

---

Soumis le : 02 Mars 2012  
 Forme révisée acceptée le : 19 Mai 2012  
 Email de l'auteur correspondant :  
 kada\_abdel@yahoo.com

---

# Analyse non-linéaire de poutres métalliques PRS de longues travées sous l'effet de hautes températures dues à l'incendie

Abdelhak KADA <sup>a\*</sup>, Belkacem LAMRI <sup>a</sup>, Noredine BENLAKEHAL <sup>a</sup>, Hamid BOUCHAIR <sup>b</sup>,  
 Belkacem ACHOUR <sup>c</sup>

<sup>a</sup>Université Hassiba Benbouali de Chlef, Département de Génie-Civil, Algérie

<sup>b</sup>Polytech'Clermont-Fd, Laboratoire de Mécanique et Ingénierie, France

<sup>c</sup>Université de Mostaganem, Département de Génie Civil, Algérie

---

## Résumé

Le système de poutres métalliques PRS de grandes portées qui sont le plus souvent en mixtes et dans certains cas ajourées, est très utilisé par les concepteurs pour la réalisation de planchers dits à plateaux libres pour les bureaux, centres commerciaux, hangars industriels et parkings. Dans le cas d'un incendie majeur, les éléments métalliques sans protection sont endommagés ou ruinés. Ceci est principalement dû à une réduction de la capacité de résistance des éléments métalliques. Ce travail a pour but d'analyser le comportement des poutres métalliques sous l'effet d'augmentation de températures uniformes. Une modélisation du comportement non-linéaire matériel et géométrique par éléments finis des poutres PRS à une seule travée a été réalisée par le logiciel ANSYS. On tiendra compte de l'influence des différents paramètres tels que les niveaux de chargement avec variation des conditions aux limites et la réduction des propriétés mécaniques des matériaux. L'analyse des résultats porte sur la variation du déplacement, des contraintes et de la température critique en fonction de l'évolution de la température.

*Mots clés* : Feu ; poutre métallique ; non linéarité ; ingénierie incendie

## Abstract

The system of long span welded section steel beams which are usually composite and in some cases with web openings, are widely used by designers for open space offices, shopping centres and car parks. In the case of fire, structural steel elements without protection are damaged due to strength reduction of steel members. The modelling of these steel beams takes into account the load level and several boundary conditions to deduce their effects. The analysis of their behaviour is done using the effect of material properties reduction and the Eurocode recommendations in estimating thermal and mechanical steel properties. This work intends to do the analysis of the behaviour of long span steel beams under several load ratios with uniform temperature rise. A numerical modelling of material and geometric non-linear behaviour using finite elements ANSYS software is done to analyse single long span welded section steel beams. Analysis of the results is related to the variation of the displacement, critical temperature, stress bending moment, and reaction forces with respect to temperature change.

*Keywords*: Fire; steel beam; non-linearity; fire engineering

## 1. Introduction

L'effet de hautes températures sur la structure suite à un incendie peut être décrit en considérant le flux de chaleur, transmis par radiation et convection due à une différence de températures entre les gaz chauds et les éléments de structure en acier [1]. L'exposition du matériau acier à ces actions engendre des dégradations de ses propriétés physiques et chimiques. Quand la température atteint 550

°C l'acier perd 40% de sa résistance et de son module d'élasticité [2] et provoque une amplification de contraintes dans les structures hyperstatiques.

De nombreux travaux de recherche, [3] à [7] et [9] à [18], expérimentaux et de modélisations numériques, ont été réalisés dans le but de mieux comprendre le comportement des éléments de structure sous l'effet de hautes températures et sous des conditions de scénarios de feu les plus variés.

Les méthodes simplifiées, pour le calcul des éléments métalliques exposés au feu, tels que proposés par

l'Eurocode 3 (EN 1993-1-2) [2] ne permettent pas de décrire le comportement réel de la structure quand celle-ci présente un comportement non linéaire et que les déplacements sont grands.

Ce travail a pour but d'analyser le comportement non-linéaire des poutres métalliques sous l'effet d'augmentation de températures uniformes dues à un incendie représenté par un feu ISO834. La modélisation des poutres métalliques tient compte de la non linéarité géométrique et celle du matériau acier pour les poutres à âme pleine. Plusieurs niveaux de chargement avec variation des conditions aux limites ont été considérés.

Le modèle numérique à base d'éléments finis 3D est capable de représenter le comportement inélastique de poutres métalliques en grands déplacements en considérant l'Eurocode 3-Partie 1.2: Calcul du comportement au feu.

