

Sécurité incendie des ouvrages en structures métalliques : partie 2

par Joël KRUPPA

Département Incendie et Essais

Centre technique industriel de la construction métallique CTICM

1.	Comportement mécanique à hautes températures.....	C 2 507 - 2
1.1	Caractéristiques mécaniques à températures élevées.....	— 2
1.1.1	Acier de construction	— 2
1.1.2	Acier formé à froid.....	— 2
1.1.3	Boulons et cordons de soudure	— 2
1.1.4	Acier inoxydable	— 3
1.1.5	Acier d'armature	— 3
1.1.6	Béton.....	— 4
1.2	Modélisation de la structure	— 5
2.	Résistance au feu des divers éléments.....	— 5
2.1	Éléments en acier	— 5
2.1.1	Résistance des éléments	— 5
2.1.2	Température critique	— 6
2.1.3	Éléments en acier partiellement protégés.....	— 7
2.2	Éléments mixtes	— 7
2.2.1	Poutres mixtes	— 7
2.2.2	Planchers mixtes.....	— 9
2.2.3	Poteaux mixtes	— 9
2.3	Structures de maintien d'éléments séparatifs	— 12
3.	Comportement global des ouvrages	— 13
3.1	Modèle de calcul avancé.....	— 13
3.2	Exemple d'évaluation globale	— 14
	Tableau des notations et symboles	— 18
	Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 508

Dans la partie 1 (article [C 2 506]), ont été présentés : le contexte réglementaire en matière de sécurité incendie, les actions (thermiques et mécaniques) qui peuvent s'exercer sur une structure en cas d'incendie et les conditions de détermination de la température dans les éléments de structure en acier ou mixte (acier + béton) situés dans un environnement à température élevée.

Cette seconde partie traite du comportement mécanique des éléments de structure lorsqu'ils sont échauffés, qu'ils soient en acier ou qu'ils associent profilés en acier et béton. Des méthodes de calcul simplifiées, données dans les parties « feu » des Eurocodes 3 et 4, sont présentées.

Par ailleurs, des exemples de comportement global de structures soumises à l'incendie sont traités dans le dernier paragraphe. Ils permettent de constater les possibilités maintenant offertes par les simulations numériques et d'appréhender les redistributions d'efforts qui peuvent se développer en situation d'incendie, surtout lorsque celui-ci est localisé.

1. Comportement mécanique à hautes températures

1.1 Caractéristiques mécaniques à températures élevées

1.1.1 Acier de construction

La figure 1 donne les facteurs de réduction k_{θ} , par rapport aux valeurs appropriées à 20 °C, des caractéristiques principales de l'acier à températures élevées, comme suit :

- limite d'élasticité efficace $f_{y,\theta}$, rapportée à la limite d'élasticité à 20 °C f_y : $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$
- limite de proportionnalité $f_{p,\theta}$, rapportée à la limite d'élasticité à 20 °C : $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$
- pente du domaine linéaire élastique $E_{a,\theta}$, rapportée à la pente à 20 °C : $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$

La dilatation thermique relative de l'acier $\Delta\ell/\ell$ peut être déterminée comme suit :

— pour 20 °C $\leq \theta_a < 750$ °C :

$$\Delta\ell/\ell = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}$$

— pour 750 °C $\leq \theta_a \leq 860$ °C :

$$\Delta\ell/\ell = 1,1 \times 10^{-2}$$

— pour 860 °C $< \theta_a \leq 1\,200$ °C :

$$\Delta\ell/\ell = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}$$

avec ℓ longueur à 20 °C,

$\Delta\ell$ dilatation due à la température,

θ_a température de l'acier (°C).

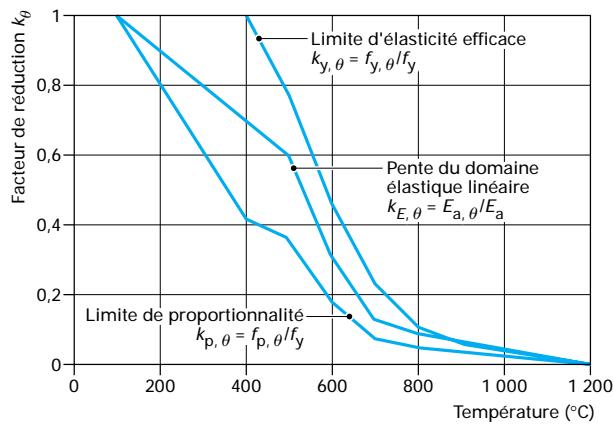


Figure 1 – Facteurs de réduction pour diverses caractéristiques de l'acier à températures élevées

