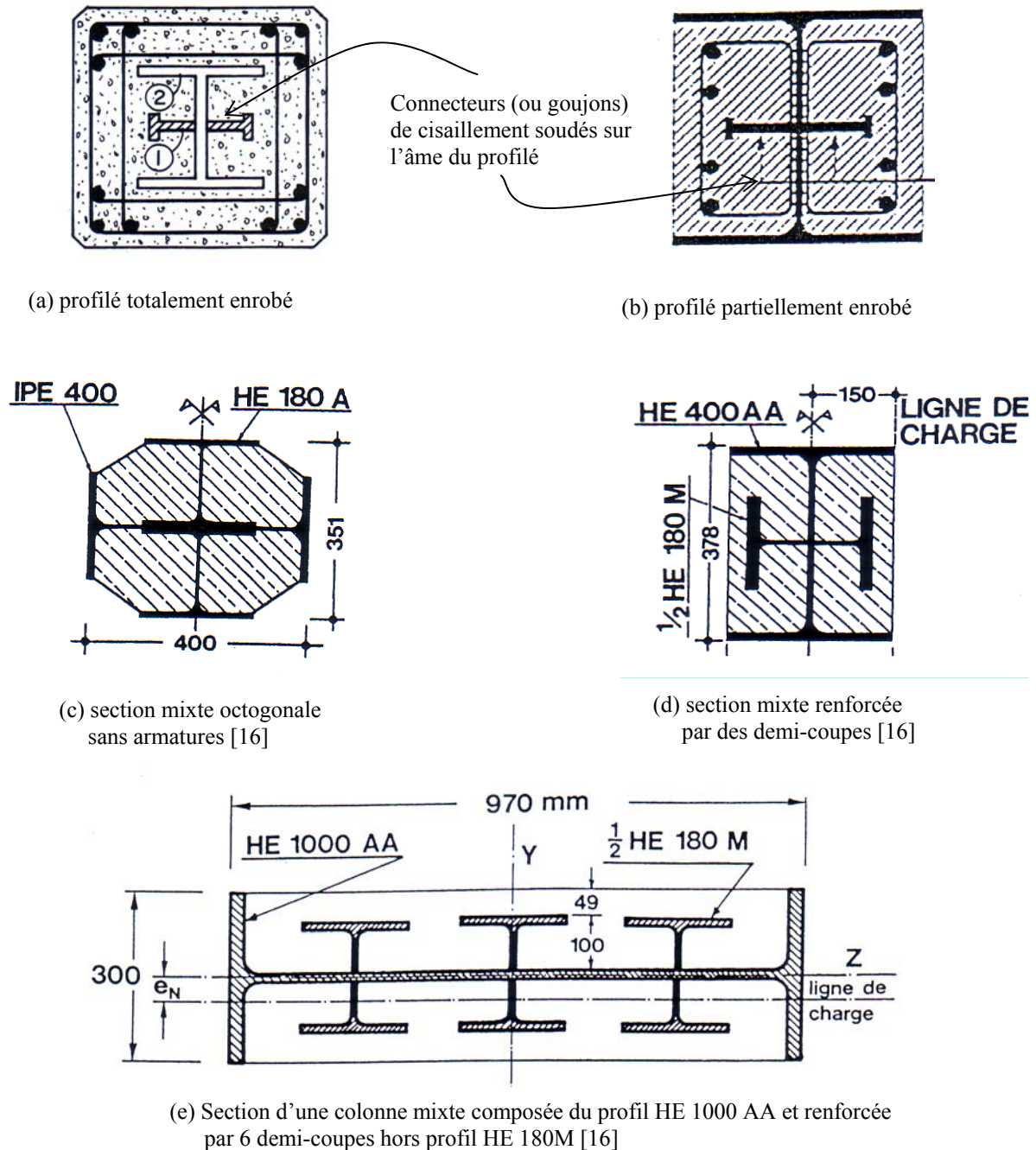


Fig. 2-1 Différents types de sections transversales enrobées de béton

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.

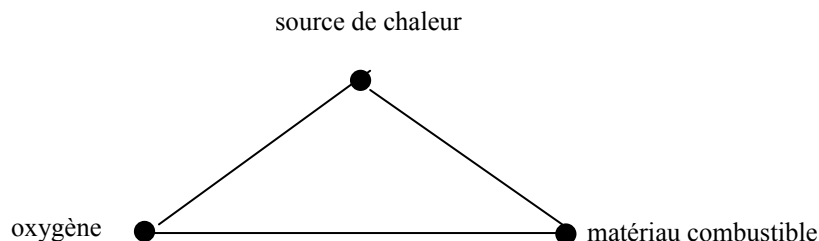


Figure 2-2 Triangle du feu

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 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 $kg\ bois/m^2$ [05].

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

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 :

$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (2-1)$$

Où t est le temps [min.]

θ est la température [$^{\circ}\text{C}$] à laquelle sera soumis l'élément de structure au temps t ,

θ_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, θ

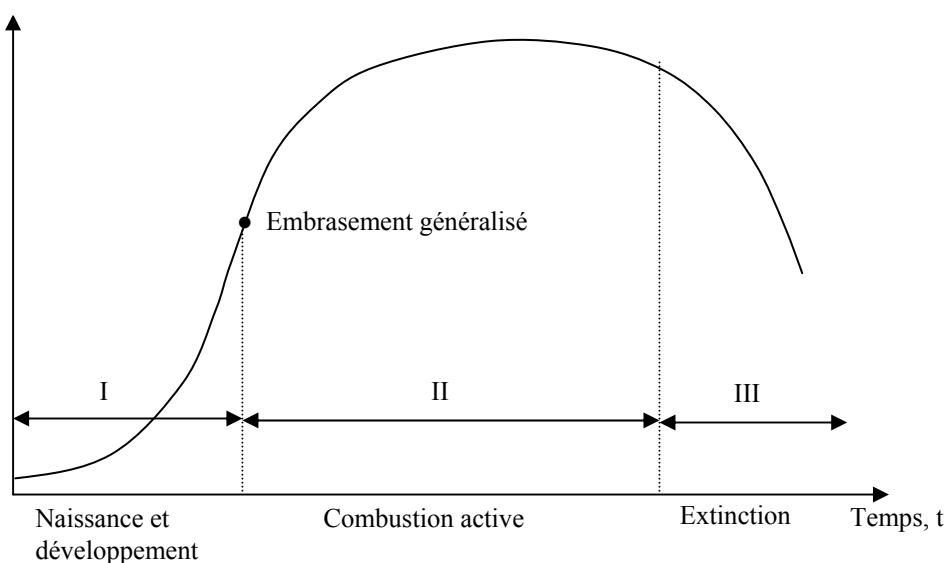


Figure 2-3 Evolution de la température lors d'un incendie réel

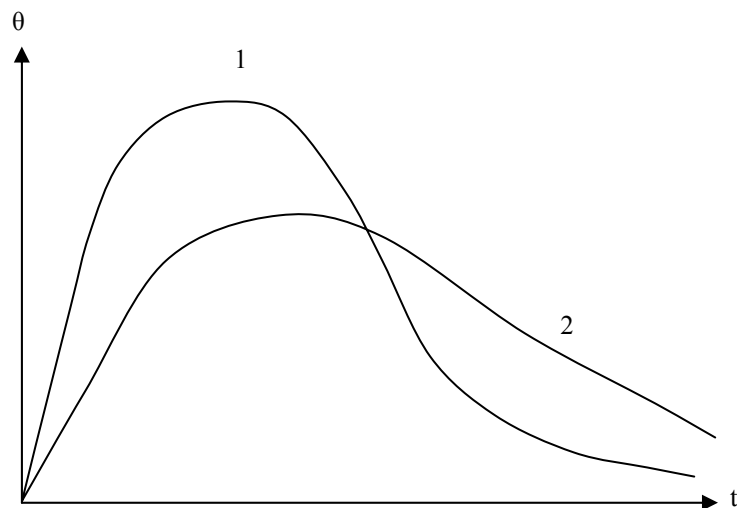


Figure 2-4 Evolution de la température en fonction du régime de combustion

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 [01,02,03,04], 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'EC 2 est associé à une valeur limite de la flèche ($f/\ell \leq 1/30$). Vus 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 séparante, 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 (notée 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 effectuée 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 θ_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 :

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

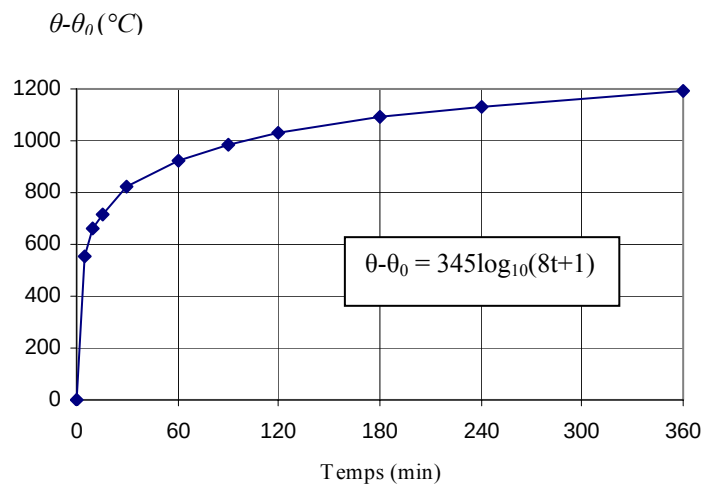


Figure 2-5 Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu

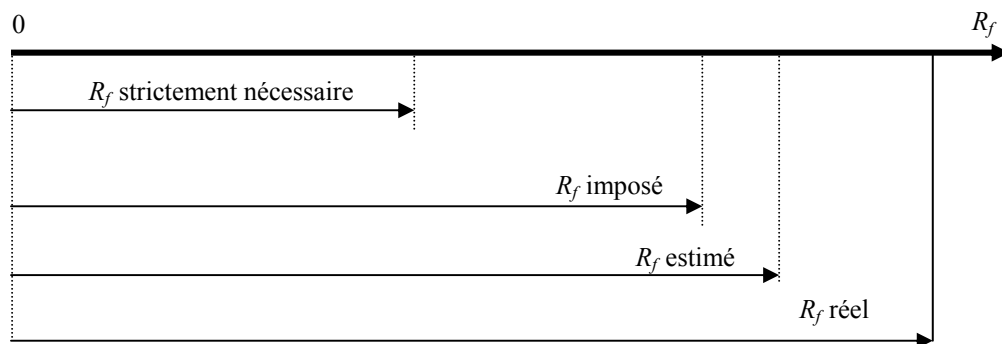


Figure 2-6 Schéma de vérification de la résistance au feu

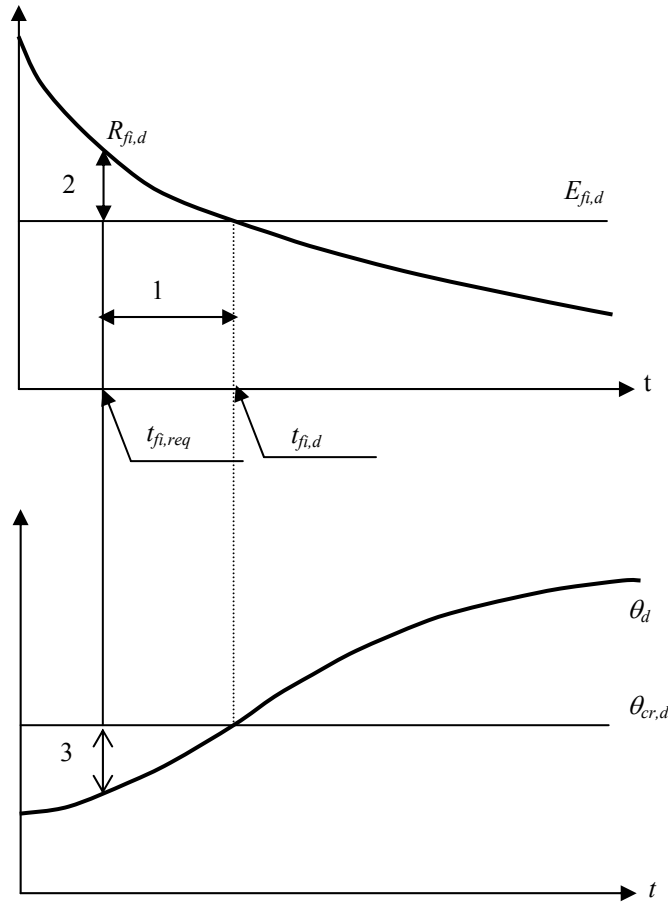


Figure 2-7 Trois vérifications équivalentes de résistance au feu [7]

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 $\varepsilon_y^i(T)$, la déformation plastique $\varepsilon_{\max}^i(T)$, la déformation ultime $\varepsilon_u^i(T)$ et la déformation limite en élasticité $\varepsilon_e^i(T)$.

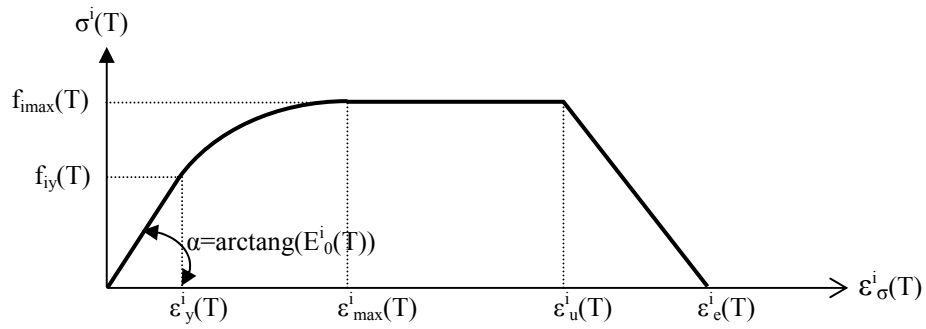


Figure 2-8 Modèle de la relation contrainte-déformation-température d'un matériau i

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 [3].

2-4-1 Acier de construction

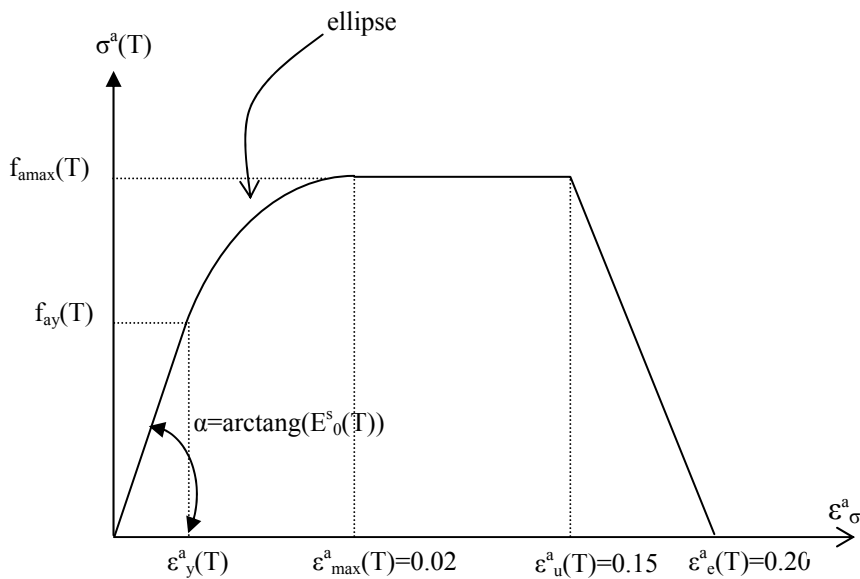


Figure 2-9 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée

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 $k(T)$, dans le tableau 2-1 et graphiquement sur la figure 2-10.

Température de l'acier $T(^{\circ}C)$	Facteurs de réduction à température T		
	Facteur de réduction de la résistance à la compression $k_{\max,T} = f_{\max}(T) / f_{\max}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction de la contrainte élastique $k_{ay,T} = f_{ay}(T) / f_{ay}(20^{\circ}C)$	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 $ka(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

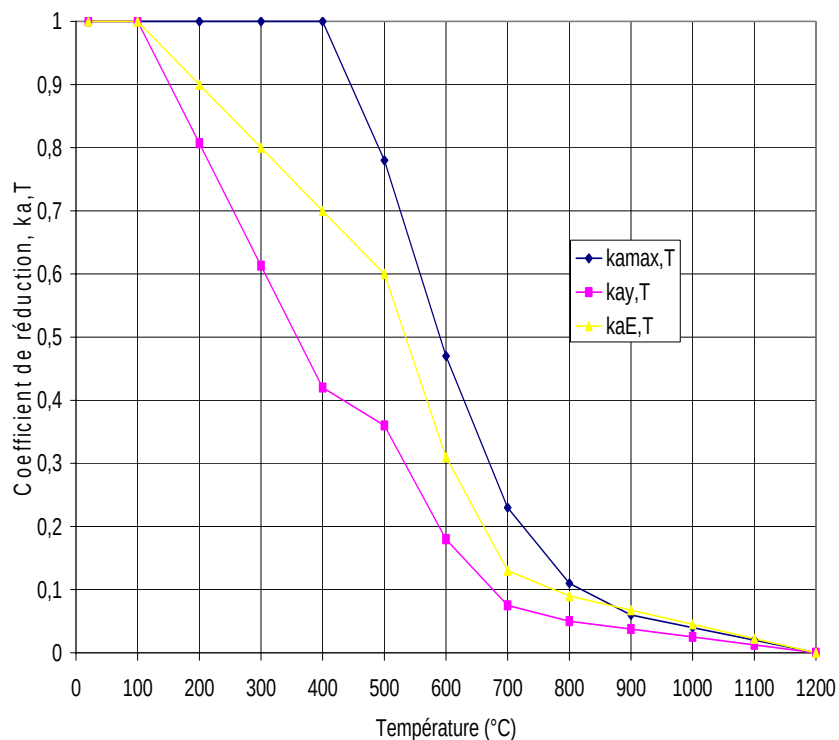


Fig. 2-10 Variation en fonction de la température des facteurs de réduction ka,T pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