## 2. Réponse thermomécanique d'un élément de structure métallique

Un incendie réel dans un bâtiment se développe et décroît en fonction de l'équilibre de masse et d'énergie existant dans le compartiment où il se produit [1]. Les durées de résistance au feu spécifiées dans la plupart des règlements nationaux de bâtiment concernent le comportement à l'essai lorsque l'augmentation de température est réalisée selon une courbe temps-température d'incendie conventionnel (ou "normalisé") ISO 834 [1], qui est définie par la relation suivante:

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + T_0 \quad (1)$$

La réponse des structures métalliques exposées au feu est gouvernée par les propriétés mécaniques, thermiques, et de déformations [5].

Les propriétés thermiques déterminent le profil de températures dans la section d'acier due à son exposition au feu alors que les propriétés mécaniques gouvernent la perte de la résistance et de la rigidité en fonction de la température. Les propriétés de déformation déterminent les flèches limites des éléments métalliques sous des conditions de feu.

Dans la présente étude, l'acier est de nuance S355 avec un module de Young  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$  et la température est considérée avec une distribution uniforme le long de la travée.

### 2.1. Réponse thermique

Les propriétés thermiques sont introduites dans l'équation de la chaleur (2) [7] appliquée en considérant l'échauffement dans une seule direction sans source de chaleur interne. Une température uniforme est considérée dans la section. Cette hypothèse est réaliste à cause de la

forte conductivité thermique de l'acier nu. La résolution de cette équation donne la formule d'échauffement de l'acier (3).

$$c_a \cdot \rho_a \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial(\lambda_a \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x})}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

$$\Delta \theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot h_{net} \cdot \Delta t \quad (3)$$

Où ;

$h_{net}$  : flux thermique total à l'élément en  $\text{W/m}^2$ .

$\theta_a$  : température de l'acier en  $^\circ\text{C}$  (supposée uniforme)

$t$  : temps en seconde.

$A_m$  : aire de la surface exposée au feu de l'élément en  $\text{m}^2/\text{m}$

$V$  : volume en  $\text{m}^3/\text{m}$ .

$A_m/V$  représente le coefficient de massivité qui est un paramètre révélateur de la vitesse d'échauffement de la section, figure 1.

La chaleur spécifique  $C_a$  et la conductivité thermique  $\lambda_a$  de l'acier sont dépendantes de la variation de température. Elles sont exprimées par les formules empiriques de l'Eurocode [2] qui permet d'utiliser une valeur constante  $C_a = 600 \text{ J/Kg} \cdot ^\circ\text{K}$  et  $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{K}$  pour les calculs simplifiés.

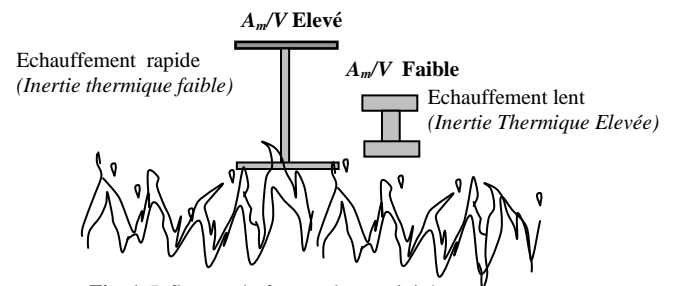


Fig. 1. Influence du facteur de massivité

### 2.2. Réponse mécanique

Les évolutions non linéaires des propriétés mécaniques sont prises en compte dans la modélisation de la réponse des structures métalliques aux effets des hautes températures due au feu. Les propriétés considérées sont le module d'élasticité  $E$ , la limite élastique  $f_y$  [2] et la relation contrainte-déformation, figure 2. La modélisation est réalisée par le logiciel ANSYS.