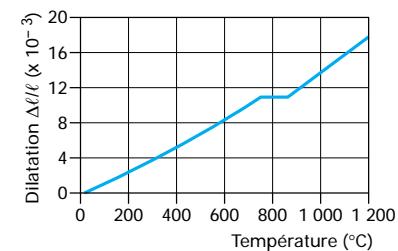


Figure 2 – Dilatation thermique relative de l'acier en fonction de la température

La variation de la dilatation thermique relative avec la température est montrée figure 2.

Dans le cadre de calculs simplifiés, la relation entre la dilatation thermique relative et la température de l'acier peut être considérée comme constante. Dans ce cas, la dilatation thermique relative peut être déterminée par :

$$\Delta\ell/\ell = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

1.1.2 Acier formé à froid

Les propriétés mécaniques des aciers formés à froid [5] sont données dans le tableau 1.

1.1.3 Boulons et cordons de soudure

Les propriétés mécaniques des boulons à haute résistance et de cordons de soudures [5] sont données dans le tableau 2, avec $k_{b,\theta}$ coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement des boulons et $k_{w,\theta}$ coefficient de réduction de la résistance au cisaillement des soudures.

Tableau 1 – Facteur de réduction pour la résistance des aciers formés à froid (1)

Température θ_a (°C)	Facteur de réduction (par rapport à $f_{y,b}$) $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_{y,b}$
20	1,00
100	1,00
200	0,89
300	0,78
400	0,65
500	0,53
600	0,30
700	0,13
800	0,07
900	0,05
1 000	0,03
1 100	0,02
1 200	0,00

(1) $f_{y,b}$: limite d'élasticité de la tôle d'acier d'origine (avant formage).

Tableau 2 – Facteurs de réduction de la résistance de boulons et cordons de soudure

Température θ_a (°C)	Facteur de réduction pour boulons $k_{b,\theta}$ (tension et cisaillement)	Facteur de réduction pour cordon de soudure $k_{w,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1 000	0,000	0,000

1.1.4 Acier inoxydable

Les lois contrainte-déformation de l'acier inoxydable dépendent de la nuance [5] [58].

Les tableaux 3 et 4 donnent, pour deux nuances d'acier inoxydable, les coefficients de réduction suivants, par rapport à la valeur 20 °C :

- pente du domaine élastique linéaire $E_{a,\theta}$: $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
- résistance d'épreuve $f_{p0,2,\theta}$: $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_y$
- résistance à la traction $f_{u,\theta}$: $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$

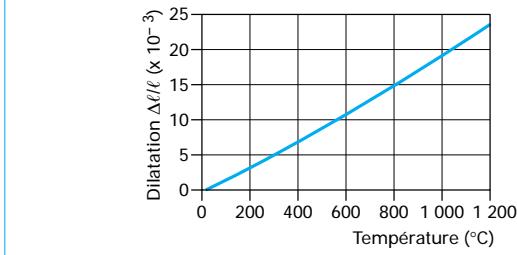


Figure 3 – Dilatation thermique des aciers austénitiques en fonction de la température

Pour l'utilisation de méthodes de calcul simplifiées (cf. [5]), ces tableaux donnent également le facteur de correction $k_{2\%,\theta}$ pour la détermination de la limite élastique avec :

$$k_{y,\theta} = f_{p0,2,\theta} + k_{2\%,\theta} (f_{u,\theta} - f_{p0,2,\theta})$$

La dilatation thermique (figure 3) des aciers inoxydables austénitiques $\Delta\ell/\ell$ est donnée par :

$$\Delta\ell/\ell = (16 + 4,79 \times 10^{-3} \theta_a - 1,243 \times 10^{-6} \theta_a^2) \times (\theta_a - 20) \times 10^{-6}$$

avec ℓ longueur à 20 °C,

$\Delta\ell$ augmentation de longueur due à la température,

θ_a température de l'acier (°C).

1.1.5 Acier d'armature

Pour les aciers d'armature laminés à chaud, les propriétés mécaniques peuvent être prises égales à celles des aciers de construction (§ 1.1.1).