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

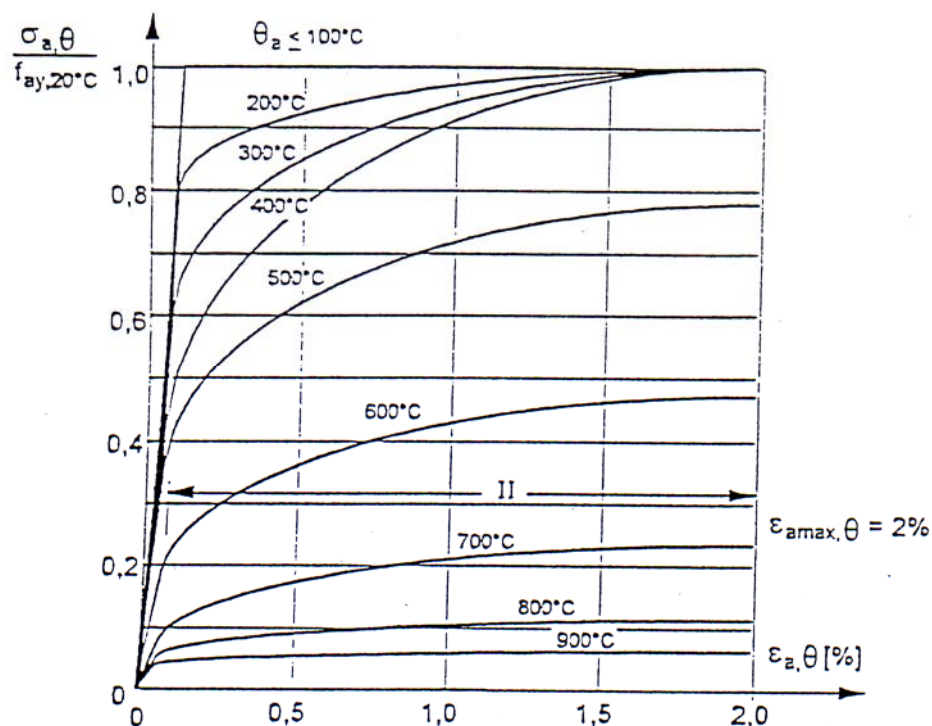


Fig. 2-11 Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235 jusqu'à une déformation de 2% [02]

2-4-2 Béton

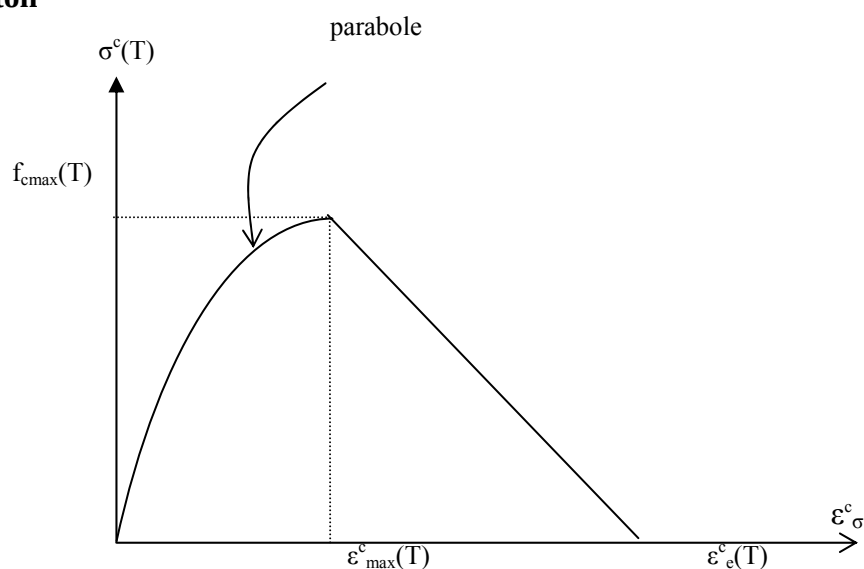


Fig. 2-12 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation du béton à température élevée

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

Température béton (°C)	du	$kc, T = \frac{f_{c\max}(T)}{f_{c\max}(20^\circ C)}$	$\varepsilon_u^c(T) \times 10^3$	$\varepsilon_e^c(T) \times 10^3$
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 kc, T , de $\varepsilon_u^c(T)$ et de $\varepsilon_e^c(T)$

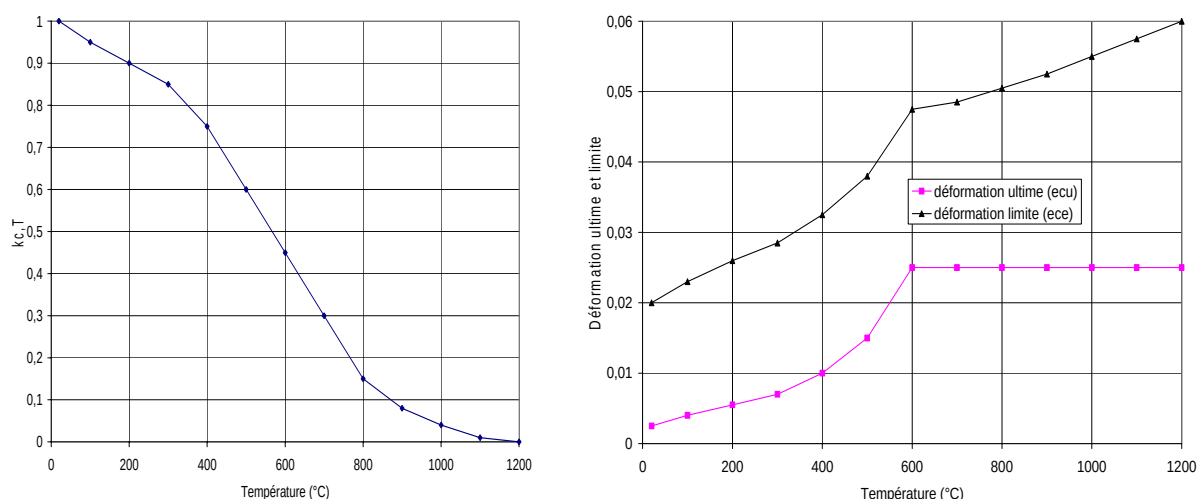


Fig. 2-13 Variation en fonction de la température du facteur de réduction $ka(T)$, de $\varepsilon_u^c(T)$ et de $\varepsilon_e^c(T)$ pour les relations contrainte-déformation du béton

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

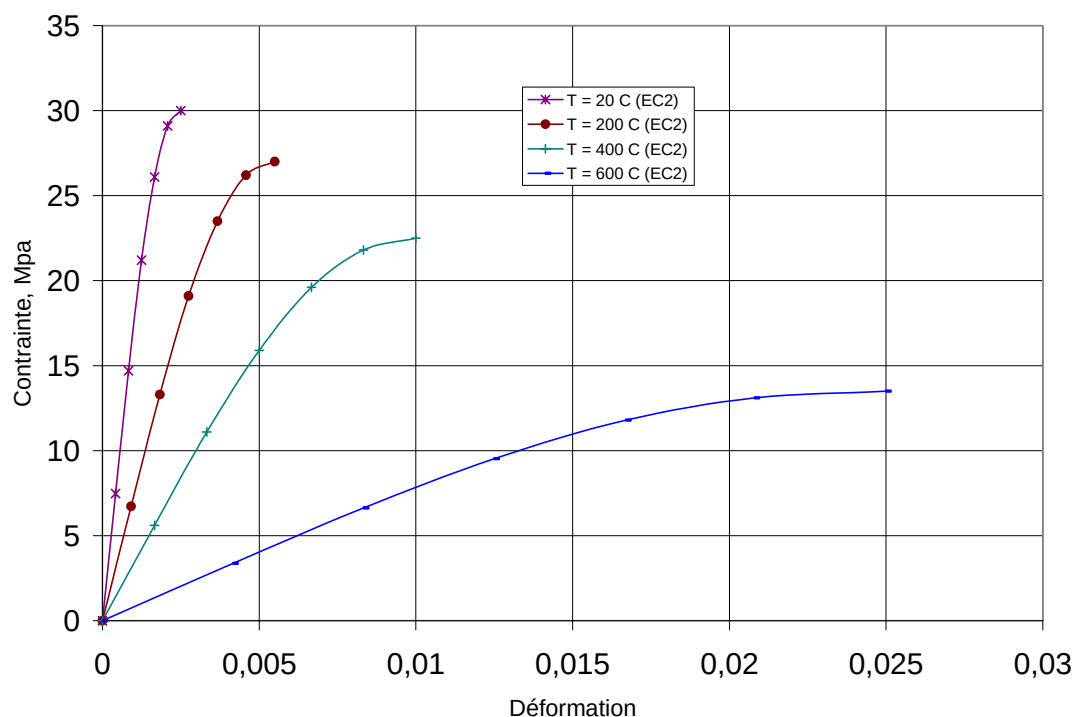


Fig. 2-14 Représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton pour des températures 20, 200, 400 et 600°C sans l'écroutissage

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

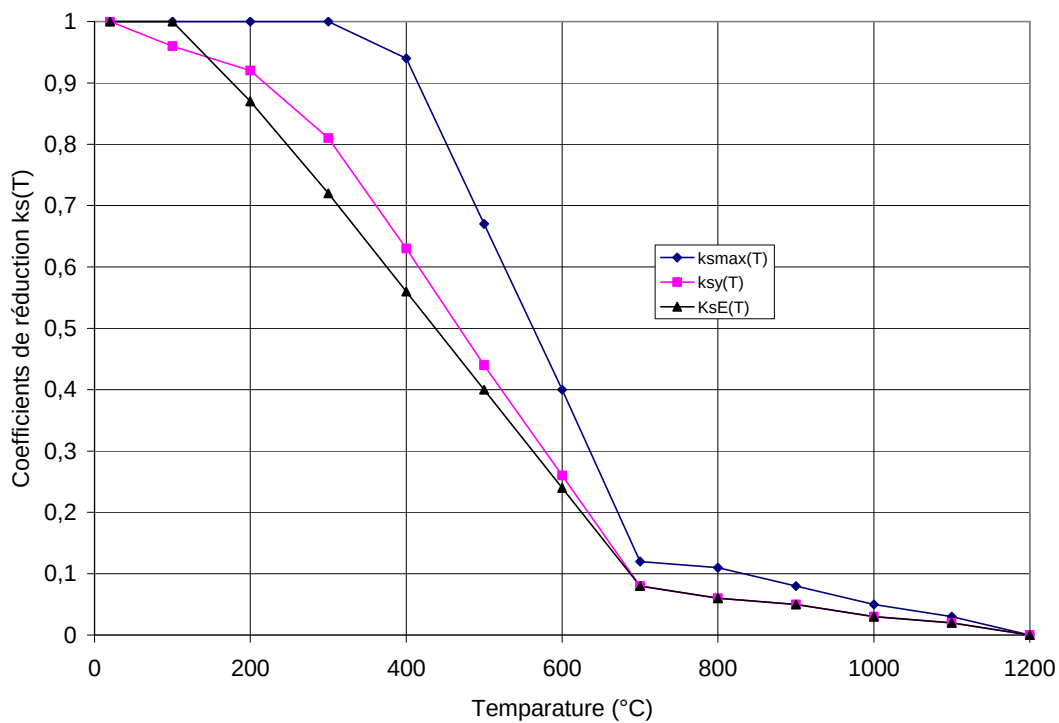


Fig. 2-15 Variation en fonction de la température des facteurs de réduction k_s, T pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

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

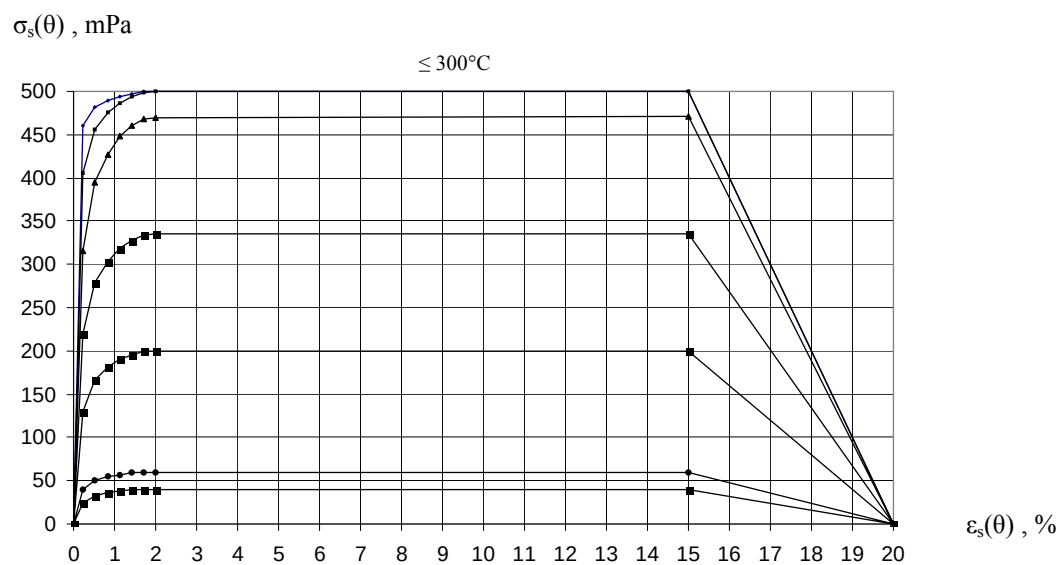


Fig. 2-16 Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

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 succinctement 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 rappel sur l'origine des courbes européennes de flambement

2-5-2-1 Historique sur l'étude du flambement

C'est en 1778 qu'Euler publia la première formule analytique pour le calcul de la charge critique d'une barre, idéale, de section uniforme, à axe rectiligne, parfaitement homogène et bi-articulée à ses extrémités. Dans le cas d'un matériau purement élastique, cette charge appelée charge critique élastique, est donnée par la relation :

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2 EI}{\ell^2} \quad (2-3)$$

où E est le module d'élasticité, I est le plus faible moment d'inertie de la section transversale et ℓ la longueur de la barre (supposée non maintenue transversalement).

La formulation proposée par Euler correspond à une bifurcation d'équilibre élastique et ne tient pas compte des imperfections, pourtant inévitables, de colonnes réelles. Dans la pratique, le cas idéal ne se rencontre jamais. D'une part, la mise en charge s'effectue toujours au moyen d'assemblage ou par contact direct, et d'autre part, les pièces parfaitement rectilignes et parfaitement symétriques n'existent pas. Enfin, il existe toujours des contraintes résiduelles, produisant des efforts parasites dans les barres. L'ensemble de ces imperfections se traduit par une déformée initiale qui conduit à des efforts amplifiés dans la barre (effets locaux de second ordre) et par la suite à une réduction de la résistance ultime au flambement.

En effet lors de la mise en charge de la barre, la courbe charge-déformation commence déjà avec une déformation e_0 , puis elle s'éloigne de la droite correspondante au comportement élastique de la barre. La déformation devient rapidement excessive et la résistance ultime au flambement de la barre est atteinte lorsque les efforts excèdent sa résistance en section. On parle alors de flambement par divergence d'équilibre. La formule d'Euler est néanmoins utile au calcul de la charge ultime des colonnes réelles, notamment par l'intermédiaire du concept d'élancement.

Après Euler, Thomas Young [09] a été le premier en 1807, à montrer que le comportement des colonnes réelles est affecté par les imperfections géométriques liées d'une part, au défaut de centrage de la charge, et d'autre part, à la courbure initiale de la barre. Il signale également que l'hétérogénéité du matériau (dispersion de la limite élastique dans la section droite, contraintes résiduelles) affecte le phénomène du flambement. Il introduit enfin la notion du moment de second ordre.

Le moment fléchissant du second ordre est obtenu en multipliant le moment du premier ordre :

$$M_1 = Ne_0 \quad (2-4)$$

par un multiplicateur k (dépendant de l'imperfection équivalente adoptée pour caractériser les imperfections de la barre réelle) de sorte que :

$$M_2 = kM_1 \quad (2-5)$$

où e_0 est la flèche initiale de la barre. Dans le cas d'une barre articulée, possédant une courbure initiale sinusoïdale d'amplitude e_0 le multiplicateur k prend la forme :

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (2-6)$$

tandis que dans le cas d'une colonne droite, sollicitée par une force N excentrée de e_0 , il s'écrit :

$$k = \frac{1}{\cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}} \quad (2-7)$$

valeur, qui en fait n'est pas très éloignée de la précédente.

En 1886, Ayrton et Perry [10] reprennent le modèle de Young et montrent que, dans le domaine des valeurs pratiques de N/N_{cr} , les expressions (2-6) et (2-7) donnent des résultats très voisins et que, dès lors, la courbure initiale peut être considérée comme une imperfection géométrique générale.

En adoptant comme limite de ruine l'atteinte de la limite d'élasticité f_y dans la fibre la plus sollicitée d'un poteau dénué de toutes contraintes résiduelles, ils obtiennent par la formule de flexion composée :

$$\frac{N}{A} + \frac{M_2}{W_{el}} = f_y \quad (2-8)$$

où A est l'aire de la section droite et W_{el} le module de flexion élastique. Cette relation peut se mettre sous la forme adimensionnelle :

$$(1 - \bar{N}) + (1 - \bar{N}\lambda^2) = \eta \bar{N} \quad (2-9)$$

où la charge réduite $\bar{N}$ et l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ sont définis respectivement par :

$$\bar{N} = \frac{\sigma_k}{f_y} = \frac{N}{Af_y} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_e} = \frac{\lambda}{\Pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}} \quad (2-10)$$

avec les simplifications suivantes :

$\lambda = \frac{\ell}{i}$ est l'élancement réduit dans le plan de flambement ; ℓ est la longueur de flambement dans le plan de flambement considéré ; i est le rayon de giration d'inertie pour le plan de flambement considéré ; $\lambda_e = \Pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ est l'élancement eulérien et E le module d'élasticité du matériau. On pose également :

$$\eta = \frac{e_0 A}{W_{el}} \quad (2-11)$$

La relation (2-7) peut s'interpréter comme une relation d'interaction entre la résistance plastique ($\bar{N} = 1$) et la charge limite d'Euler (hyperbole $\bar{N} = \frac{1}{\lambda^2}$) au travers d'un paramètre

d'imperfection géométrique η . En posant $\gamma = \frac{1}{e_0}$, le coefficient d'imperfection η devient :

$$\eta = \frac{\lambda}{\gamma \left(\frac{i}{v} \right)} \quad (2-12)$$

où (i/v) est le diamètre relatif de l'ellipse d'inertie de la section pour la direction de flambement considéré. On constate que, chaque type de profil, caractérisé par une valeur du rapport $\frac{i}{v}$, confère en principe une valeur différente au paramètre η . On prend habituellement $\eta = 0.003\lambda$.