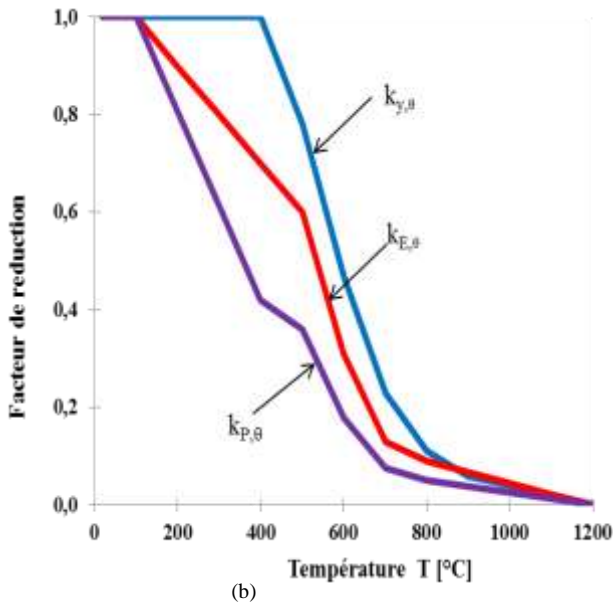
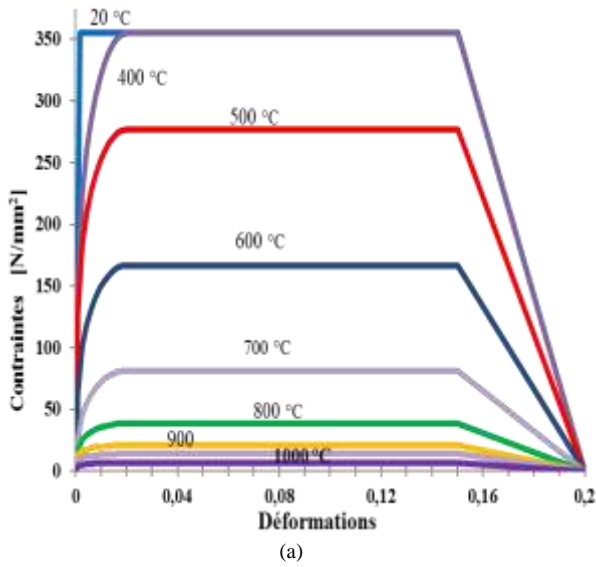


Fig. 2. Evolution des propriétés mécaniques en fonction de la température

Les facteurs de réduction sont définis de la façon suivante [2] :

$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$  limite d'élasticité efficace, par rapport à la limite d'élasticité à 20 °C

$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$  limite de proportionnalité, par rapport à la limite d'élasticité à 20 °C

$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$  pente du domaine élastique linéaire, par rapport à la pente à 20 °C

La déformation de l'acier à hautes températures s'exprime par la quantification de l'élongation thermique de l'acier  $\Delta L/L$  pouvant être approximée en fonction de la température  $\theta$  (°C) selon les formules empiriques de l'Eurocode 3, EN 1993-1-2 [5].

$$\begin{aligned}
 (\Delta L/L)_a &= - 2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \theta + 0.4 \cdot 10^{-8} \theta^2 && \text{pour } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 750 \text{ °C} \\
 (\Delta L/L)_a &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{pour } 750 \text{ °C} \leq \theta \leq 860 \text{ °C} \\
 (\Delta L/L)_a &= - 6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta && \text{pour } 860 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C}
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Le coefficient de dilatation thermique  $\alpha_\theta$  est considéré dans notre analyse numérique variant en fonction de la température. A noter que l'EC3 [2] propose une valeur constante  $\alpha_0 = 14.0 \times 10^{-6} / \text{°C}$  pour les calculs simplifiés.

La masse volumique de l'acier est de  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$  et ne varie pas avec la température. Le coefficient de Poisson  $\nu$  n'est que peu ou pas du tout affecté par l'augmentation de la température et il est pris égal à 0.3.

### 3. Position du problème

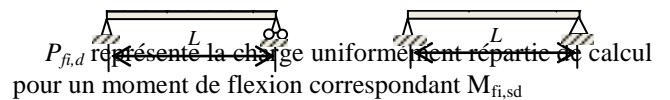
#### 3.1. Modèles de poutres

On considère dans notre travail deux types de poutres différentes de par leurs dimensions et la classification de leurs sections et trois modèles numériques où les conditions d'appui double-double et double-simple (rouleau) sont adoptés, tableau 1.

Pour l'ensemble de ces modèles une travée L de 15 mètres est considérée.

Dimensions de section (mm)	Modèles		
	1	2	3
$h$	1200	1000	
$b$	450	300	
$t_f$	16	25	
$t_w$	9,5	13	
$r$	-	27	
$h/L$	1/15	1/15	
Conditions d'appuis	double-rouleau		double-double

Tableau 1 : Dimensions et conditions d'appui des modèles



Le modèle 1 est un PRS reconstitué à base de tôles et a été considéré sur la base de celui de R. Mourao et al. [4]

avec une nuance d'acier différente et est utilisé pour la comparaison. Les modèles 2 et 3 sont reconstitués de profilés laminés HEA 600.