L'originalité de la méthode Dutheil [12] réside dans le choix de la déformée initiale. En choisissant pour l'imperfection équivalente déformée initiale pour la barre standard caractérisée par une demi-onde sinusoïdale d'amplitude maximale f_0 , le moment du second ordre est donné par la relation :

$$M_2 = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} f_0 N \quad (2-13)$$

où f_0 peut être reliée, en flexion sinusoïdale, au moment maximum de la barre par la relation :

$$f_0 = C \frac{M_0 \ell^2}{\Pi^2 EI} \quad (2-14)$$

En posant :

$$M_0 = f_y W \quad (2-15)$$

Dutheil montre que l'imperfection η de la formule d'Ayrton-Perry, s'écrit :

$$\eta_0 = C \frac{f_y}{\sigma_{cr}} = \frac{C}{\Pi^2 E} f_y \lambda^2 \quad (2-16)$$

Dutheil détermine la valeur de C sur la base de résultats expérimentaux et propose $C = 1/12$. Cette approche fut reprise en 1956, dans les règles françaises de la CM "Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques". A partir de 1960, la Convention Européenne de la Construction Métallique (CECM) tente dans le cadre de l'élaboration de recommandations européennes pour le calcul et la réalisation des constructions métalliques [14], d'uniformiser les approches utilisées dans les divers codes européens, en vigueur.

2-5-2-2 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 [14] 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 [13] et retenue par la CECM :

$$\chi = \frac{1}{(0.5 + \alpha \bar{\lambda}^2) + \sqrt{(0.5 + \alpha \bar{\lambda}^2) + \beta \bar{\lambda}^2}} \quad (2-17)$$

où χ est le coefficient de réduction au flambement ; $\bar{\lambda}$ l'élancement réduit ; α et β 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 $\bar{\lambda} = 0.2$ 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 [15] 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 :

$$\chi = \frac{1}{0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] + \sqrt{(0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2])^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2-18)$$

Le coefficient α 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 $(\bar{N}, \bar{\lambda})$. 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 $\bar{\lambda} = 1$.

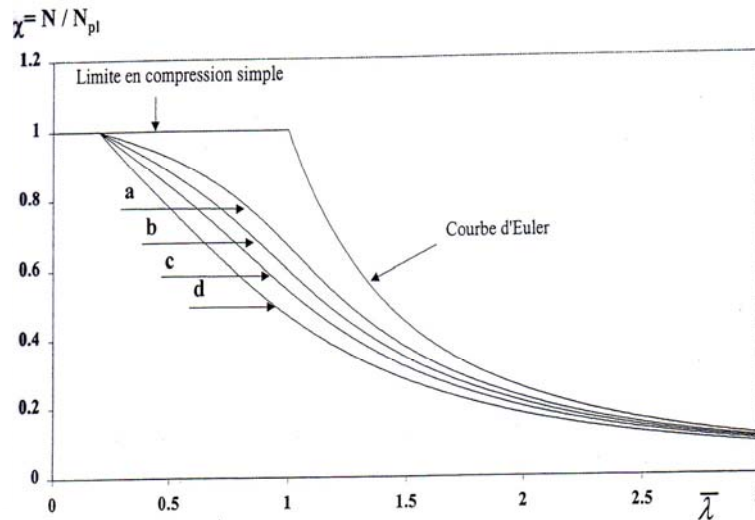


Figure 2-17 Courbes de flambement européennes a, b, c et d

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'élancement réduit du poteau $\bar{\lambda}$ ne dépasse pas 0.2 ;
- le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}}$ satisfait $0.2 \leq \delta \leq 0.9$. Si δ est

inférieur à 0.2, le poteau doit être calculé conformément à l'EC2 [02] relatif aux structures en béton. Si δ 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 (profil mince)

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 :

$$\frac{d}{e_a} \leq 50\varepsilon \quad (2-19)$$

où ε est définie comme $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, 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 :

$$N_{pl,Rd} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m_a}} + A_c \frac{f_c}{\gamma_c} + A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \quad (2-20)$$

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 ;
- γ_{Ma} , γ_c et γ_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 :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (2-21)$$

avec :

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

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2 (EI)_e}{\ell^2} \quad (2-22)$$

où ℓ 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 :

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (2-23)$$

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 $\bar{\lambda} \geq 0.8(1-\delta)$), 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 :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad (2-24)$$

où:

- E_{cm} est le module d'élasticité sécant du béton.
- γ_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 $\bar{\lambda}$ est supérieur à $0.8/(1-\delta)$) :

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \left(1 - 0.5 \frac{N_{G,S_s}}{N_{S_d}}\right) \quad (2-25)$$

où

- E_{cm} et γ_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 :

$$E_{cm} = 9500(f_c + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (2-26)$$

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 χ , 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 :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,R_d} \quad (2-27)$$

où :

- N_{pl,R_d} est la résistance plastique de calcul de la section,
- χ est le coefficient de réduction déduit de l'équation (2-16). Des tableaux donnant la valeur de χ 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.

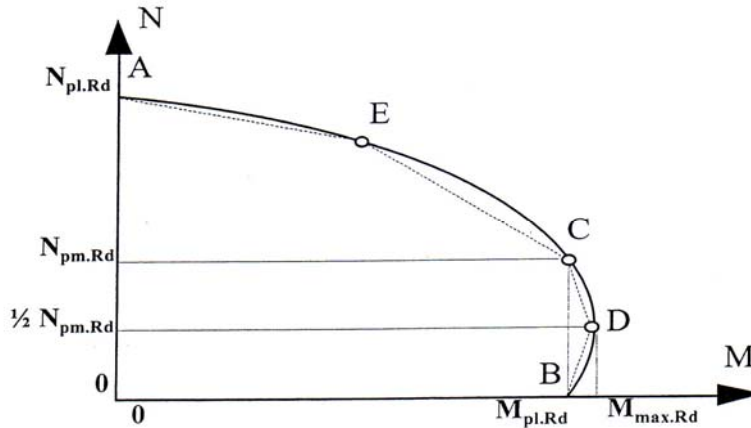


Figure 2-18 Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uniaxiale

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).

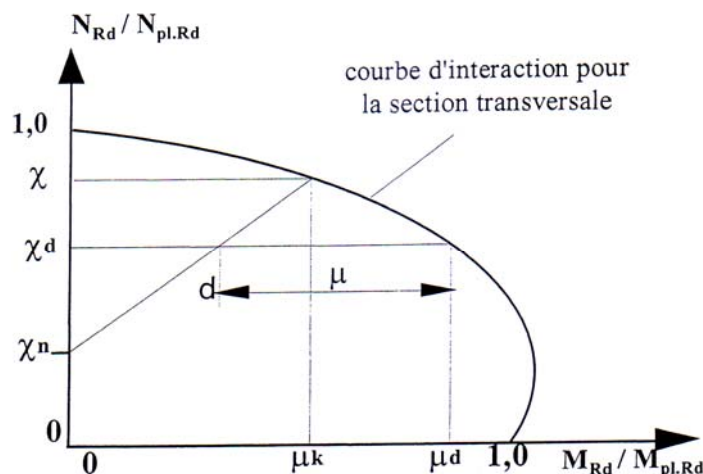


Fig. 2-19 Méthode de calcul pour la compression et la flexion uniaxiale

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 I.3.2.5, 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 χ , prenant en compte l'influence de l'élancement et des imperfections inhérentes au poteau. Au niveau de χ , 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 $\chi N_{Pl, Rd}$. A ce niveau i.e pour un effort axial supérieur ou égal à $\chi N_{Pl, Rd}$, le poteau ne peut supporter aucun moment de flexion additionnel.

Pour tenir compte de l'élancement 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 χ_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 χ_n peut être calculé au moyen de la formule suivante :

$$\chi_\eta = \chi(1-r)/4 \quad \text{avec} \quad \chi_\eta = \chi_d \quad (2-28)$$

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 χ . Pour un rapport de charges axiales inférieur à χ_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 χ_d est défini par $\chi_d = N_{sd}/N_{Pl, Rd}$. La résistance à la flexion correspondante de la section transversale est donnée par $\mu_d N_{Pl, Rd}$, où μ_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 μ , et évaluer alors le moment résistant de l'élément mixte sous une combinaison de compression et de flexion.

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

$$\mu = \mu_d - \mu_k \frac{(\chi_d - \chi_\eta)}{(\chi - \chi_\eta)} \quad (2-29)$$

ne doit pas être prise supérieure à 1.0, excepté si le moment fléchissant M_{sd} est dû 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 :

$$M_{sd} \leq 0.9 \mu M_{pl,Rd} \quad (2-30)$$

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 ;
- μ 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 [17].

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.

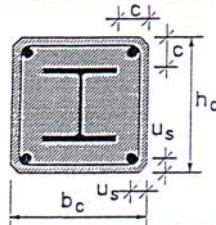
		Résistance au feu normalisé					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	dimensions minimales h_c et b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	enrobage minimal du profilé c [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	distance minimale de l'axe des armatures u_s ou	(20)	30	30	40	50	50
2.1	dimensions minimales h_c et b_c [mm]	-	200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

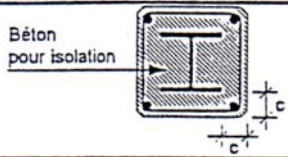
	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton c [mm]	0	25	30	40	50

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

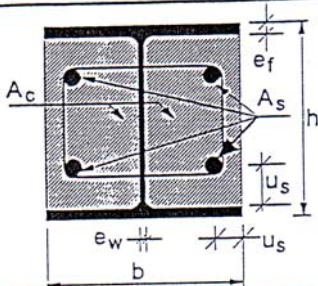
		Résistance au feu normalisé			
		R30	R60	R90	R120
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{f,1} = 0,3$				
1.1	dimensions minimales h et b [mm]	160	260	300	300
1.2	distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	40	40	50	60
1.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w/e_f	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 :

$$N_{f_i,Rd} = \chi N_{f_i,pl,Rd} \quad (2-31)$$

où :

- χ est le coefficient de réduction déduit de la courbe de flambement c, qui dépend de l'élancement a-dimensionnel $\bar{\lambda}_\theta$,
 - $N_{f_i,pl,Rd}$ 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 :

$$N_{f_i,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{a\max,\theta}) / \gamma_{M,f_i,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{s\max,\theta}) / \gamma_{M,f_i,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c\max,\theta}) / \gamma_{M,f_i,c} \quad (2-32)$$

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

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

$$(EI)_{f_i,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \bar{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \bar{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \bar{E}_{c,\theta} I_{c,\theta}) \quad (2-33)$$

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 :

$$N_{f_i,cr} = \Pi^2 (EI)_{f_i,eff} / \ell_\theta^2 \quad (2-34)$$

où ℓ_θ est la longueur de flambement du poteau (fig.2-5).

Soit pour l'élancement a-dimensionnel :

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{f_i,pl,R} / N_{f_i,cr}} \quad (2-35)$$

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

NB : Pour déterminer la longueur de flambement ℓ_θ 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 ℓ . 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 ℓ (fig. 2-20).

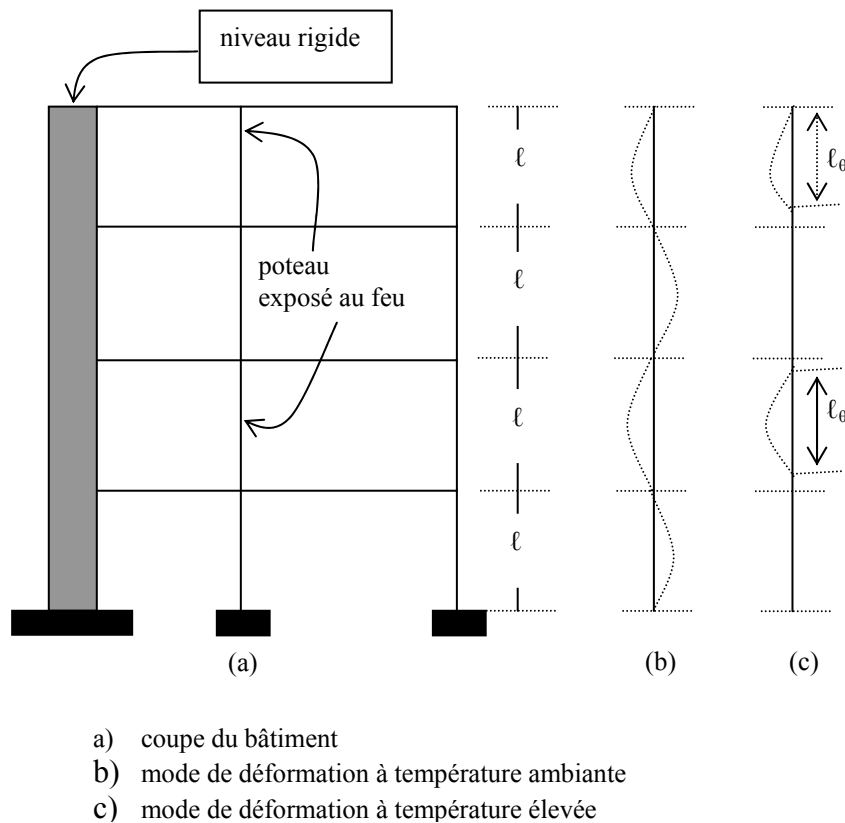


Fig.2-20 Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées

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

$$N_{f_i,Rd,\delta} = N_{f_i,Rd} \frac{N_{Rd,\delta}}{N_{Rd}} \quad (2-36)$$

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- IMPLEMENTATION ET ANALYSE DE LA PROCEDURE

3-1 Généralités

Dans ce chapitre, Il est question en premier lieu d'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. Sera suivie en second lieu d'une présentation détaillée d'un exemple de calcul d'un poteau chargé centriquement justifiant sa stabilité à température ambiante et élevée. Nous terminons en dernier lieu par la traduction de la méthode de calcul en langage d'ordinateur Fortran en illustrant un exemple numérique afin de jauger la fiabilité du code de calcul établi.

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 4-1.

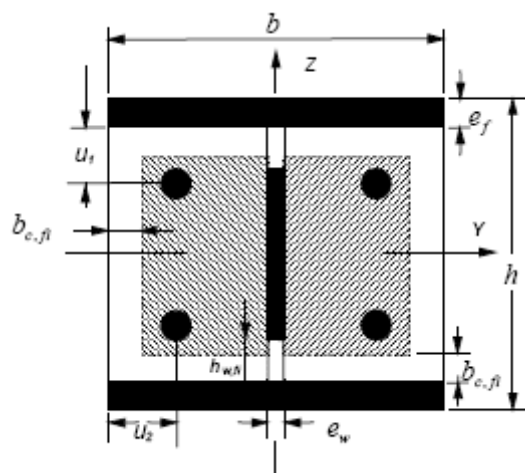


Figure 3-1 Section réduite pour le calcul de la résistance au feu d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton

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 :

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

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

A_m / V est le facteur de massiveté, 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 $^{\circ}C$ 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 $\theta_{0,t}$ et le coefficient k_t

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

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

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 :

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

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 :

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

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

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 3-4 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 $\theta_{c, t}$ 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	$\theta_{c, t}$	A_m/V	$\theta_{c, t}$	A_m/V	$\theta_{c, t}$	A_m/V	$\theta_{c, t}$
$[m^{-1}]$	$[^\circ C]$	$[m^{-1}]$	$[^\circ C]$	$[m^{-1}]$	$[^\circ C]$	$[m^{-1}]$	$[^\circ C]$
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

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

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

avec $k_{c, \theta}$ et $\varepsilon_{cu, \theta}$ 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 :

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

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

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

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

	<i>u en mm</i>				
Résistance à l'incendie normalisé	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

	<i>u en mm</i>				
Résistance à l'incendie normalisé	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 :

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

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

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 :

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

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad (3-11)$$

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

Tableau 3-7 Coefficient de réduction $\varphi_{i,\theta}$ dépendant de l'effet des contraintes thermiques

Résistance à l'incendie normalisé	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
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 :

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

où ℓ_θ étant la longueur de flambement définie dans le paragraphe 2-6-3.

L'élancement réduit est obtenu par :

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

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

Par conséquent, en utilisant $\bar{\lambda}_\theta$, on peut calculer le coefficient de réduction χ_z à partir de la formule suivante :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (3-14)$$

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

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

Remarques :

1- 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 χ pour la courbe de flambement

$\bar{\lambda}$	χ pour courbe de flambement :				
	a _c	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

2- Pour les nuances d'acier (S 235, S 275, S 355), la figure 3-2 donne la valeur nominale de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u à prendre en fonction de l'épaisseur de l'élément.

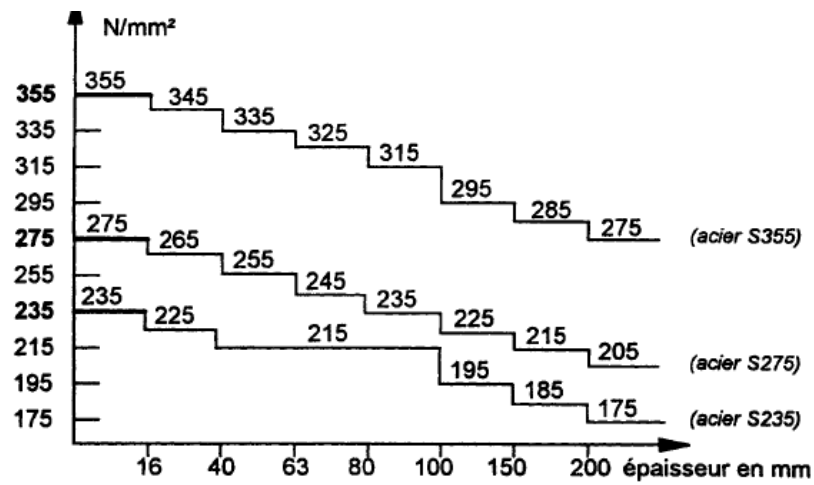


Figure 3-2 Valeur nominale de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u en fonction de l'épaisseur du profilé

3-3 Exemple d'application

Il s'agit de calculer la résistance au feu R60 d'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 dans la figure 3-3. La hauteur d'étage est de 4,20 mètres et la charge appliquée est supposée centrée sur le poteau.