3.2. Capacité portante en flexion sous hautes températures selon l'Eurocode 3

L'Eurocode 3 permet d'établir la résistance au feu dans 3 "domaines" dont celui de la capacité portante [2]:

$$R_{fi,d,t} > E_{fi,d} \tag{5}$$

La charge  $P_{fi,d}$  appliquée aux différents modèles est déterminée par l'équation (8) [5]

$$M_{fi,sd} = \eta \cdot M_{Rd} \tag{6}$$

$$M_{R,d} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7}$$

$$P_{fi,d} = \eta \cdot \frac{8}{l^2} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{8}$$

$$k_{y0} = \eta / \gamma_{M0} \tag{9}$$

- $M_{Rd}$  - Moment de résistance plastique
- $W_{pl}$  - Module plastique de la section
- $\gamma_{M,0}$  - Coefficient de sécurité partielle à température normale.
- $f_y$  - Contrainte limite

Le chargement mécanique  $P_{fi,d}$  est spécifié à des taux  $\eta$  variant de 0.2 à 1.0. Une comparaison est faite entre  $k_{y0}$  et  $\eta/\gamma_{M0}$  pour des températures critiques issues de l'analyse par ANSYS [8].

4. Modélisation numérique

4.1. Hypothèses

Le modèle numérique tient compte des hypothèses suivantes:

- Profilés métalliques non protégés
- Feu normalisé ISO 834
- Température uniforme dans les éléments métalliques
- Non linéarité géométrique en grands déplacements
- Non linéarité matérielle  $\sigma$ - $\epsilon$  selon l'EC3 partie 1-2
- Loi de comportement Multi- linéaire élastique "Strain Hardening"
- La poutre est prémunie contre les déplacements latéraux

4.2. Discrétisation

Le modèle numérique tient compte des non linéarités géométriques et matérielles et s'appuie sur l'élément fini "beam24" qui permet de considérer l'évolution progressive de la plasticité sur la hauteur de la section.

Les poutres sont discrétisées par 6 à 15 éléments "beam24" le long de la travée et de 12 divisions sur la hauteur de la section, figure 3.

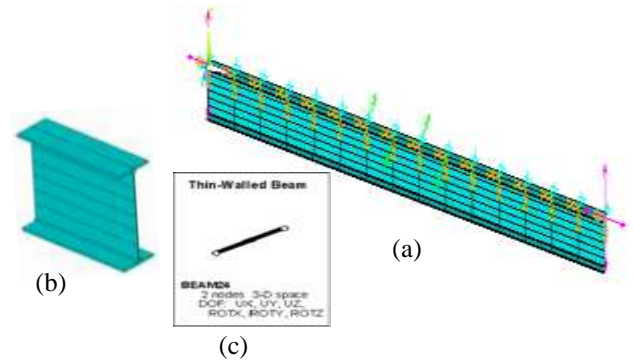


Fig.3. Modèle de poutre discrétisée par EF « Beam 24 »  
 (a) Le long de la travée  
 (b) En hauteur de la section  
 (c) Élément fini 3D « Beam24 »

5. Analyse des résultats

Les poutres sont analysées par le logiciel ANSYS, en faisant varier les températures par pas de 100°C jusqu'à ce que le logiciel cesse de converger. On procède ensuite par une réduction du pas pour cerner la valeur de la température jusqu'à la non convergence du logiciel – Atteinte de la limite plastique de la poutre.

Dans notre étude, la température finale atteinte est nommée température critique.

5.1. Modèle 2 : Poutre double - rouleau

On considère dans cette partie la poutre, Modèle 2, aux dimensions à partir du Tableau 1. La figure 4 représente la déformée de la poutre pour les températures critiques atteintes

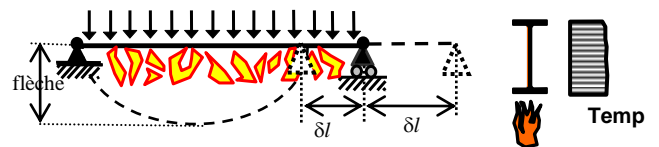


Fig 4. Modèle physique et paramètres de l'analyse du modèle

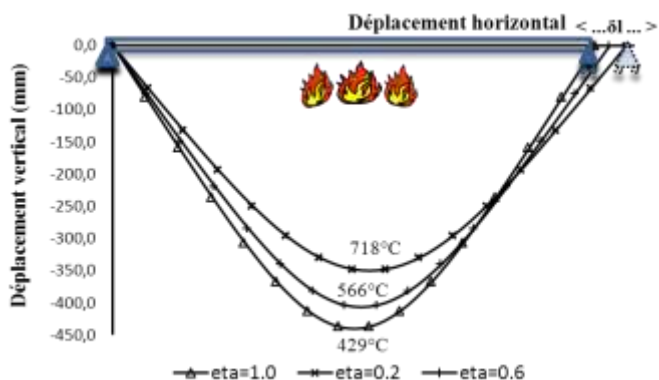


Fig. 5. Déformée en fonction de la température-modèle 2

Le déplacement horizontal au niveau du rouleau, figure 5, varie linéairement jusqu'à une certaine limite qui peut être évaluée par la relation (10).

$$\delta l = l \cdot \alpha \cdot \Delta \theta \quad (10)$$

Cette température limite peut être calculée approximativement dans le domaine linéaire par la méthode simplifiée de l'Eurocode 3.