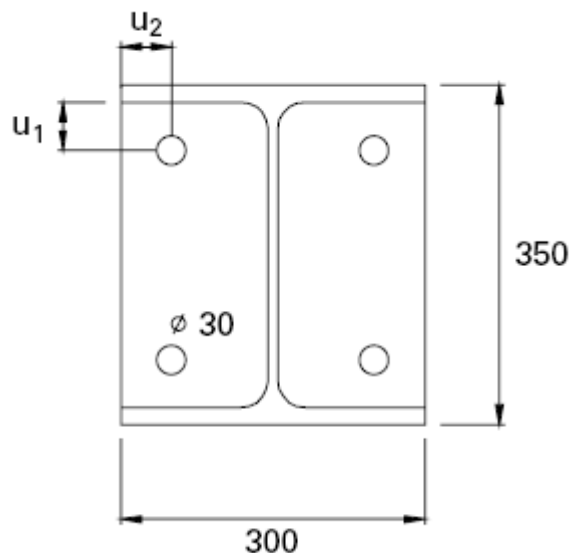


Figure 3-3 Section transversale du poteau à étudier

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 : $L_\theta = 0,5$. $H = 2,10 \text{ m}$

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 kN
- Charges permanentes : 360 kN
- Charges d'exploitation : 700 kN

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

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

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

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

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 :

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

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

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A_a \cdot f_{ay} + A_c \cdot 0,85 f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \\ &= (143000 \times 225 + 87900 \times 0,85 \times 30 + 2828 \times 500) / 1000 \\ &= \mathbf{6873\,kN} \end{aligned}$$

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

$$(14300 \times 225 / 1,1) / 1000 = 2925\,kN$$

Soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = 2925 / 5649 = 0,518 \quad \text{la condition } 0,2 < \delta < 0,9 \text{ est satisfaite.}$$

- Charge critique élastique de flambement

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \pi^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c) / L^2 \\ &= \pi^2 / 4200^2 \cdot (210 \times 78,9 + 210 \times 28,4 + 0,8 \times 23,7 \times 680,3) \cdot 10^6 = \mathbf{19824\,kN} \end{aligned}$$

- Elancement réduit (non dimensionnel) :

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

- Coefficient de réduction de flambement : à partir de la courbe de flambement (c) (tableau 3-8) avec interpolation linéaire pour la valeur intermédiaire de 0,589, on trouve $\chi_z = 0,792$.

- Résistance du Poteau au flambement :

$$\begin{aligned} N_{b,Rd} &= \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = 0,792 \times 5649 = 4474\,kN \\ N_{sd} &= 3426\,kN < N_{b,Rd} = 4474\,kN \end{aligned}$$

La stabilité à température ambiante du poteau est donc vérifiée.

3-3-3 Justification de la résistance au feu R60 :

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 :

$$\eta_{fi,t} = N_{sd,fi} / R_d = 2110/4474 = 0,473$$

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 :
 260 mm pour $\eta_{fi,t} = 0,3$; 300 mm pour $\eta_{fi,t} = 0,5$
 Par interpolation linéaire on déduit 294 mm pour $\eta_{fi,t} = 0,473$
 $b_{réel} = 300 \text{ mm} > 294 \text{ mm}$, condition satisfaite
- Distance minimale à l'axe des armatures u_s : 40 mm
 $u_{s, réel} = 50 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$, condition satisfaite
- Rapport de l'épaisseur de l'âme à l'épaisseur de la semelle e_w / e_f :
 $0,5$ pour $\eta_{fi,t} = 0,3$; $0,6$ pour $\eta_{fi,t} = 0,5$
 Pour $\eta_{fi,t} = 0,473$ on obtient $0,59$ par interpolation
 $(e_w / e_f)_{réel} = 10/17,5 = 0,57 \cong 0,59$

Le profilé satisfait approximativement à l'exigence R60. 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 $\eta_{fi,t}$.

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 :

- $L_\theta = 2,10 \text{ m} < L_{\theta, maximum} = 13,5$. $b = 13,5 \times 300 = 4050 \text{ mm}$
- $230 \text{ mm} < h = 350 \text{ mm} < 1100 \text{ mm}$
- $230 \text{ mm} < b = 300 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$
- $1 \% < \text{pourcentage d'armatures} = 3,22 \% < 6 \%$

Les conditions sont bien satisfaites. Les dimensions du profilé HEA 360 sont :

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

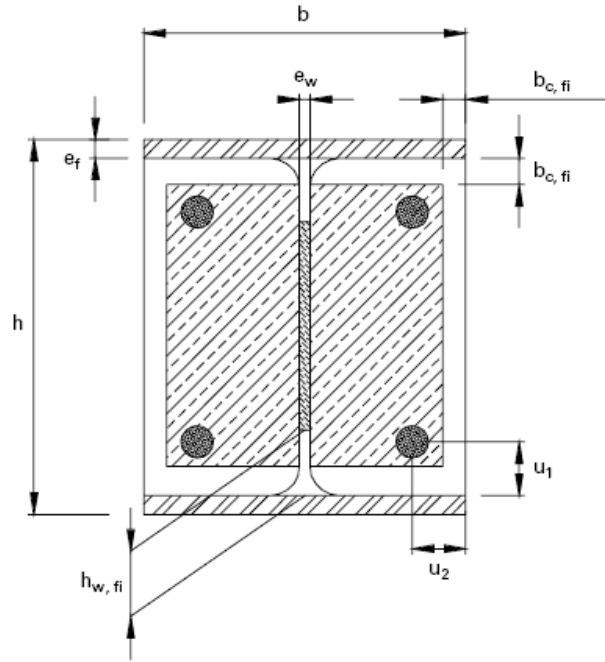


Figure 3-4 Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu R60

1. Contribution des ailes du profilé :

La température moyenne de la semelle est :

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

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

Tableau 3.1(chapitre 3), pour R60 $\theta_{0,t} = 680 \text{ }^\circ\text{C}$ et $k_t = 9,55 \text{ m }^\circ\text{C}$

$$\theta_{f,t} = 798,2 \text{ }^\circ\text{C}$$

La limite et le module élastique à $798,2 \text{ }^\circ\text{C}$ sont :

$$f_{a,max,f,t} = f_{ay,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{max,\theta} = 225 \times 0,1121 = 25,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ\text{C}} \cdot k_{E,\theta} = 210\,000 \times 0,091 = 19110 \text{ N/mm}^2$$

Avec ;

Du tableau 2-1, par interpolation linéaire pour $798,2 \text{ }^\circ\text{C}$ on trouve

$$k_{max,\theta} = 0,1121 \text{ et } k_{E,\theta} = 0,091$$

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot f_{a,max,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} = 2 \cdot (300 \cdot 17,5 \cdot 25,22) / 1,0 = 264810 \text{ N}$$

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

$$(E \cdot I)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} \cdot \left(e_f \cdot \frac{b^3}{6} \right) = 19047 \times 17,5 \times \frac{300^3}{6} = 1,5 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

2. Contribution de l'âme du profilé :

La partie de l'âme à négliger : $H_t = 770 \text{ mm}$ (tab 3-2) $\rightarrow h_{w,fi} = 30,7 \text{ mm}$

Niveau de contrainte maximale : $f_{a,max,w,t} = 181,1 \text{ N/mm}^2$

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

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

$$= 10 \times (350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 30,7) \times 181,1 / 1,0 = 459270 \text{ N}$$

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

$$(E \cdot I)_{fi, w, Z} = E_{a, w, 20^\circ C} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w, fi}) \cdot e_w^3 / 12 = 4,438 \cdot 10^9 \text{ N.mm}^2$$

3. Contribution des armatures:

Facteur de réduction de la limite d'élasticité de calcul : $u = \sqrt{50 \times 50} = 50 \text{ mm}$

$k_{y, t} = 0,976$ pour R60 (tab. 2-3)

Facteur de réduction du module d'élasticité : $k_{E, t} = 0,689$ pour R60 (tab.2-3)

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie : $N_{fi,pl. Rd, s} = 1379771 \text{ N}$

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 :

$$(E \cdot I)_{fi, s, Z} = k_{E, t} \cdot E_{s, 20^\circ C} \cdot I_{s,z} = 4,114 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

4. Contribution du béton :

Couche extérieur de béton négligée dans le calcul : $b_{c, fi} = 15,0 \text{ mm}$ (tab.3-4)

Température moyenne du béton : pour $A_m / V = 12,381 \rightarrow \theta_{c, t} = 328,17^\circ C \rightarrow$

Module sécant réduit du béton :

$$E_{c, sec, \theta} = 3839 \text{ N/mm}^2 ; \quad k_{c, \theta} = 0,822 \quad \varepsilon_{cu, \theta} = 6,423 \cdot 10^{-3}$$

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

$$N_{fi,pl. Rd, c} = 1162708 \text{ N}$$

Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie : $(E \cdot I)_{fi, c, Z} = 1,685 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$

5- Charge axiale de flambement à température élevée (R60) :

Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl. Rd} = N_{fi,pl. Rd, f} + N_{fi,pl. Rd, w} + N_{fi,pl. Rd, s} + N_{fi,pl. Rd, c} = 3266560 \text{ N}$$

Rigidité efficace totale en flexion :

$$(E \cdot I)_{fi, eff, Z} = 6,405 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

Charge critique élastique de flambement : $N_{fi, cr, z} = 4334508 \text{ N}$

Elancement réduit :

$$\text{Avec } N_{fi,pl. R} = 264810 + 459271 + 1379771 + 1162708 \times 1,30 = 3615372 \text{ N}$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_\theta = 0,502$$

$\chi_z = 0,842$ d'après la courbe de flambement (c)

Charge axiale centrée admissible compte tenu du flambement en situation d'incendie :

$$N_{fi, Rd, z} = 0,842 \times 3266560 = 2750443 \text{ N} = 2750 \text{ KN} > N_{sd, fi} = 2110 \text{ KN}$$

La stabilité au feu est largement assurée après 60 minutes de chauffage.

Le calcul en situation d'incendie devient nettement déterminant pour les classes supérieures à R60. L'optimisation d'une section impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier,

classe de résistance du béton, quantité d'armatures) nécessite plusieurs calculs successifs. C'est pourquoi une codification de la méthode s'avère indispensable.

3-3-4 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.

A- 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 $2 \times 300 = 600 \text{ mm}$. 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 $3426/5 = 685 \text{ kN}$. 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 : $(1 - 0,518) \times 685 = 330 \text{ kN}$. Adoptons des goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme, de dimension $\phi 16 \times 100$. Ils présentent une capacité ultime $P_{Rd} = 57,9 \text{ kN/pièce}$. 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.

B- 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 $0,3 \cdot b = 0,3 \times 300 = 90 \text{ mm}$. 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.

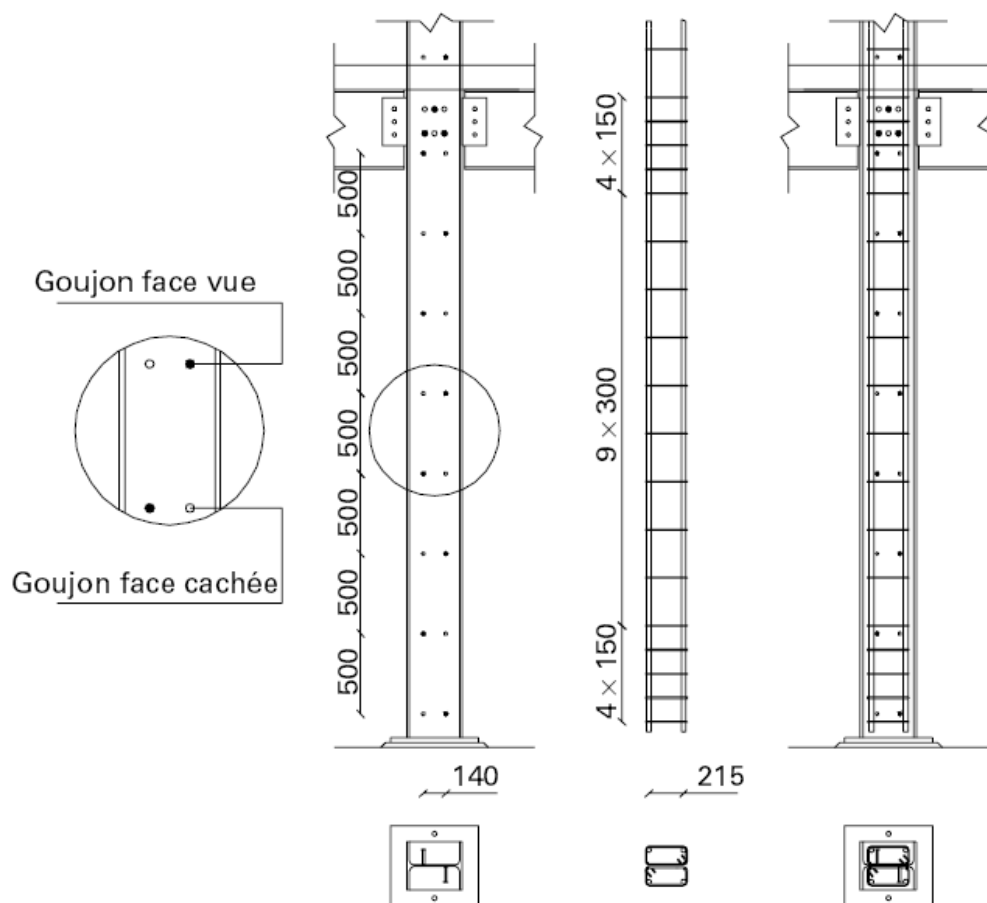


Figure 3-5 Goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme

3-4 Implémentation numérique- Code P213FB.FOR

Dans cette section 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 supposées chargées centriquement. Le programme s'intitule **P213FB.FOR** facilement exploitable sur micro-ordinateur où les différents chiffres et lettres employés 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.

Mentionnons que le langage d'ordinateur employé est le fortran dont le compilateur est celui du Compaq Visual Fortran, version 6.5. 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 véracité du programme.

3-4-1 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 exécuter dans l'ordre dans lequel ils sont présentes 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_0	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)
XPARAM	1 : résistance au feu

3-4-2 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, effectués précédemment d'une manière manuelle.

A- Fichier de données : P213B.INP

```
COMT
Le programme P213FB.FOR calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé
partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4, Annexe F): la capacité
portante au feu correspondante à un temps t d'exposition
***** Khennane Ferhat,2010-11, 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
119.5D0
end
```

B- Fichier de sortie : P213B.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): la capacité
portante au feu correspondante à un temps t d'exposition
***** Khennane Ferhat,2010-11, 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 du béton 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 = 60.0000

Temps.en heures.....= 60.00

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

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 ...fmaxt= 25.226

Niveau du module d'élasticité cresp....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- ams (tab f-7) PHIPWT= 0.10000D+01
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= 0.80000D+00
Coef. de réduction- béton (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

NB : Comparaison des résultats

$R_f(h) = 60 \text{ min}$		
$N_{fi,Rd,z}$	Méthode manuelle	Programme: P213FB
	2750 kN	2749.6 kN

CHAPITRE 4

FORMULATION POUR LA DETERMINATION DE LA CHARGE ULTIME ET DE LA RESISTANCE AU FEU DES COLONNES MIXTES TOTALEMENT ENROBEES DE BETON

4-1 Généralités

Afin de déterminer une méthode de calcul simple pour l'évaluation de la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées de béton, il est souhaitable de partir d'une méthode de calcul simplifiée existant à température ordinaire. Les différentes méthodes existantes ont été revues au chapitre 2, qui peuvent se résumer à la méthode générale (ou de ses dérivées) et à la méthode du BAEL. Cependant, la première est trop lourde à utiliser pour le problème qui nous intéresse en raison de l'ampleur des calculs qu'elle exige. Les difficultés résident dans la vérification des conditions d'équilibre et de compatibilité qui doivent être idéalement remplies dans chaque section de la colonne. Par suite, c'est la méthode du BAEL exposée brièvement ci-après, qui servira comme point de départ pour l'évaluation de la charge ultime et de la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées de béton.

4-2 Méthode du BAEL

Notons, en ce qui concerne les colonnes en béton armé, les approches proposées à froid diffèrent de celles utilisées pour les colonnes réalisées à partir d'autres matériaux. En effet, pour les colonnes en acier, en bois ou mixtes acier-béton, le calcul est effectué sur la base d'une relation du type par analogie au paragraphe 2-5:

$$\bar{N} = f(\bar{\lambda}) \quad (4-1)$$

où
$$\bar{N} = \frac{\sigma_u}{f} = \frac{N_u}{N_p}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} \quad \text{avec} \quad \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$\bar{N}$: force portante réduite

$\bar{\lambda}$: élancement réduit

σ_u : contrainte ultime

f : résistance du matériau envisagé

N_u : charge ultime

N_p : charge (d'écrasement) plastique

λ : élancement

λ_E : élanement eulérien

E : module d'élasticité

L'équation (4-1) peut encore s'écrire sous la forme :

$$N_u = \alpha(\lambda).N_p \quad (4-2)$$

en considérant alors l'élanement au lieu de l'élanement réduit.

De telles méthodes sont peu utilisées dans les constructions en béton armé, pour des raisons qui ont été évoquées dans le chapitre 2. Dans les normes françaises du BAEL, on trouve toutefois une telle méthode pour les colonnes soumises à compression centrée.

En reprenant l'équation 4-2, et en considérant cette fois les valeurs de calcul, on a :

$$N_{ud} = \alpha(\lambda).N_{pd} \quad (4-3)$$

Dans les normes du BAEL, la relation (4-3) s'écrit :

$$N_{sd} = \alpha(\lambda) \cdot \left[\frac{A_{cr} \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_s} + A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \right] \quad (4-4)$$

Expression dans laquelle :

A_s est la section d'acier prise en compte dans le calcul ;

A_{cr} est la section réduite de la colonne obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre sur toute sa périphérie ;

$\gamma_s = 1.15$;

$\gamma_c = 1.5$;

$\alpha(\lambda)$ est un coefficient de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 ; \quad (4-5)$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad (4-6)$$

Cette méthode est particulièrement simple et convient parfaitement comme base pour l'établissement de la méthode simplifiée de calcul d'une colonne en béton armé soumise au feu [18]. Elle sera généralisée pour les colonnes mixtes totalement enrobées en introduisant une hypothèse supplémentaire relative au comportement au feu du profilé en acier de construction qui représente le troisième matériau dans la section transversale de la colonne.

4-3 Formulation pour colonnes mixtes comprimées à chaud sans excentricité

Comme mentionné dans la section précédente, la relation donnant la charge ultime à froid d'une colonne en béton armé suggérée par les recommandations françaises BAEL sera utilisée comme base pour l'élaboration de la méthode de calcul à chaud. Cette formulation n'étant valable que pour les colonnes comprimées, nous établirons par conséquent la méthode à chaud pour les colonnes soumises à une charge centrée ou réputée centrée.

Dans le cas d'un problème de résistance au feu, on travaille avec les charges ultimes, et non avec les charges de calcul. C'est donc la relation 4-2 qui est d'application, soit :

$$N_u = \alpha(\lambda).N_p \quad (4-7)$$

Dans le cas d'éléments soumis à un essai au feu, la charge d'écrasement plastique N_p est fonction du temps et diminue avec celui-ci.

Si la détermination de $N_p(t)$ est assez simple dans le cas d'une colonne en acier, il n'en va pas de même pour des colonnes mixtes en béton. La principale difficulté réside dans le fait que la température, donc la résistance, varie d'un point à l'autre de la section droite. Le seul moyen disponible de déterminer une expression de $N_p(t)$ est de faire des simulations numériques.

Dans ce travail, nous allons exploiter la démarche de l'équipe de recherche de l'Université de Liège dirigé par JM Franssen qui détermine numériquement à l'aide du code Safir [06] le comportement moyen de chaque matériau à un instant donné (t) du chauffage.

4-3-1 Expression de la charge plastique de la section

Soit la section transversale totalement enrobée de béton (fig.4-1a) d'une colonne mixte centriquement chargée i.e l'excentricité (e) est nulle ; le profilé (fig.4-1b) étant disposé symétriquement par rapport au milieu de la section de coffrage de béton.

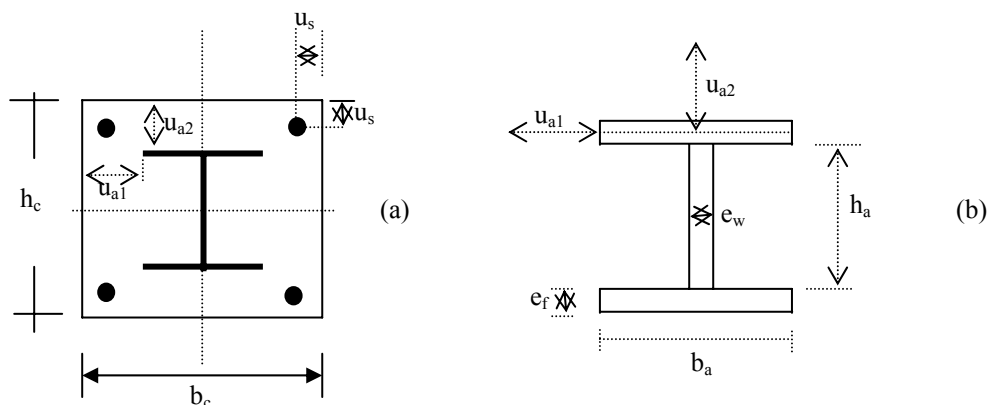


Fig. 4-1 Section transversale d'une colonne mixte totalement enrobée

La charge plastique N_p de toute la section est égale à la charge plastique N_{pc} du béton plus la charge plastique de l'acier d'armature N_{ps} et auxquelles s'ajoute celle due au profilé N_{pa} . Elle vaut donc :

$$N_p = N_{pc} + N_{ps} + N_{pa} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_s + A_a \cdot f_a \quad (4-8)$$

Nous commencerons d'abord par déterminer l'expression de N_{pc} puis celle N_{ps} et enfin celle du profilé N_{pa} .

A- Expression de la partie de la charge plastique dû au béton $N_{pc}(t)$

La charge plastique est fonction des températures dans le béton, qui varient d'un point à l'autre, et ces températures sont fonctions de la durée pendant laquelle la section a été soumise au feu.

$$N_{pc} = f(T_i) = f[T_i(t)]$$

Par simplification d'écriture, nous n'écrivons pas $N_{pc}[T_i(t)]$ mais $N_{pc}(t)$.

Si on effectue des simulations numériques pour déterminer la répartition de température dans la section, celle-ci étant discrétisée en sous sections ou sous couches, il est possible de déterminer la charge plastique. En effet, à un certain temps t , on peut connaître la température de tous les éléments constituant la section, ce qui permet de déduire la résistance f_c de ces éléments. La charge plastique totale de la section est alors égale à la somme des résistances des éléments multipliées par leur section.

$$N_{pc}(t) = \sum A_{ci} f_{ci}(t) \quad (4-9)$$

où $N_{pc}(t)$ est la charge plastique de toute la section de béton ;

A_{ci} est la section de l'élément i ;

$f_{ci}(t)$ est la résistance de l'élément i au temps t considérée au centre de cet élément.

La réduction de la résistance du béton en fonction de la température peut se mettre sous la forme :

$$f_c(T) = k_c(T) \cdot f_c(20^\circ C) \quad (4-10)$$

où $k_c(\theta)$ est le facteur de réduction à la température (T) , défini dans le tableau 2-2 ou graphiquement dans la figure 2-13.

Exprimons maintenant $N_{pc}(t)$ sous la forme :

$$N_{pc}(t) = \beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c \quad (4-11)$$

Où A_c est la section totale du béton ;

f_c est la résistance du béton en $t = 0$;

$\beta_1(t)$ est un coefficient global qui tient compte de la réduction de résistance due à

l'augmentation de température.

L'expression de $\beta_I(t)$ se trouve en égalant les équations 4-9 et 4-11, soit :

$$\beta_1(t) = \frac{\sum A_{ci} \cdot f_{ci}(t)}{A_c \cdot f_c} \quad (4-12)$$

Etant donné que la température dans le béton varie suivant la section, il en va de même pour $\beta_I(t)$. C'est pourquoi des simulations numériques sont nécessaires. Les résultats des simulations sur ordinateur effectué par JM Franssen sur différentes sections allant de 150x150 à 500x500 mm, ont permis de donner une bonne représentation de $\beta_1(t)$. Sa variation en fonction du temps est donné par la formule suivante :

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} \quad (4-13)$$

avec :

$$a = 0.3 A_c^{-0.5} \quad (4-14)$$

$$b = A_c^{-0.25} \quad (4-15)$$

où A_c est la section de la colonne.

Notons que les variables a et b ont été déterminée par optimisation, pour que $\beta_1(t)$ corresponde au mieux avec toutes les sections des colonnes étudiées; c'est pourquoi a et b sont des fonctions de la section de la colonne (A_c). Remarquons par ailleurs que plus la section est importante plus β_1 élevé.

L'expression finale de N_{pc} est donc:

$$N_{pc} = \beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c = \frac{A_c \cdot f_c}{\sqrt{1 + (at)^b}} \quad (4-16)$$

où a et b sont donnés par les relations (4-14) et (4-15).

B- Expression de la partie de la charge plastique dû aux armatures $N_{ps}(t)$

Tout comme pour la charge plastique du béton, la charge plastique N_{ps} des armatures est fonction de la température de celles-ci et donc fonction du temps pendant lequel la section a été soumise au feu.

$$N_{ps} = f(T_i) = f[T_i(t)] \quad (4-17)$$

Par simplicité, nous n'écrivons pas $N_{ps}[T_i(t)]$ mais $N_{ps}(t)$.

La détermination de $N_{ps}(t)$ se fait de manière analogue à celle de $N_{pc}(t)$ et à partir toujours des simulations numériques. Pour rappel, les simulations nous donnent, à un certain temps t , la température des éléments représentant les armatures. Connaissant cette température, on peut calculer la résistance de ces éléments. La charge plastique des armatures est égale alors à la somme des résistances des éléments représentant ces armatures multipliées par leur section.

$$N_{ps}(t) = \sum A_{si} f_{si}(t) \quad (4-17)$$

où $N_{ps}(t)$ est la charge plastique des armatures ;
 A_{si} est la section des éléments représentant les armatures ;
 $f_{si}(t)$ est la résistance de l'élément i au temps t .

La réduction de la résistance des armatures en fonction de la température peut se mettre aussi sous la forme :

$$f_s(T) = k_s(T) \cdot f_s(20^\circ C) \quad (4-18)$$

Le facteur de réduction $k_s(T)$ en fonction de la température (T) est donné par le tableau 2-3 ou par la figure 2-15.

Il faut noter que l'Eurocode 4 présente deux lois pour $K_s(T)$ en fonction de l'allongement à la rupture de l'acier. La loi reprise ici est celle correspondant aux armatures comprimées.

Tout comme pour $N_{pc}(t)$, on peut mettre $N_{ps}(t)$, sous la forme :

$$N_{ps}(t) = \beta_2(t) \cdot A_s \cdot f_s \quad (4-19)$$

où A_s est la section des armatures ;
 f_s est la résistance des armatures en $t = 0$;
 $\beta_2(t)$ est un coefficient qui tient compte de la réduction de résistance de l'acier due à l'augmentation de température.

L'expression de $\beta_2(t)$ se trouve en égalant les équations (4-18) et (4-19) :

$$\beta_2(t) = \frac{\sum A_{si} \cdot f_{si}(t)}{A_s \cdot f_s} \quad (4-20)$$

Le paramètre qui influence le plus la température des armatures est certainement l'enrobage de celles-ci. En effet, plus l'enrobage (u_s) est grand, plus la température des armatures est faible.

Un autre paramètre influençant la température des armatures est la section de la colonne. Son influence est cependant moins importante que celle de l'enrobage. C'est pourquoi ce paramètre est négligé dans la formule subséquente de $\beta_2(t)$.

Les résultats obtenus par JM Franssen, en effectuant des simulations sur des sections de $300 \times 300 \text{ mm}^2$ avec un enrobage des armatures variant de 15 à 60 mm, ont conduit à la formule suivante :

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0.9t}{0.046u_s + 0.11} \quad (4-21)$$

où t est exprimé en heure et u_s en mm . On peut y voir que plus l'enrobage est faible, plus la diminution de β_2 se fait rapidement et inversement plus l'enrobage est important, plus β_2 s'approche de l'unité.

L'expression finale donc de $N_{ps}(t)$ est :

$$N_{ps}(t) = \beta_2(t) A_s f_s = \left(1 - \frac{0.9t}{0.046u_s + 0.11}\right) A_s f_s \quad (4-22)$$

C- Expression de la partie de la charge plastique dû au profilé $N_{pa}(t)$

Tout comme pour la charge plastique du béton et de celle des armatures, la charge plastique N_{pa} du au profilé est fonction de la température de celui-ci et donc fonction du temps pendant lequel la section a été soumise au feu.

$$N_{pa} = f(T_i) = f[T_i(t)] \quad (4-23)$$

Par simplicité, nous n'écrivons pas $N_{pa}[T_i(t)]$ mais $N_{pa}(t)$.

La détermination de $N_{pa}(t)$ peut se faire de manière analogue à celle de $N_{ps}(t)$ à l'aide toujours des simulations numériques qui vont conduire, à un certain temps t , à la température représentant le profilé. Connaissant alors cette température, il est possible de calculer la résistance de ces éléments. La charge plastique ainsi du profilé est égale alors à la somme des résistances des éléments représentant ces armatures multipliées par leur section.

$$N_{pa}(t) = \sum A_{ai} f_{ai}(t) \quad (4-24)$$

où $N_{pa}(t)$ est la charge plastique des armatures ;

A_{ai} est la section des éléments représentant les armatures ;

$f_{ai}(t)$ est la résistance de l'élément i au temps t .

La réduction de la résistance du profilé en fonction de la température peut se mettre également sous la forme :

$$f_a(T) = k_a(T) \cdot f_a(20^\circ\text{C}) \quad (4-25)$$

Le facteur de réduction $k_a(T)$ en fonction de la température (T) est donné par le tableau 2-1 ou par la figure 2-10.

Tout comme pour $N_{ps}(t)$, on peut mettre $N_{pa}(t)$, sous la forme :

$$N_{pa}(t) = \beta_3(t) \cdot A_a \cdot f_a \quad (4-26)$$

où A_a est la section totale du profilé ;

f_a est la résistance du profilé en $t = 0$;

$\beta_3(t)$ est un coefficient qui tient compte de la réduction de résistance de l'acier de construction due à l'augmentation de température.

L'expression de $\beta_3(t)$ se trouve en égalant les équations (4-25) et (4-26) :

$$\beta_3(t) = \frac{\sum A_{ai} \cdot f_{ai}(t)}{A_a \cdot f_a} \quad (4-27)$$

Le paramètre qui influence le plus la température du profilé est certainement son enrobage. En effet, plus l'enrobage (u_a) est grand, plus la température des armatures est faible ; ce qui corrobore toujours les résultats d'une section chauffée sur ces quatre faces où les températures vers la zone centrale sont pratiquement de l'ordre du milieu ambiant. C'est pourquoi, en guise d'approximation, nous postulons la formule subséquente de $\beta_3(t)$ de la même forme que celle de $\beta_2(t)$ pour les armatures; soit en posant $u_a = \max(u_{a1}, u_{a2})$:

$$\beta_3(t) = 1 - \frac{0.9t}{0.046u_a + 0.11} \quad (4-28)$$

où t s'exprime toujours en heure et u_a en mm .

L'expression finale donc de $N_{pa}(t)$ est :

$$N_{pa}(t) = \beta_3(t) A_a f_a = \left(1 - \frac{0.9t}{0.046u_a + 0.11}\right) A_a f_a (20^\circ C) \quad (4-29)$$

D- Expression de $N_p(t)$

L'expression finale de $N_p(t)$ est donc :

$$N_p(t) = N_{pc}(t) + N_{ps}(t) + N_{pa}(t)$$

où $N_{pc}(t)$ est la charge plastique un béton en fonction du temps ;

$N_{ps}(t)$ est la charge plastique des armatures en fonction du temps

$N_{pa}(t)$ est la charge plastique du profilé fonction du temps.

4-3-2 Expression du paramètre lié à l'élancement $\alpha(\lambda)$

La figure 4-2 représente les fonctions données par les recommandations du BAEL et qui pour rappel sont :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 ; \quad (4-30a)$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad (4-30b)$$

Toutefois, ces formules ont été adaptées afin que les résultats théoriques correspondent au mieux avec les résultats expérimentaux. Les formules adaptées pour α deviennent :

$$\alpha = 0.8 \quad \text{pour } \lambda \leq 20 ; \quad (4-31a)$$

$$\alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \quad \text{pour } 20 < \lambda \quad (4-31b)$$

Cette formulation montre qu'aux températures élevées, il existe une certaine tendance à l'instabilité, même pour les faibles élancements. Ceci, s'explique par la diminution progressive de la rigidité flexionnelle et de la capacité portante de la colonne.

Par ailleurs, cette formule n'est pas cohérente. En effet, on a toujours $\alpha = 0.8$ pour $\lambda \leq 20$. Or, lorsque λ tend vers 0, la charge ultime $N_u(t)$ devrait tendre vers la charge plastique $N_p(t)$. C'est pourquoi les formules ont été adaptées de nouveau de la manière suivante :

$$\alpha = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \text{pour } \lambda \leq 20 \quad (4-32a)$$

$$\alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \quad \text{pour } \lambda > 20 \quad (4-32b)$$

De cette manière, on a bien $\alpha(\lambda) = 1$ pour $\lambda = 0$. De plus, lorsque, $\lambda = 20$, les équations 3-31 et 3-32 conduisent à la même valeur $\alpha = 0.8$.

Par conséquent, il est maintenant possible d'estimer la charge ultime pour une certaine résistance au feu d'une colonne en béton armé soumise à une charge centrée comme on le montre à l'aide des exemples donnés dans la section subséquente. Cette formule pourra faire l'objet ultérieurement d'une adaptation pour pouvoir calculer la charge ultime d'une colonne soumise à une charge excentrée.

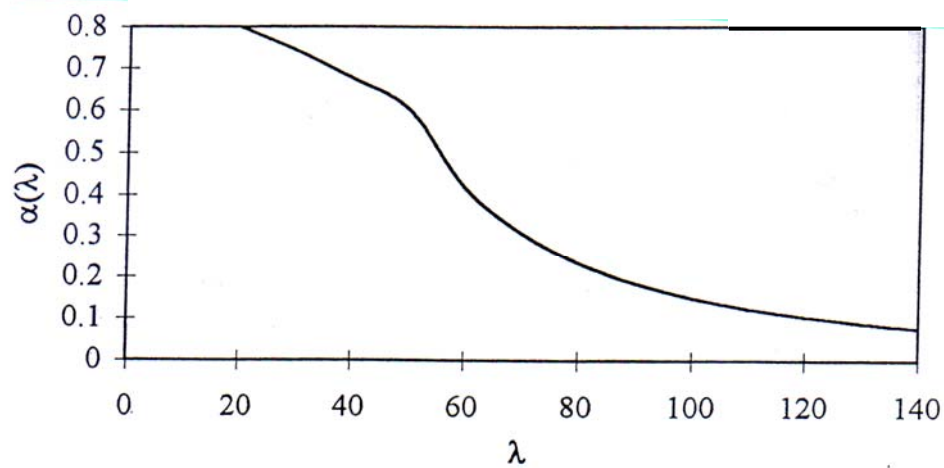


Fig. 4-2 Formules de BAEI

4-3-3 Applications

Exemple 1 : Calcul de la charge ultime N_u pour une résistance au feu R_f donnée

Soit la colonne mixte représentée sur la figure 4-3. Ses propriétés sont les suivantes :

Section : $200 \times 300 \text{ mm}$; Longueur : 3.9 m ; Colonne bi-articulée ;

Enrobage : $u_s = 25 \text{ mm}$; Armaturage : $6\Phi 12 \text{ mm}$; Enrobage : $u_s = 25 \text{ mm}$;

Profilé laminé : HEA 120 ($h_a = 114 \text{ mm}$, $b_a = 120 \text{ mm}$, $e_f = 8 \text{ mm}$, $e_w = 5 \text{ mm}$) ;

Enrobage : $u_a = \max(u_{a1} = 90 \text{ mm}, u_{a2} = 43 \text{ mm}) = 90 \text{ mm}$;

$f_c = 35.7 \text{ N/mm}^2$; $f_s = 493 \text{ N/mm}^2$; $f_a = 225 \text{ N/mm}^2$

Calculer la charge ultime ou la capacité portante de la colonne N_u pour une résistance au feu $R_f = 120 \text{ min} = 2 \text{ heures}$.

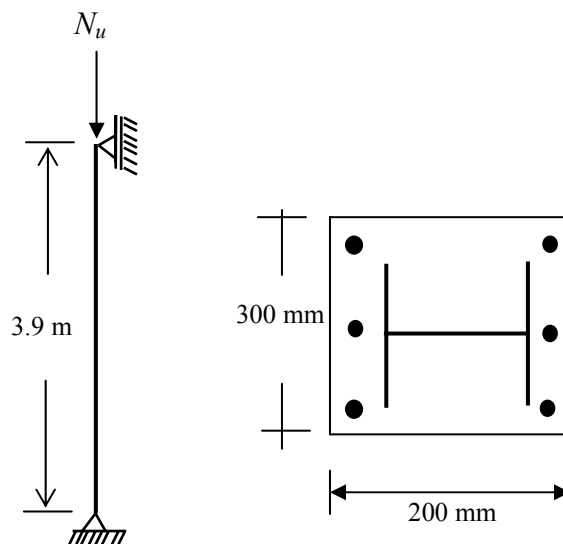


Fig. 4-3 Exemple de calcul de la charge ultime N_u pour une résistance au feu R_f

Calcul:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_f}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = 390 \frac{\sqrt{12}}{20} = 67.5$$

$$A_c = 0.20 \times 0.30 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6\pi \frac{(0.012)^2}{4} = 6.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 25.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$a = 0.3 A_c^{-0.5} = 0.3 (0.06)^{-0.5} = 1.22$$

$$b = A_c^{-0.25} = (0.06)^{-0.25} = 2.02$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.22 \times 2)^{2.02}}} = 0.38$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 u_s + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 \times 25 + 0.11} = -0.42$$

Or puisque β_2 ne peut pas être négatif, on prend : $\beta_2 = 0$.

$$\beta_3 = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 u_a + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 \times 90 + 0.11} = 0.58$$

$$\text{Par ailleurs, } 20 < \lambda < 70 \rightarrow \alpha = 0.8 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} = 0.8 \left(\frac{20}{67.5} \right)^{0.7} = 0.34$$

$$\begin{aligned} \text{D'où } N_u &= \alpha (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_y + \beta_3 A_a f_a) \\ &= 0.34 (0.38 \times 0.06 \times 10^6 \times 35.7 + 0 + 0.58 \times 25.3 \times 10^2 \times 225) = 389.01 \text{ kN}. \end{aligned}$$

NB : Si le poteau est en béton armé seul (sans le profilé), N_u sera égale à 276.74 kN soit 40 % de moins.