Ensuite, le déplacement horizontal diminue suite à la déformation de la poutre, figure 6. Dans des cas réels, les appuis sont maintenus ou peuvent être partiellement restreints et les valeurs de  $\delta l$  seront inférieures à celles présentées dans la figure 6.

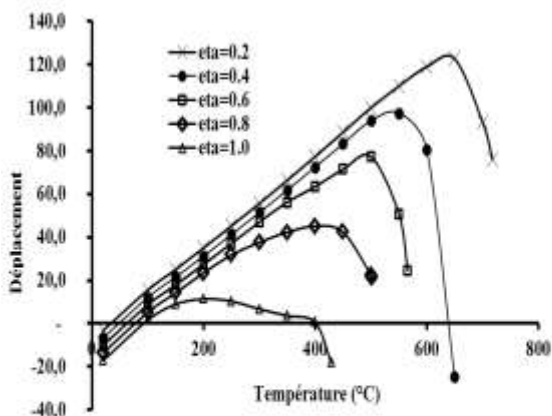


Fig. 6. Déplacement horizontal en fonction de la température-modèle 2

Pour des températures relativement faibles la dilatation thermique  $\delta l$  augmente, mais la réduction du module d'élasticité du matériau conduit à une augmentation de la flèche figure 7, ce qui provoque un renversement du déplacement horizontal au niveau de l'appui.

Des valeurs de  $k_{y\theta}$  déterminées sur la base des températures critiques par l'analyse de la méthode avancée

par ANSYS sont comparées à celles de l'Eurocode 3 de la formule (9), tableau 2. Les valeurs présentées dans ce tableau confirment la méthode simplifiée de l'Eurocode qui reste une bonne approximation.

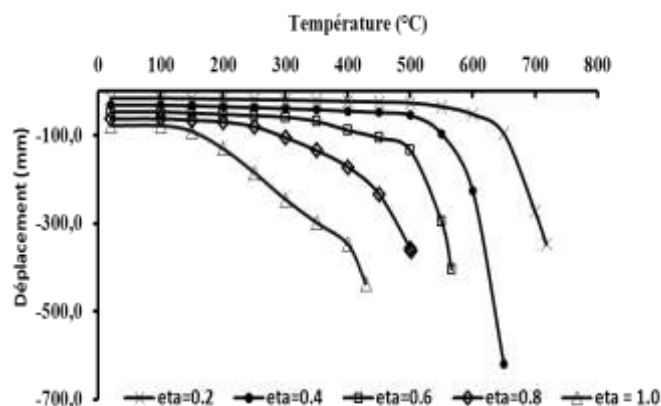


Fig. 7. Flèche en fonction de la température-modèle 2

$\eta$	$\theta_{cr}$ (°C) Analyse ANSYS	$k_{y\theta}$ ( $\theta_{cr}$ )	$\eta/1.1$ Eurocode 3
0.2	718	0.208	0.182
0.4	650	0.350	0.364
0.6	566	0.575	0.545
0.8	501	0.777	0.727
1.0	429	0.936	0.909

Tableau 2. Comparaison entre  $\eta$  et  $\theta_{cr}$

Les températures critiques dépendent des niveaux de chargement  $\eta$  et peuvent être déterminées par la méthode simplifiée de l'Eurocode 3.

La figure 8 représente les moments fléchissant à mi-travée en fonction de la température pour différents taux de charge  $\eta$  pour les modèles 2 et 3 respectivement.

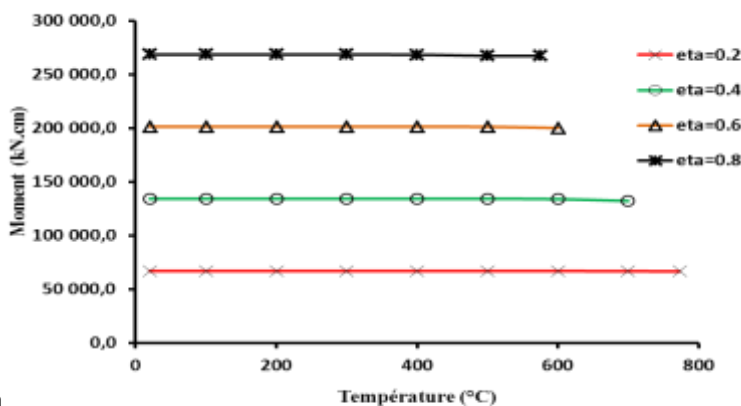


Fig. 8. Moment à mi-travée en fonction de la température pour différents taux de charge

On constate que les valeurs des moments, pour le cas de la poutre double-rouleau, ne changent pas en fonction de la température et sont comparables à la valeur de calcul du domaine élastique. La non linéarité géométrique n'a aucun effet dans ce cas.