Exemple 2 : Calcul de R_f pour une charge appliquée donnée N

- Données : Section : 200x200 mm ; Longueur : 5.76 m ; Colonne bi-articulée ;
- Armaturage : 4Φ20 mm ; Enrobage : $u_s = 28 \text{ mm}$
- Profilé laminé: HEA 120 ($h_a = 114 \text{ mm}$, $b_a = 120 \text{ mm}$, $e_f = 8 \text{ mm}$, $e_w = 5 \text{ mm}$) ;
- Enrobage : $u_a = \max(u_{a1} = 40 \text{ mm}, u_{a2} = 43 \text{ mm}) = 43 \text{ mm}$;
- $f_c = 39 \text{ N/mm}^2$; $f_y = 443 \text{ N/mm}^2$; $f_a = 235 \text{ N/mm}^2$
- $N = 208 \text{ kN}$.

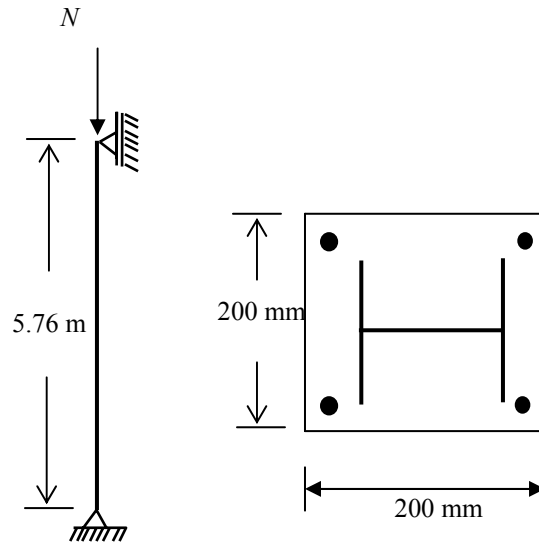


Fig. 4-4 Exemple de calcul de R_f pour une charge appliquée donnée

- Calcul:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_f}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = 576 \frac{\sqrt{12}}{20} = 99.8$$

$$A_c = 0.20 \times 0.20 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4\pi \frac{(0.02)^2}{4} = 1.26 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_a = 25.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$a = 0.3 A_c^{-0.5} = 0.3 \times (0.04)^{-0.5} = 1.5; \quad b = A_c^{-0.25} = (0.04)^{-0.25} = 2.24$$

$$\lambda > 70 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.8 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} = 0.8 \left(\frac{20}{99.8} \right)^{0.7} = 0.26$$

$$\text{Si } t = t_1 = 0.5 \text{ h}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.5 \times 0.5)^{2.02}}} = 0.81$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_s + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 0.5}{0.046 \times 28 + 0.11} = 0.68$$

$$\beta_3 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_a + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 0.5}{0.046 \times 43 + 0.11} = 0.78$$

$$N_{u1} = \alpha (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_y + \beta_3 A_a f_a)$$

$$= 0.26 (0.81 \times 0.04 \times 10^6 \times 39 + 0.68 \times 1.26 \times 10^3 \times 443 + 0.78 \times 25.3 \times 10^2 \times 225) = 542.67 \text{ kN}$$

$$\text{Si } t = t_2 = 1 \text{ h}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.5 \times 1)^{2.02}}} = 0.54$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_s + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 1}{0.046 \times 28 + 0.11} = 0.36$$

$$\beta_3 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_a + 0.11} = 1 - \frac{0.9x1}{0.046x43 + 0.11} = 0.57$$

$$\begin{aligned} N_{u2} &= \alpha(\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_y + \beta_3 A_a f_a) \\ &= 0.26(0.54x0.04x10^6 x39 + 0.36x1.26x10^3 x443 + 0.57x25.3x10^2 x225) = 355.63kN \end{aligned}$$

Soit, par extrapolation linéaire, on trouve une valeur de la résistance au feu égale à:

$$R_f = t_1 + \frac{(N - N_{u1})}{(N_{u1} - N_{u2})} \cdot (t_1 - t_2) = 0.5 + \frac{(208 - 542.67)}{(542.67 - 355.63)} (0.5 - 1) = 1.39h$$

NB : Si le poteau est en béton armé seul (sans le profilé), R_f sera égale à 1.21 h soit 15 % de moins.

4-4 Formulation pour colonnes mixtes comprimées et fléchies à chaud – cas avec excentricité

La détermination de la charge ultime et de la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées de béton chargé excentriquement constitue un problème sensiblement complexe. Les recommandations du BAEL ne sont dans ce cas plus guère d'utilité. En effet, si dans le cas des colonnes chargées centriquement, elle préconisent l'utilisation de la formule type $\bar{N} = f(\bar{\lambda})$, dans le cas des colonnes excentrées c'est-à-dire comprimées et fléchies, elle renvoient généralement à la méthode de la colonne-modèle soit du type des méthodes basées sur l'équilibre entre les forces internes et externes données au chapitre 2, paragraphe 2-5-3.

Dans cette section, nous allons d'abord exposer la formulation des colonnes métalliques comprimées et fléchies, à température ordinaire, pour ensuite apporter quelques modifications pour tenir compte du béton et de l'effet des températures élevées.

4-4-1 Formulation à température ordinaire.

Avant de proposer une méthode applicable aux colonnes mixtes enrobées, il est important en premier lieu d'évoquer les méthodes qui sont utilisées pour les colonnes métalliques comprimées et fléchies. Notons que dans la littérature, plusieurs formules d'interaction ont été proposées ; parmi celles-ci, nous retenons la formule de CAMPUS-MASSONNET qui sans aucun doute une des plus appropriées pour notre étude. Cette formule s'écrit :

$$\frac{N}{N_u} + \frac{1}{1 - (N/N_E)(N_u/N_p)} \times \frac{M_{equ}}{M_u} \leq 1 \quad (4-33)$$

Où :

$$N_E : \text{charge critique d'Euler} = \frac{\pi^2 E I}{L_f^2}$$

M_{equ} : moment équivalent qui s'écrit : $M_{equ} = (0,6 + 0,4 M_1/M_2) \cdot M_{max}$ où M_1 et M_2 sont les moments aux extrémités de la colonne et M_{max} est le maximum de M_1 et M_2 .

$M_u = M_p / K_M$ avec M_p : moments plastique et K_M est un coefficient correcteur qui tient compte de l'extension de la plastification de la section à la ruine.

La valeur de K_M est donnée par :

$$\begin{aligned} 0,9 & \quad \text{pour } \bar{\lambda} \leq 1 \\ 0,9 + 0,5(\psi - 0,9)(\bar{\lambda} - 1) & \quad \text{pour } 1 < \bar{\lambda} \leq 3 \\ \psi & \quad \text{pour } \bar{\lambda} > 3 \end{aligned}$$

avec ψ : facteur de forme = Z / W
 Z : module de flexion plastique
 $W = I/V$: module de flexion élastique.

En tenant compte du fait que : $N_u = \bar{N} \cdot N_p$ et $N_u / N_E = \bar{N} N_p / N_E = \bar{N} \bar{\lambda}^2$

La relation (4-33) prend la forme :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{M_{equ}}{M_p} K_M \leq 1 \quad (4-34)$$

En posant $M_{equ} = N \cdot e_{equ}$, on obtient :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{N e_{equ}}{M_p} K_M \leq 1 \quad (4-35)$$

où encore :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} \left(1 + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{\bar{N} N_p e_{equ}}{M_p} K_M \right) \leq 1 \quad (4-36)$$

Le terme $1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2$ est un terme d'amplification qui résulte des non linéarités géométriques.

La démarche suivie a consisté à tenter de conserver, pour les colonnes mixtes enrobées, une formule du même type que les précédentes, applicables aux colonnes métalliques. Il est cependant clair que cette formulation doit subir un certain nombre de modifications.

La raison essentielle en est la fissuration du béton. En effet, si la colonne est assez élancée et la charge est excentrée, la colonne fléchit et la fissuration apparaît. A partir de ce moment, le problème devient très compliqué, car la profondeur de la fissuration varie d'une section à l'autre (fig. 4-5a). La rigidité de la colonne varie donc sur toute la hauteur et il devient malaisé d'obtenir dans ce cas une formulation simple.

Si, au contraire, la colonne est peu élancée et l'excentricité de la charge faible, la flexion transversale de la colonne est très peu importante; la résultante des efforts reste dans le noyau central, ce qui n'amène aucune fissuration (fig. 4-5b). La formule (4-36) pourrait éventuellement être applicable à ce cas.

Par rapport aux colonnes métalliques, il faudra s'attendre à ce que le terme d'amplification soit plus important, puisqu'il y a une diminution globale de la raideur de la colonne.

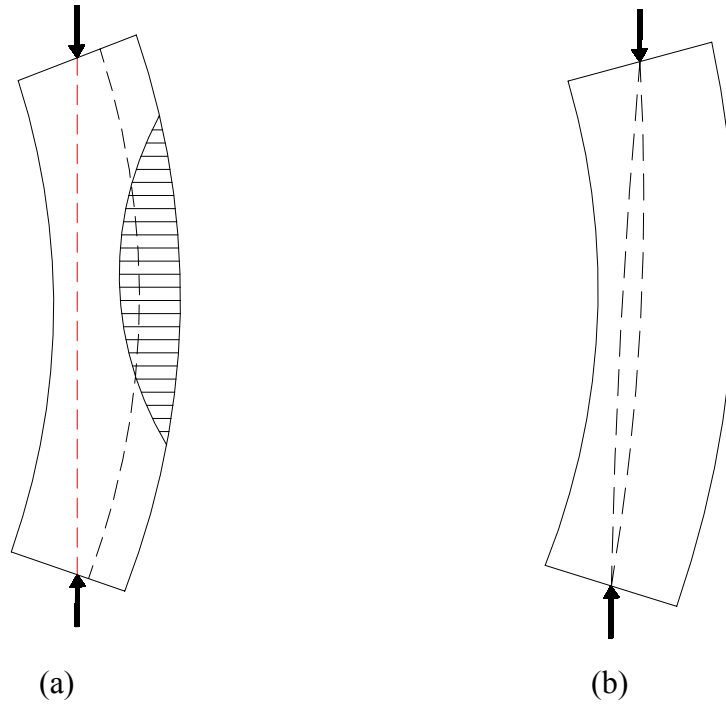


Fig. 4-5 Effet de la fissuration du béton

Essayons malgré tout de voir ce que donnerait la formule CAMPUS-MASSONNET si elle était applicable aux colonnes en béton armé ou en général mixtes, en faisant bien entendu un certain nombre d'approximations. Si la colonne est soumise à un effort de compression ayant la même excentricité aux deux extrémités, alors $M_{egu} = M_{max} = N.e$; N est l'effort de compression et e étant son excentricité.

M_u : est égal au moment plastique M_p . En posant $M_p = N_p e_p$, on a dans le cas du béton :

$$e_p = \frac{M_p}{N_p} = \frac{A_{c,c} f_c z}{A_c f_c}$$

où $A_{c,c}$: est la section comprimée de béton et vaut $\pm 0,2 A_c$;

A_c : est la section totale du béton ;

f_c : est la résistance du béton ;

Z : est le bras de levier des efforts internes et vaut $\pm 0,9h$, h : étant la plus petite des dimension transversale de la colonne.

$$e_p \approx 0,18h \approx h/6 = h/K_1$$

$\bar{\lambda}$: est l'élancement réduit et est égal au rapport entre l'élancement λ et l'élancement eulérien λ_E . ce dernier est égal à (en ne tenant compte que du béton) :

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E_c}{f_c}} \approx 100$$

$$\text{Soit } \bar{\lambda} \approx \frac{\lambda}{100} = 10^{-2} \lambda \Rightarrow \bar{\lambda}^2 = 10^{-4} \lambda^2 = K_2 \lambda^2$$

Dans la formule (4-36), lorsque le premier membre devient égal à 1, on atteint la charge ultime que nous désignons par N_u^* correspondant à une colonne comprimée et fléchie. On pose :

$$N_u^* / N_p = \eta(\lambda) \quad (4-37)$$

D'autre part, $\bar{N}$ est le rapport entre N_u et N_p pour une colonne comprimée. Si on reprend l'équation (4-36), le rapport N_u / N_p est représenté par le coefficient $\alpha(\lambda)$. $\bar{N}$ est donc égal à $\alpha(\lambda)$.

Le terme K_M est toujours proche de 1, et à titre d'approximation, il sera pris égal à 1 dans la suite. A la rupture, l'équation (4-36) s'écrit :

$$\frac{N_u^*}{\bar{N} N_p} \left(1 + \frac{1}{1 - \frac{N_u^*}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{\bar{N} N_p e_{equ}}{M_p} K_M \right) = 1 \quad (4-38)$$

En tenant compte des relations précédentes, on peut écrire :

$$\frac{\eta(\lambda)}{\alpha(\lambda)} \left(1 + \frac{1}{1 - K_2 \eta(\lambda) \alpha(\lambda) \lambda^2} \frac{K_1 e \alpha(\lambda)}{h} \right) = 1 \quad (4-39)$$

Ce qui peut encore s'écrire :

$$\eta = \frac{\alpha(\lambda)}{1 + \frac{K_1 e}{h \left(\frac{1}{\alpha(\lambda)} - K_2 \eta \lambda^2 \right)}} \quad (4-40)$$

Cette expression doit être cependant aménagée dans la section subséquente procéder à son aménagement à chaud.

4-4-2 Formulation à températures élevée

On admet qu'à température élevée, la relation s'écrit :

$$N_u(t) = \eta(\lambda) N_p(t) \quad (4-41)$$

où $\eta(\lambda)$ est donné par la relation 4-40.

Dans la relation 4-40, le coefficient η se trouve dans les 2 membres. Il est donc nécessaire de procéder par approximations successives pour déterminer la valeur de ce facteur. Afin de contourner ce problème, des tests ont été effectués à l'université de Liège par le Professeur FRANSSSEN où la valeur a été déterminée. Par suite, il est possible de poser, que η du membre de droite de l'équation 4-40 vaut la valeur moyenne proche à 0.3. Ce terme est donc pris égal à une constante $K_3 = 0.3$.

L'équation 4-40 peut alors s'écrire :

$$\eta(\lambda) = \frac{\alpha(\lambda)}{1 + \frac{K_1 e}{h \left(\frac{1}{\alpha(\lambda)} - K_2 K_3 \lambda^2 \right)}} \quad (4-42)$$

avec $K_1 = 6$; $K_2 = 0.001$; $K_3 = 0.3$.

Les constantes K_1 à K_3 ont été, par ailleurs, optimisées afin que les résultats théoriques de $N_u^{th}(t)$ correspondent au mieux avec les résultats expérimentaux $N_u^{exp}(t)$. La formulation suivante est enfin proposée:

$$N_u(t) = \gamma(t) \cdot \eta(\lambda) \cdot N_p(t) \quad (4-43)$$

$$\text{où : } \gamma(t) = (1 - 0.3t) \quad \text{pour } t < 0,5 h \quad (4-44)$$

$$\gamma(t) = 0.85 \quad \text{pour } t \geq 0.5 h \quad (4-45)$$

On peut trouver une justification à l'introduction de ce coefficient $\gamma(t)$. En effet, une des raisons pour lesquelles on obtient $N_u^{th} / N_u^{exp} > 1$ est certainement l'existence d'éclatement de béton, phénomène constaté lors des essais expérimentaux. Ces éclatements ont pour effet de réduire la capacité portante de la colonne et d'accélérer son échauffement. Ils se produisent de manière assez aléatoire, mais ils surviennent pratiquement toujours dans la première demi-heure de l'essai au feu.

Le coefficient 0,85 permet de tenir compte globalement de la réduction de capacité portante. Comme il n'est pas possible de simuler l'apparition brusque des éclatements, le coefficient $\gamma(t)$ est introduit de telle façon qu'il varie de 1 à 0,85 entre 0 et $\frac{1}{2} h$, ce qui permet de résoudre le problème de manière simplifiée, mais cohérente.

Cependant, la méthode s'avère non sécuritaire pour les grands élancements et trop sécuritaires pour les petits élancements. En effet, à cause des phénomènes déjà décrits, lorsque la colonne fléchit transversalement, de la fissuration apparaît et se développe plus particulièrement dans la zone centrale de l'élément. Dans la zone fissurée, l'armature tendue joue un rôle essentiel, d'où l'importance aux températures élevées de l'enrobage qui contrôle l'échauffement de l'armature. De plus, pour les grands élancements, la flexion transversale de la colonne s'accroît, d'où un effet amplificateur de ce paramètre pour les grandes valeurs.

C'est pourquoi, des modifications suivantes ont été apportées au niveau de $\alpha(\lambda)$; le coefficient $\alpha(\lambda)$ est modifié de telle manière que, pour les grands élancements ($\lambda > 70$), α soit plus petit qu'auparavant. $\alpha(\lambda)$ a également été modifié de telle manière que pour des enrobages faibles des armatures ($u_s < 25$ mm), α soit plus petit qu'auparavant.

$\alpha(\lambda)$ devient alors:

$$\alpha = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \lambda \leq 20; \quad (4-46a)$$

$$\alpha = 0,80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left(\frac{225 - u_s}{200} \right)^5} \quad 20 < \lambda \leq 70; \quad (4-46b)$$

$$\alpha = 0,80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left(\frac{\lambda}{70} \right) \left(\frac{225 - u_s}{200} \right)^5} \quad 70 < \lambda \quad (4-46c)$$

où u_s est exprimé en *mm*.

4-4-3 Résumé de la méthode et applications:

Dans cette section, nous allons reprendre les formules définitives de la méthode et nous illustrerons les 2 exemples précédents en tenant compte de l'excentricité (e).

A- Récapitulation de la méthode

La formule de base est :

$$N_u(t) = \gamma(t) \cdot \eta(\lambda) \cdot N_p(t)$$

où : $\gamma(t) = (1 - 0,3t)$ pour $t < 0,5h$ et $\gamma(t) = 0,85$ pour $t \geq 0,5h$

$$\eta(\lambda) = \frac{\alpha(\lambda)}{1 + \frac{1}{\frac{1}{\alpha} - 3 \cdot 10^{-5} \lambda^2} \frac{e/h}{10}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \lambda \leq 20;$$

$$\alpha = 0,80 \cdot \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left(\frac{225 - u_s}{200} \right)^5} \quad 20 < \lambda \leq 70;$$

$$\alpha = 0,80 \cdot \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left(\frac{\lambda}{70} \right) \left(\frac{225 - u_s}{200} \right)^5} \quad 70 < \lambda$$

$$N_p(t) = (\beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c + \beta_2(t) \cdot A_s \cdot f_s + \beta_3(t) \cdot A_a \cdot f_a)$$

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (a \cdot t)^b}} \quad \text{avec} \quad a = 0,3 \cdot A_c^{-0,5} \quad \text{et} \quad b = A_c^{-0,25}$$

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0,9t}{0,046u_s + 0,11} ; \text{ si on trouve } \beta_2(t) < 0 \text{ on opte } \beta_2 = 0$$

$$\beta_3(t) = 1 - \frac{0,9t}{0,046u_a + 0,11} ; \text{ si on trouve } \beta_3(t) < 0 \text{ on opte } \beta_3 = 0$$

où

- e : est l'excentricité (en mm) de la charge ;
- h : est la petite dimension transversale de la colonne (en mm)
- λ : est l'élancement de la colonne ;
- u_s : est l'enrobage (en mm) des armatures ;
- $u_a = \max(u_{a1}, u_{a2})$ est l'enrobage du profilé ;
- A_c : est la section (en m^2) du béton ;
- A_s : est la section (en m^2) d'acier ;
- A_a : est la section (en m^2) du profilé ;
- f_c : est la résistance en compression (en N/mm^2) du béton ;
- f_s : est la limite élastique (en N/mm^2) de l'acier ;
- f_a : est la limite élastique (en N/mm^2) de l'acier de construction ;
- t : est le temps (résistance au feu) en h.

NB : Il est recommandé de travailler avec les valeurs moyennes de f_c et f_y soit f_{cm} et f_{ym} .

Dans les normes, on trouve la relation liant f_{cm} à f_{ck} (on peut prendre de la valeur à 28 jours).

Dans le cas de f_s (ou f_a) on peut aussi travailler avec f_{sk} (ou f_{ak}), car pour les aciers, la valeur caractéristique est assez proche de la valeur moyenne.

B- Exemples d'application:

Exemple 3 : Reprendre l'exemple 1 en considérant l'excentricité de la charge $e = 20 \text{ mm}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_f}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = 390 \frac{\sqrt{12}}{20} = 67.5$$

$$A_c = 0.20 \times 0.30 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6\pi \frac{(0.012)^2}{4} = 6.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 25.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$a = 0.3 A_c^{-0.5} = 0.3 \times (0.06)^{-0.5} = 1.22$$

$$b = A_c^{-0.25} = (0.06)^{-0.25} = 2.02$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.22 \times 2)^{2.02}}} = 0.38$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 u_s + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 \times 25 + 0.11} = -0.42$$

Or puisque β_2 ne peut pas négatif, on prend : $\beta_2 = 0$.

$$\beta_3 = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 u_a + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 2}{0.046 \times 90 + 0.11} = 0.58$$

$$\text{Par ailleurs, } 20 < \lambda < 70 \rightarrow \alpha = 0.8 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7 \left(\frac{225 - u_s}{200} \right)^5}$$

$$\alpha = 0.8 \left(\frac{20}{67.5} \right)^{0.7 \left(\frac{225 - 25}{200} \right)^5} = 0.34$$

$$\eta = \frac{\alpha}{1 + \frac{10 e}{h \left(\frac{1}{\alpha} - 3.10^{-5} \lambda^2 \right)}} = \frac{0.34}{1 + \frac{10 \times 20}{200 \left(\frac{1}{0.34} - 3.10^{-5} \times 67.5^2 \right)}} = 0.25 ; \gamma(t) = 0.85 \text{ car } t > 0.5 \text{ h}$$

$$N_u = \gamma \eta (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_s + \beta_3 A_a f_a)$$

$$= 0.85 \times 0.25 \times (0.38 \times 0.06 \times 10^6 \times 35.7 + 0 + 0.58 \times 25.3 \times 10^2 \times 225) = 243.13 \text{ kN}$$

Exemple 4 : Reprendre l'exemple 2 en considérant l'excentricité de la charge $e = 10 \text{ mm}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_f}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = 576 \frac{\sqrt{12}}{20} = 99.8$$

$$A_c = 0.20 \times 0.20 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4\pi \frac{(0.02)^2}{4} = 1.26 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_a = 25.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 ; a = 0.3 A_c^{-0.5} = 0.3 \times (0.04)^{-0.5} = 1.5 ; b = A_c^{-0.25} = (0.04)^{-0.25} = 2.24$$

$$\lambda > 70 \rightarrow \alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7 \left(\frac{\lambda}{70} \right) \left(\frac{225 - u_s}{200} \right)^5} = 0.80 \left(\frac{20}{99.8} \right)^{0.7 \left(\frac{99.8}{70} \right) \left(\frac{225 - 28}{200} \right)^5} = 0.18$$

$$\eta = \frac{\alpha}{1 + \frac{10}{h(\frac{1}{\alpha} - 3.10^{-5} \lambda^2)} e} = \frac{0.18}{1 + \frac{10 \times 10}{200(\frac{1}{0.18} - 3.10^{-5} \times 99.8^2)}} = 0.16 ; \gamma(t) = 0.85 \text{ car } t > 0.5 \text{ h}$$

Si $t = t_1 = 0.5 \text{ h}$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.5 \times 0.5)^{2.24}}} = 0.81$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_s + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 0.5}{0.046 \times 28 + 0.11} = 0.68$$

$$\beta_3 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_a + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 0.5}{0.046 \times 43 + 0.11} = 0.78$$

$$N_{u1} = \gamma \eta (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_s + \beta_3 A_a f_a) \\ = 0.85 \times 0.16 (0.81 \times 0.04 \times 10^6 \times 39 + 0.68 \times 1.26 \times 10^3 \times 443 + 0.78 \times 25.3 \times 10^2 \times 225) = 283.86 \text{ kN}$$

Si $t = t_2 = 1 \text{ h}$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.5 \times 1)^{2.02}}} = 0.54$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_s + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 1}{0.046 \times 28 + 0.11} = 0.36$$

$$\beta_3 = 1 - \frac{0.9xt}{0.046u_a + 0.11} = 1 - \frac{0.9 \times 1}{0.046 \times 43 + 0.11} = 0.57$$

$$N_{u2} = \gamma \eta (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_s + \beta_3 A_a f_a) \\ = 0.85 \times 0.16 (0.54 \times 0.04 \times 10^6 \times 39 + 0.36 \times 1.26 \times 10^3 \times 443 + 0.57 \times 25.3 \times 10^2 \times 225) = 186.02 \text{ kN}$$

Par extrapolation linéaire, on trouve une valeur de la résistance au feu égale à:

$$R_f = t_1 + \frac{(N - N_{u1})}{(N_{u1} - N_{u2})} (t_1 - t_2) = 0.5 + \frac{(208 - 283.86)}{(283.86 - 186.02)} (0.5 - 1) = 0.89 \text{ h}$$

4-5 Implémentation numérique

Nous allons dans cette section 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 totalement enrobées de béton, comprimées et fléchies sous l'action d'un chargement excentré. Le programme s'intitule **P213FA.FOR** 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

A : colonne mixte totalement enrobée de béton.

Ajoutons que le langage d'ordinateur employé est toujours le fortran dont le compilateur est celui du Compaq Visual Fortran, version 6.5. Dans ce qui suit, nous allons tout d'abord présenter la description du fichier type de données qui s'intitule P213FA.INP et en suite donner l'organigramme général et la description des principales sous-routines du programme résumant l'algorithme de calcul. Sera suivi d'une illustration d'un certain nombre d'exemples numériques avec lesquels nous effectuerons une analyse de quelques paramètres clés sur la résistance au feu.

4-5-1 Description du fichier de données P213FA.INP

Convention : A chaque bloc fonctionnel de P213FA.INP correspond un ensemble de cartes de données constituées d'une carte 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 présentes ci-après.

COMT : bloc des commentaires.

- 1 carte d'en tête

variable lue

COMT

Description

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

variable lue

GEOM

L_0

W, H

K

EXC

Description

nom du bloc de la géométrie

longueur réelle de la colonne

dimensions de la section.

coefficient de flambement

Excentricité de la charge

variable lue

A_s

CS

A_a

CA

Description

section totale des armatures

enrobage des armatures

section totale du profilé

enrobage du profilé

PMAT : bloc de lecture des propriétés des matériaux.

variable lue

PMAT

f_{c20}

f_{s20}

Description

bloc des propriétés des matériaux.

résistance à la compression du béton .

Limite élastique des armatures.

f_a20

Limite élastique de l'acier de construction

TYPE : bloc de lecture de type de problème à traiter.

variable lue

Description

TYPE

bloc de type de problème.

ITYPE

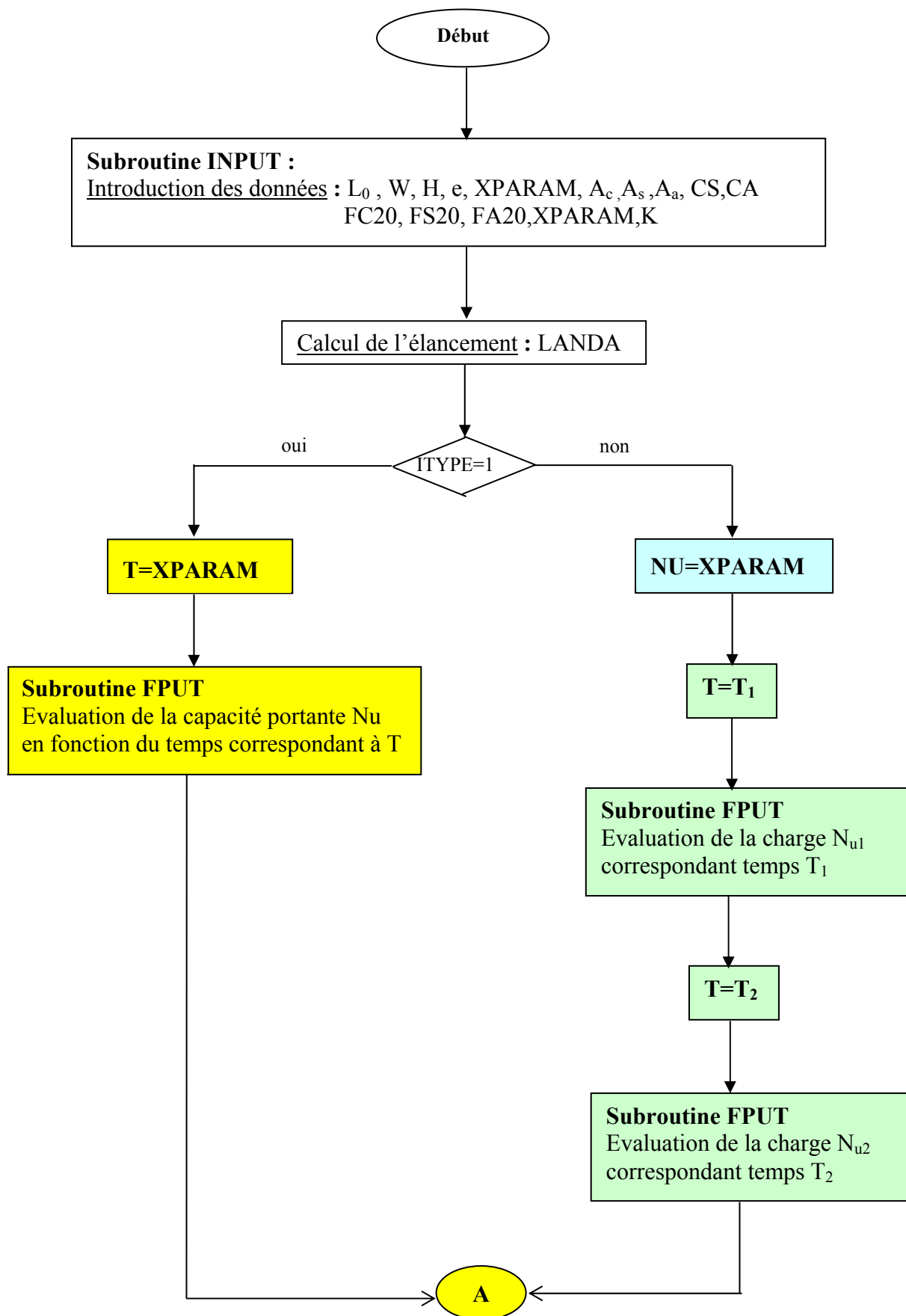
type de problème (=1 : charge ultime ;
=2 : résistance au feu)

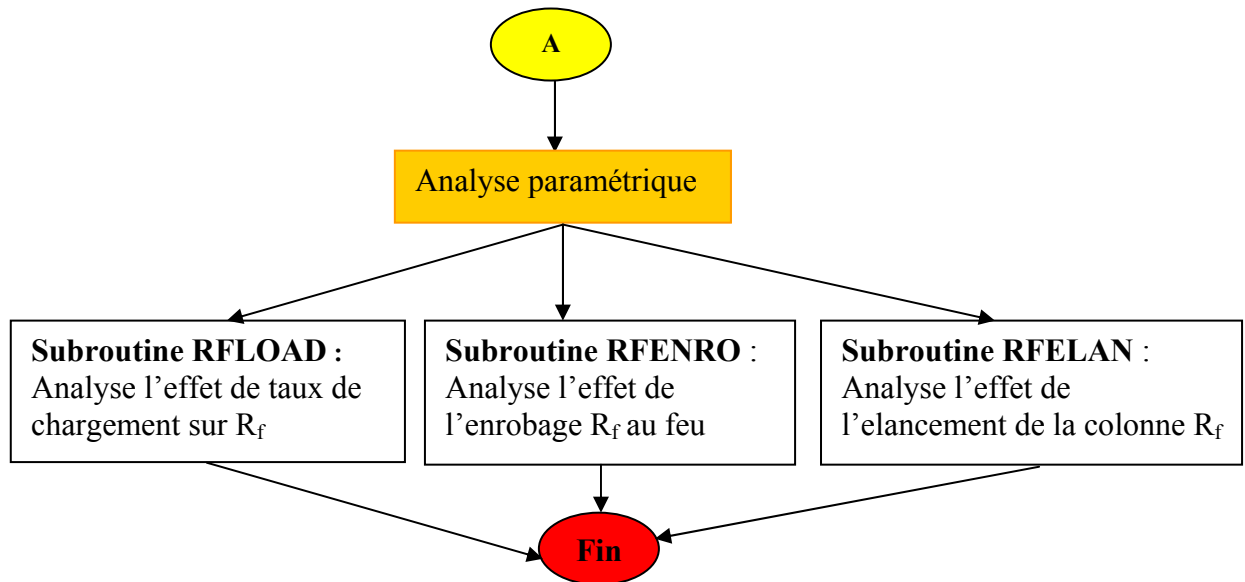
XPARAM

ITYPE =1 ; XPARAM = Temps (Résistance au feu : R_f)
ITYPE =2 ; XPARAM = Charge appliquée (N).