### 5.2. Modèle 3 : Poutre double – double

On considère dans cette partie la poutre modèle 3 avec les dimensions mentionnées dans le Tableau 1. Les deux appuis ne peuvent se déplacer longitudinalement.

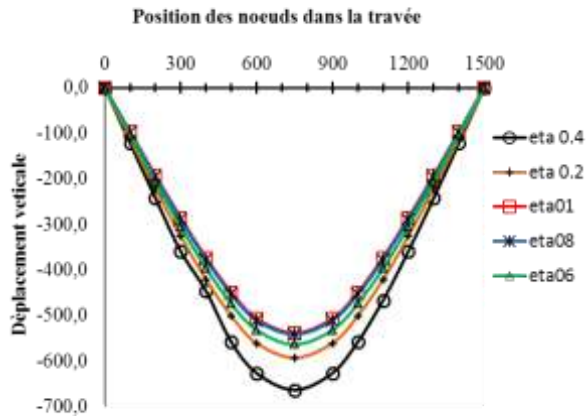


Fig. 9. Déformée de la poutre pour différentes températures critiques et taux de chargement

La figure 9 représente la déformée de la poutre pour les températures critiques atteintes et on observe que les températures critiques sont plus élevées et les déplacements verticaux sont supérieurs à ceux du modèle 2.

La variation de la flèche en fonction de la température et du taux de charge  $\eta$  est représentée dans la figure 10. On observe que les flèches dans ce cas sont supérieures à celles de la poutre avec rouleau du modèle 2

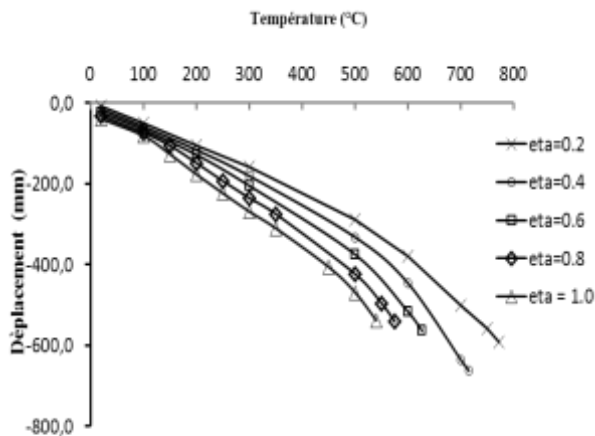


Fig. 10. Flèche en fonction de la température- modèle 3

La variation de force de réaction horizontale aux appuis en fonction de la température est représentée pour différents niveaux de chargement dans la figure 11

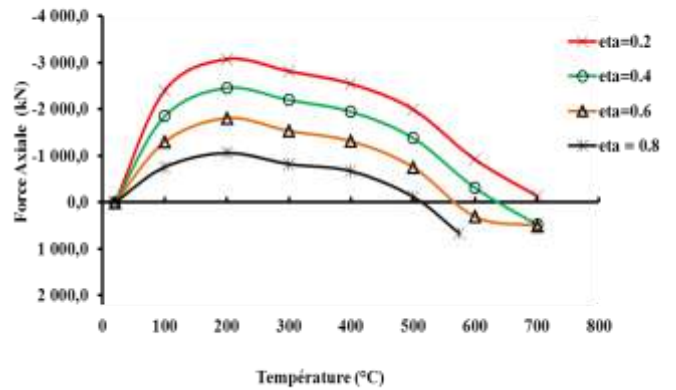


Fig. 11. Force axiale en fonction de la température pour différents niveaux de chargement  $\eta$

On observe que la force axiale augmente au début jusqu'à une certaine température puis décroît à cause des grands déplacements.

On remarque que pour un échauffement dans le domaine de faibles températures, ces réactions d'appuis agissent en compression.