4-5-2 Description du code de calcul

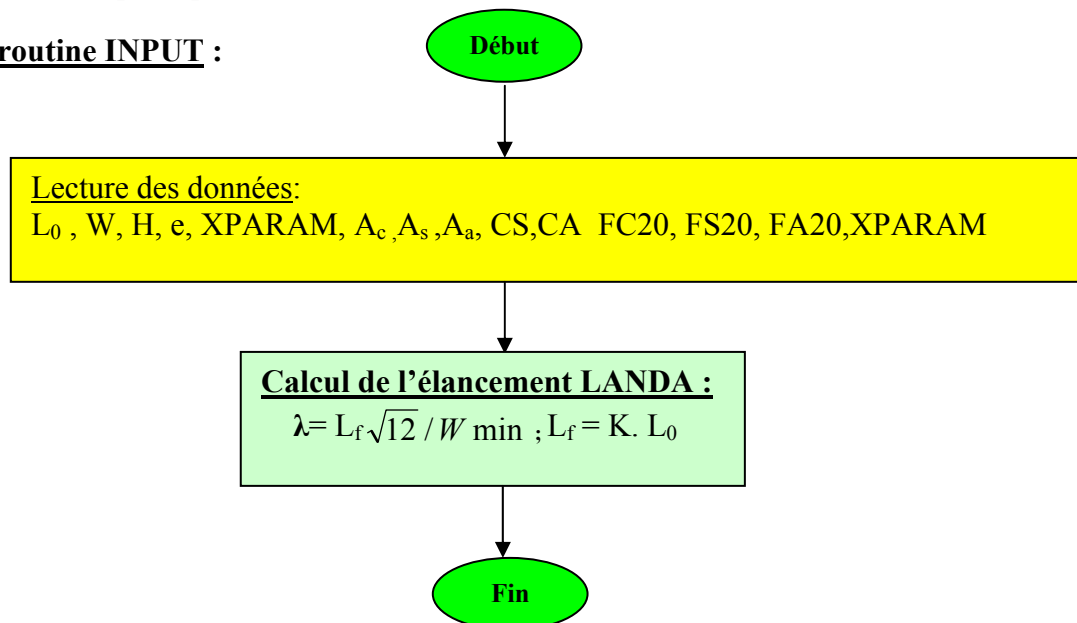
A- Programme principal : P213FA.FOR



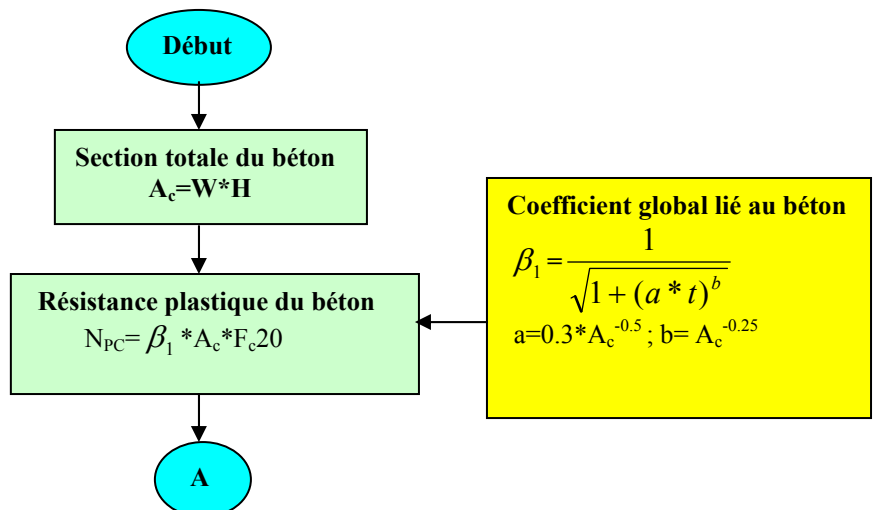


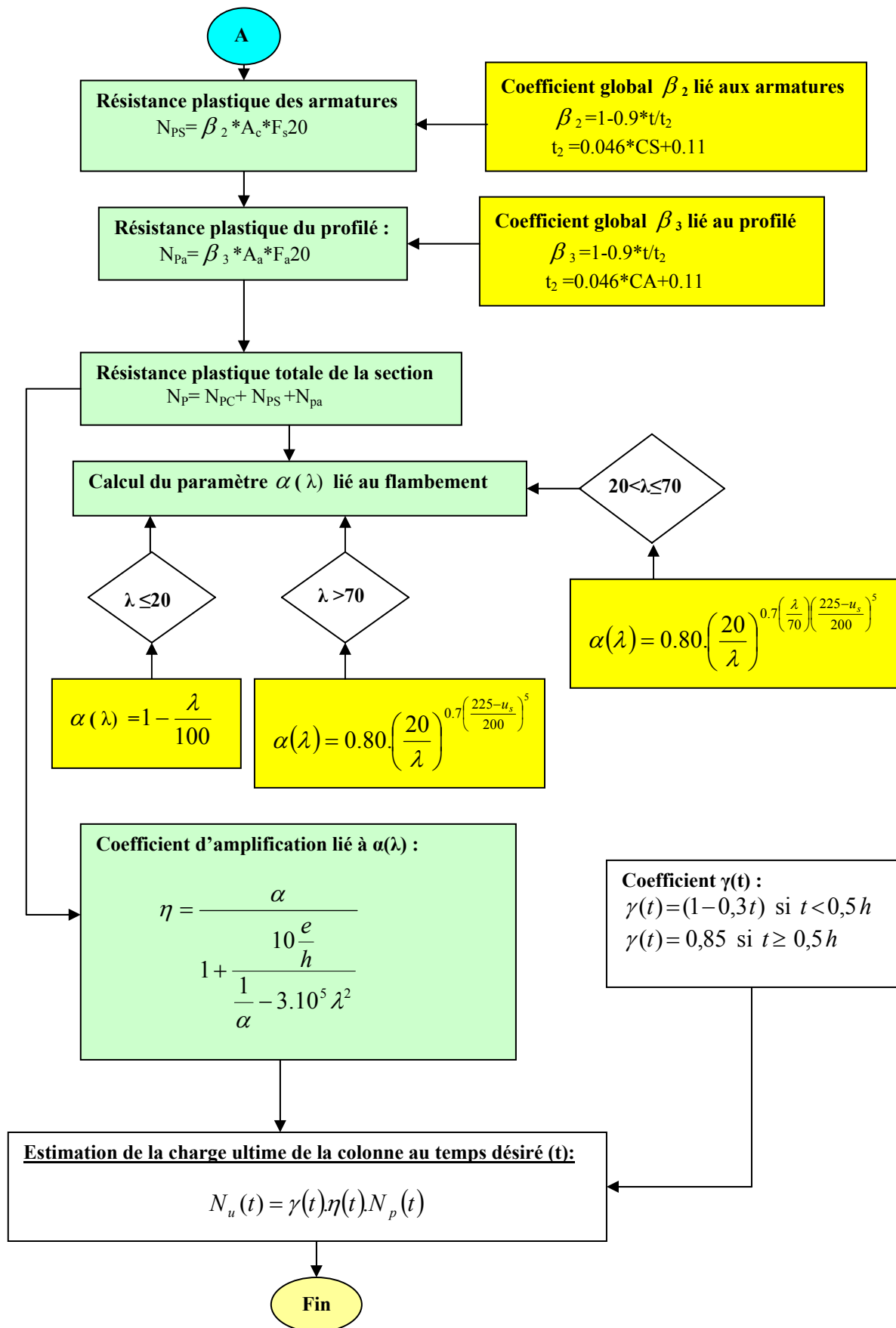
B-Description des principales sous-routines :

- Subroutine INPUT :



- subroutine FPUT :





4-5-3 Applications numériques

A- comparaison des résultats

Afin de jauger la fiabilité du programme, nous allons comparer les résultats avec ceux obtenus manuellement à l'aide des exemples 3 et 4 de calcul effectués précédemment d'une manière manuelle. Le premier montre comment calculer la charge ultime $N_u(t)$ d'une colonne excentrée d'une colonne mixte enrobée de béton, pour une résistance au feu donnée R_f . Le deuxième exemple montre la procédure à suivre pour calculer la résistance au feu R_f en connaissant la charge appliquée N .

Exemple 3: Calcul de la charge ultime N_u

N_u (kN)	$R_f=2h$	
	Méthode manuelle	Programme : P213FA
	243.13	241.67

Exemple 4 : calcul de la résistance au feu R_f :

R_f (h)	$N=208$ kN	
	Méthode manuelle	Programme: P213FA
	0.89h (53.4 min)	0.92h (55.2 min)

B- Analyse paramétrique sur la résistance au feu

Nous montrons ici l'influence des principaux paramètres sur la résistance au feu de la colonne de l'exemple 4. Les différents paramètres étudiés sont : le taux de chargement, la longueur exprimée en terme de l'élancement λ et l'enrobage des armatures.

i- Effet du taux de chargement

Afin d'examiner l'influence du taux de chargement, on fait varier le facteur $\eta = \frac{N_{app}}{N_d}$, où :

η est le taux de chargement

N_{app} est la charge directement appliquée

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 444 kN.

Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 4-6. On remarque d'une part une diminution quasi-linéaire de la résistance au feu au fur et à mesure que le taux de chargement η augmente. La figure illustre d'autre part, l'influence assez sensible de l'excentricité e de la

charge où on enregistre pour $\eta = 0.5$ et $e = 10 \text{ mm}$ une baisse de la résistance au feu de l'ordre de 10 % en comparaison la colonne centrée ($e = 0$).

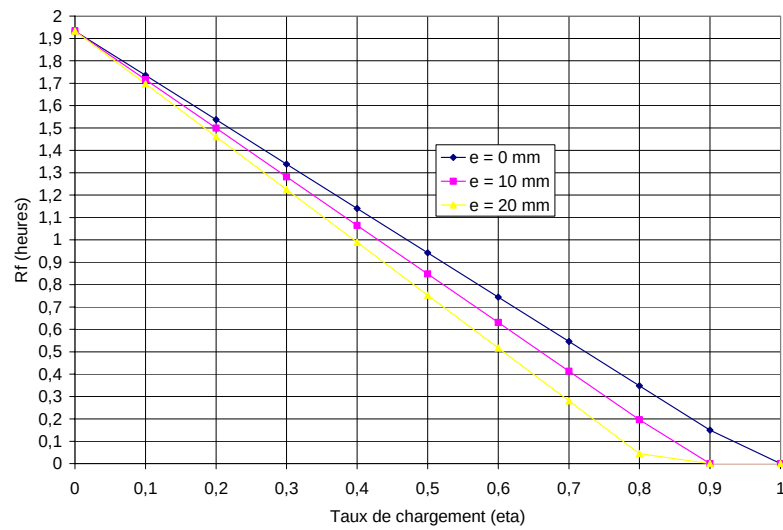


Fig. 4-6 Effet du taux de chargement (η) sur la résistance au feu de la colonne R_f

ii- Effet de l'élancement

La figure 4-7 montre l'effet de la longueur exprimée en terme de l'élancement où on fait varier la longueur tout en gardant constante la section de la colonne. Les résultats montrent que la résistance au feu diminue au fur et à mesure que l'élancement λ augmente et de plus en plus accrue lorsque l'excentricité s'élève.

A titre de comparaison, pour $\lambda = 40$ (valeur qui correspond à une colonne courte, $l_0 = 2.30 \text{ m}$) et $\lambda = 80$ (valeur qui correspond à une colonne élancée, $l_0 = 4.60 \text{ m}$), on enregistre pour $e = 10 \text{ mm}$ une chute de la résistance au feu de l'ordre de 25 %.

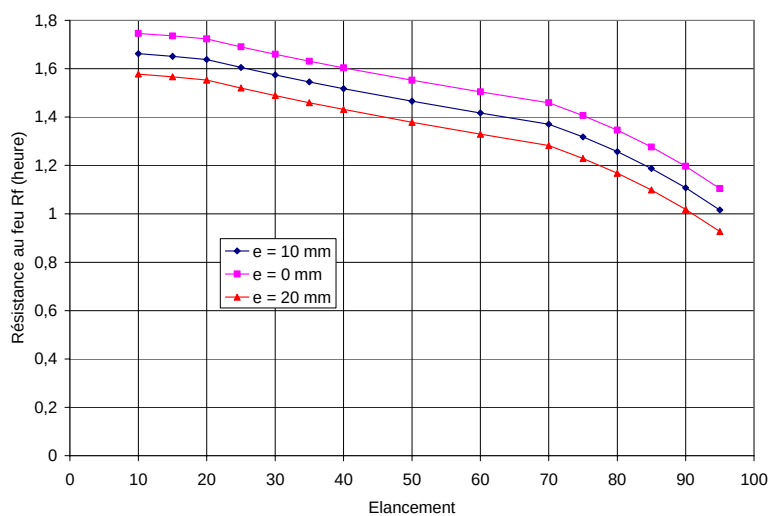


Figure 4-7 Effet de l'élancement de la colonne sur la résistance au feu

iii- Effet de l'enrobage

A la figure 4-8, on montre l'effet de l'enrobage des armatures sur la résistance au feu ; les autres paramètres étant gardés constants. On remarque bien que pour un accroissement d'enrobage correspond un accroissement assez important de la résistance au feu ; ce qui s'explique par l'élévation moins vite des températures dans les armatures portantes. A titre d'exemple, pour $c = 25 \text{ mm}$ (enrobage courant) et $c = 50 \text{ mm}$ (enrobage dans des milieux agressifs), e étant égale à 10 mm , une augmentation de la résistance au feu de l'ordre de 15 %. Par conséquent, un accroissement simultané de l'enrobage et de l'excentricité du chargement a un effet positif sur la résistance au feu.

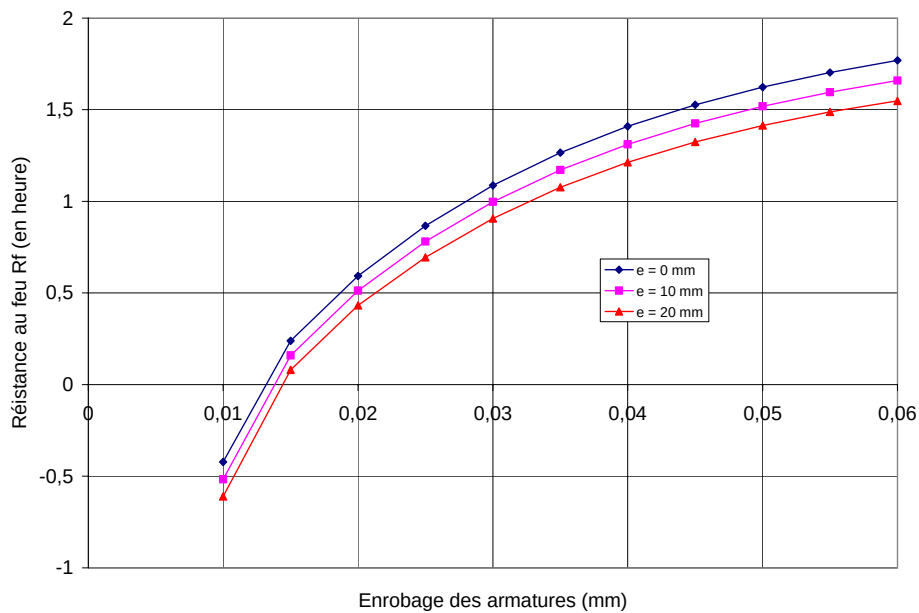


Figure 4-8 Effet de l'enrobage sur la résistance au feu

CHAPITRE 5

CONCLUSION GENERALE

5-1 Rétrospective

Ce travail a pour objectif fondamentalement de mettre au point une méthode simple mais cohérente permettant de calculer la résistance ultime $N_u(t)$ et la résistance au feu R_f des colonnes mixtes totalement enrobées de béton. La démarche consiste (1) de trouver une formulation qui permet d'éviter de devoir recourir à des diagrammes donnant la répartition de la température sur la section droite des éléments en béton (2) de trouver une formulation dans laquelle l'élancement de la colonne est un paramètre déterminant.

La formule d'interaction de C.MASSONNET, pour le calcul à froid des colonnes métalliques comprimées et fléchies, a été adoptée comme point de départ pour ensuite apporter quelques modifications pour tenir compte du béton, des barres d'armature et de l'effet des températures élevées. Les considérations utilisées sont les suivantes :

- 1- La modélisation de l'incendie est basée sur la courbe température-temps normalisée ou courbe de l'ISO 834
- 2- Les caractéristiques thermo-physique et mécanique des matériaux sont considérées conformément aux recommandations de l'Eurocode 4.
- 3- La charge plastique N_p de toute la section est égale à la charge plastique du béton plus la charge plastique de l'acier d'armature et auxquelles s'ajoute celle due au profilé
- 4- Calcul de la charge plastique de chaque matériau (i) en considérant les résultats de Franssen selon lequel un coefficient global $\beta_i(t)$ est introduit pour tenir compte de la réduction de résistance due à l'augmentation de température
- 5- Modification du paramètre $\alpha(\lambda)$ lié à l'élancement λ de telle manière que, α soit plus petit pour les grands élancements ($\lambda > 70$) et également plus petit pour des enrobages faibles des armatures ($u_s < 25$ mm).
- 6- Introduction d'un coefficient $\gamma(t)$ égale à 0,85 pour permettre de tenir compte globalement de la réduction de capacité portante et de l'apparition brusque des éclatements.

La méthode ainsi établie a été codifiée et traduite en langage Fortran. Le programme principal s'intitule P213FA.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 ; **A** : colonne mixte totalement enrobée de béton.

5-2 Organisation de ce travail

Ce présent travail a été organisé en 4 chapitres dont le premier présenté comme étant une introduction donne essentiellement 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. La méthode est codifiée et traduite en langage d'ordinateur Fortran suivie des exemples d'application pratiques de l'ingénieur.

Le chapitre quatre porte sur la formulation recherchée proprement dite qui consiste de déterminer la résistance ultime et la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées de béton. La démarche du Professeur JM Franssen de l'Université de Liège pour les colonnes à chaud en béton armé est utilisée comme point de départ pour l'élaboration de la méthode de calcul des colonnes mixtes sans et avec excentricité. La formulation ainsi établie est traduite sur ordinateur et testée dans un premier temps par des applications pratiques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des poteaux mixtes enrobées, comprimées et fléchies sous l'action d'un chargement excentré. Dans un deuxième temps, une analyse paramétrique appropriée est effectuée afin de mettre en évidence certains paramètres clés les plus influents sur le comportement de la colonne tels que le taux de chargement, l'élancement, l'excentricité et l'enrobage.

5-3 Résultats obtenus

Un exemple pratique d'ingénieur a été illustré permettant de calculer une colonne mixte totalement enrobée de béton selon l'une des deux situations à savoir 1) déterminer la charge ultime N_u pour une résistance au feu R_f 2) déterminer la résistance au feu R_f pour charge appliquée N . Les calculs sont d'abord effectués manuellement et ensuite vérifiés par le programme P213FA.FOR où les résultats sont exceptionnellement concordants.

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

- 1- Une diminution sensible de la résistance au feu au fur et à mesure de l'augmentation du taux de chargement (η) et de l'excentricité (e). Nous enregistrons pour $\eta = 0.5$ et e

= 10 mm une baisse de la résistance au feu de l'ordre de 10 % en comparaison à la colonne centrée ($e = 0$).

- 2- Une baisse de l'élancement est favorable pour la résistance au feu soit à titre comparatif pour $\lambda = 40$ (valeur qui correspond à une colonne courte, $l_0 = 2.30 \text{ m}$) et $\lambda = 80$ (valeur qui correspond à une colonne élancée, $l_0 = 4.60 \text{ m}$), nous enregistrons pour $e = 10 \text{ mm}$ une chute de la résistance au feu de l'ordre de 25 %.
- 3- Un accroissement d'enrobage a un effet positif sur la résistance au feu où nous enregistrons, pour $c = 25 \text{ mm}$ (enrobage courant) et $c = 50 \text{ mm}$ (enrobage dans des milieux agressifs), e étant égale à 10 mm, une augmentation de la résistance au feu de l'ordre de 15 %.

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- Jauger la véracité et la fiabilité de la méthode en confronter si c'est possible les résultats obtenus avec ceux établis expérimentalement.
- 2- Généraliser la procédure aux poteaux partiellement enrobés en comparant les résultats obtenus avec le programme P312FB.FOR basé sur la méthode de l'Annexe F de l'EC4.

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] 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.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] Young, T. A course of lectures on natural philosophy and the mechanical arts, J. Jhonson, London, 1807.
- [10] Ayrton, W.E. and Perry, J. The engineer, vol. 62, 1886.
- [11] Robertson, A. The strength of struts, Inst. of Civ. Eng. , Selected Engineering Paper n°28, London, 1925.
- [12] Duteil, J. le flambement des éléments comprimés dans les ossatures en acier, Institut technique du bâtiment et des travaux publics, Circulaire série 1, n°35, Paris, sept. 1947.
- [13] Baar, S. Courbes de flambement de CECM, Recherche d'une équation simple représentant au mieux les points donnés, Rapport à la commission 8 de la CECM, SERCOM, n°SB/1W st 26, Liège 1970.
- [14] CECM. European recommendations for steel constructions, ECCS-EG 77-1^E, sept 1977.

[15] Maquoi, R. and Rondal, J. Formulation d'Ayrton et Perry pour le flambement des barres métalliques, Revue Construction Métallique, N°4, 1979.

[16] 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.

[17] 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.