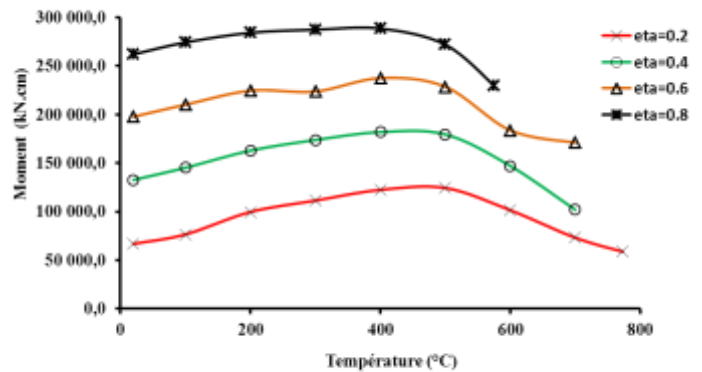


Fig. 12. Moment à mi-travée en fonction de la température pour différents taux de charge- Modèle 3

La figure 12 représente la variation du moment fléchissant à mi-travée en fonction de la température pour différents taux de charge  $\eta$  pour le modèle 3.

Dans ce cas, le moment fléchissant, augmente initialement jusqu'à une certaine température, suite à la réaction d'appui, puis diminue ensuite alors que la valeur de la réaction horizontale diminue avec l'augmentation de la température.

### 5.3. Comparaison

Pour les mêmes conditions d'appuis et le même rapport  $l/h$ , les modèles 1 et 2, tableau 1, présentent des allures similaires et sont sensiblement proches, figure 13.



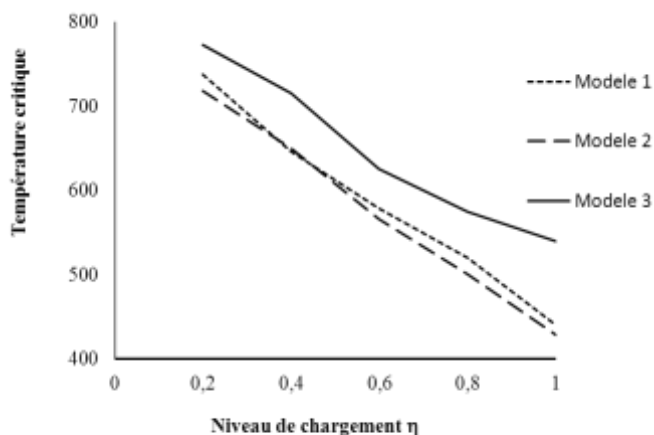


Fig. 13. Température critique-niveau de chargement  $\eta$

On remarque la poutre double-double possède des températures critiques plus grandes que celles du double-rouleau, modèle 2 figure 13. Sous l'effet de températures élevées les forces de réactions agissent en traction et contribuent à l'augmentation des températures critiques.

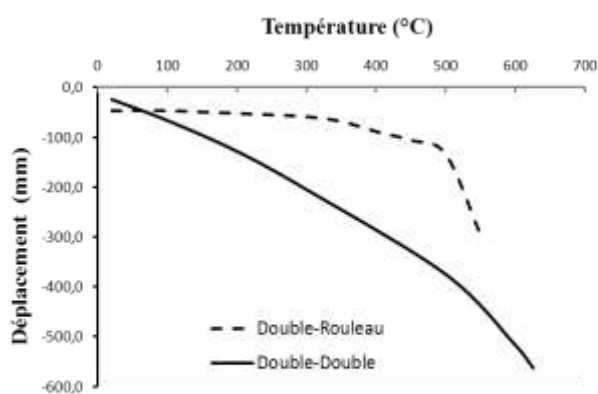


Fig. 14. Déplacement vertical à mi-travée en fonction de la température pour un niveau de chargement  $\eta = 0.6$

Les déplacements verticaux à mi-travée, figure 14, sont plus petits pour le cas de la poutre double-rouleau du fait que l'appui est libre de se déplacer par dilatation thermique. Celles dans le cas de la poutre double-double sont plus grandes avec une vitesse de dilatation plus faible.

## Bibliographie

- [1] A.H. Buchanan, Structural Design for Fire Safety, John Wiley & Sons 2001
- [2] Eurocode 3, Calcul des Structures en Acier. EN 1993-1-2: Règles générales- Calcul du comportement au feu, 2003.
- [3] C.G. Bailey, G.M. Newman GM., "The design of Steel framed buildings without applied fire protection" *The structural Engineer*, 1998; 76(5), pp. 77-81.
- [4] H.R. Muraio, V.P. Silva, "On the behaviour of single-span steel beams under uniform heating", *J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng.*, 2007, pp.115-122
- [5] V. Kodur, M. Dwaikat, R. Fike, "High temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures ", *ASCE May 2010*, pp.423-434.
- [6] O. Vassart, A. Bouchair, J.P. Muzeau, A. Nadjai " Analytical model for the web post buckling in cellular beams under fire " *Proc. SIF 2008*, pp.813-823.
- [7] J.-M. Franssen, R. Zaharia, Design of Steel Structures subjected to Fire, Les Editions de l'Université de Liege, 2005.
- [8] ANSYS Release 10.0, ANSYS, Inc., Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg, PA 15317.
- [9] A. Kada, N. Benlakehal, B. Lamri, B. Achour, A. Bouchair, Application des méthodes d'Ingénierie Incendie au comportement de poutres métalliques sous des conditions de hautes températures. Conférence Internationale Stop Feu, LEPM- USTO Oran, Décembre 2010, pp. 62-67
- [10] A. Kada, N. Benlakehal, B. Lamri, B. Achour, A. Bouchair, Comportement de poutre métallique à une seule travée sous des conditions de feu. Symposium International sur la construction en zone sismique (SICZS\_2010), 26-27 Octobre, 2010, Chlef, Algérie, 9 pages.

## 6. Conclusion

Bien que le calcul de la résistance au feu par la méthode simplifiée de l'Eurocode 3 soit très pratique pour un calcul rapide et approximatif, cependant le fait de supposer que la température critique de référence pour les poutres métalliques fléchies est de 550 °C, s'avère conservatif.

L'analyse par des modèles d'éléments finis 3D tenant compte de la non linéarité des propriétés du matériau en plus de l'effet des grands déplacements, montre que les poutres peuvent résister à des températures plus importantes.

Les températures critiques déterminées par la méthode avancée sont plus élevées que celles de la méthode simplifiée - comparaison du tableau 2.

La quantification des conditions d'appui des structures en situation d'incendie est fondamentale et permet d'optimiser leur conception par l'ingénierie incendie.

Les déformations thermiques provoquent des déplacements si les poutres ne sont pas prémunies contre et des contraintes si les appuis sont bloqués.

L'analyse traitant des effets des conditions limites exposés dans les modèles 2 et 3 selon plusieurs niveaux de charges  $\eta$  et illustrée dans la présentation montre que:

Les déplacements à mi-travée sont plus grands dans la poutre double-double du modèle 3 par rapport à ceux dont l'appui est libre horizontalement, modèle 2.

La température critique est plus grande pour le cas de la poutre double-double par rapport à celle dont l'appui est libre horizontalement. Ceci est du au phénomène d'effet de corde qui se développe à des températures élevées et contribue à l'augmentation de la température critique.

L'effet de la non linéarité géométrique sur la valeur de la température critique est moindre dans le cas de la poutre double-rouleau. D'où le déplacement vertical additionnel à mi-travée est plus grand pour la poutre double-double modèle 3.

- [11] A. Kada, N. Benlakehal, A. Bouchair, B. Lamri, B. Achour. Comportement de poutres métalliques de grande portée sous l'effet de hautes températures 29<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil, AUGC, Tlemcen, 29-31 mai 2011, Vol. 1, pp. 244-253.
- [12] N. Benlakehal, A. Kada A. Bouchair, B. Lamri, B. Achour. Etude du comportement des portiques métalliques à double versants sous des conditions de feu. 29<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil, AUGC, Tlemcen, 29-31 mai 2011, 10 pages
- [13] N. Otmani, J.M. Franssen, M. Guenfoud,, Modélisation multi physique du comportement au feu des colonnes en béton arme, XXVIII<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil Ouvrages en Service et Développement Durable, La Bourboule, Juin 2010, pp. 339-348
- [14] M. S. Dimia, M. Guenfoud, T. Gernay and J.M. Franssen, Risks of Collapse for Concrete Columns during and after the Cooling Phase of a Fire, Journal of Fire Protection Engineering, November 2011; vol. 21, 4: pp. 245-263.
- [15] M.S. Dimia, M. Guenfoud, G.H. Mebarki & I. Mghazi Laarafi, Modélisation du comportement thermomécanique d'une structure métallique soumise au feu de compartiment, Sixième Conférence Internationale sur la Science des Matériaux (CSM6), Beyrouth - Liban, 16-18 Juillet 2008
- [16] N. Benlakehal, A. Kada A. Bouchair, B. Lamri. Investigation du comportement non-linéaire des structures industrielles en acier selon plusieurs scénarios de feu. 1<sup>er</sup> Congrès International – GCDD2011-Tébessa, 17-19 octobre 2011, 9 pages.
- [17] N. Benmehidi, Modélisation multiphysique du comportement au feu des colonnes en acier et en béton armé, Doctorat, Université de Annaba, 2010
- [18] N. Benmehidi & M. Guenfoud, Vérification de la résistance au feu des poteaux en béton armé, The first International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, 1st SBEIDCO 12-14 Octobre 2009, ENSET Oran, Algeria