Les trois principaux paramètres pour les aciers d'armature formés à froid sont indiqués dans le tableau 5 (cf. également le tableau A.1.4, Annexe 1, de l'ENV 1992-1-2).

Tableau 3 – Facteurs pour lois contrainte-déformation à hautes températures de l'acier de nuance européenne 1.4301 – dénomination : 304 – référence française : 18-9

Température θ_a (°C)	Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente de la phase élastique $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité à 0,2 % $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à f_u) pour la limite de rupture $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$	Facteur pour la détermination de la limite d'élasticité $f_{y,\theta}$ $k_{2\%,\theta}$
20	1,00	1,00	1,00	0,26
100	0,96	0,82	0,87	0,24
200	0,92	0,68	0,77	0,19
300	0,88	0,64	0,73	0,19
400	0,84	0,60	0,72	0,19
500	0,80	0,54	0,67	0,19
600	0,76	0,49	0,58	0,22
700	0,71	0,40	0,43	0,26
800	0,63	0,27	0,27	0,35
900	0,45	0,14	0,15	0,38
1 000	0,20	0,06	0,07	0,40
1 100	0,10	0,03	0,03	0,40
1 200	0,00	0,00	0,00	0,40

Tableau 4 – Facteurs pour lois contrainte-déformation à hautes températures de l'acier de nuance 1.4401/1.4404 – dénomination : 316 – référence française : 17-10M

Température θ_a (°C)	Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente de la phase élastique $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité à 0,2 % $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à f_u) pour la limite de rupture $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$	Facteur pour la détermination de la limite d'élasticité $k_{2\%,\theta}$
20	1,00	1,00	1,00	0,24
100	0,96	0,88	0,93	0,24
200	0,92	0,76	0,87	0,24
300	0,88	0,71	0,84	0,24
400	0,84	0,66	0,83	0,21
500	0,80	0,63	0,79	0,20
600	0,76	0,61	0,72	0,19
700	0,71	0,51	0,55	0,24
800	0,63	0,40	0,34	0,35
900	0,45	0,19	0,18	0,38
1 000	0,20	0,10	0,09	0,40
1 100	0,10	0,05	0,04	0,40
1 200	0,00	0,00	0,00	0,40

Tableau 5 – Valeurs des trois principaux paramètres ($E_{s,\theta}$; $f_{sp,\theta}$; $f_{smax,\theta}$) des relations contrainte-déformation pour les aciers d'armature formés à froid

Température de l'acier θ_a (°C)	$\frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{p,\theta}}{f_{y,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{max,\theta}}{f_{y,20^\circ\text{C}}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0,00	0,00	0,00

1.1.6 Béton

La résistance et les propriétés de déformation du béton (normal et léger) chargé uniaxiallement, à température élevée θ_c , sont données (figure 4) pour les deux paramètres :

- résistance à la compression $f_{c,\theta}$;
- déformation $\varepsilon_{cu,\theta}$ correspondant à $f_{c,\theta}$.

Les courbes indiquées (figure 4) correspondent aux coefficients de réduction donnés dans le tableau 6.

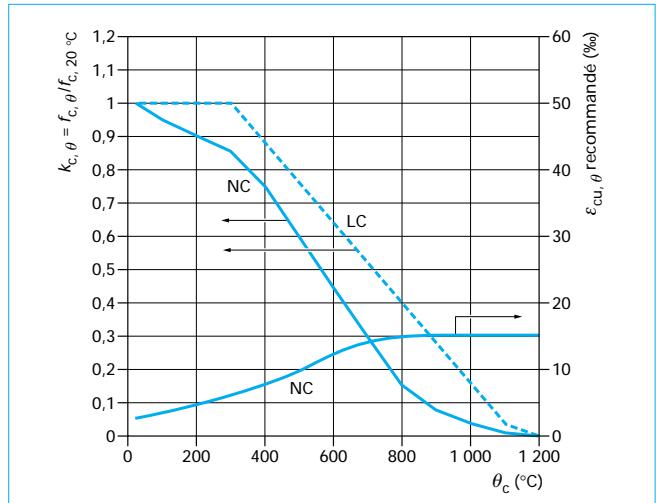


Figure 4 – Paramètres des relations contrainte-déformation à température élevée pour le béton siliceux de masse volumique courante normal (NC) et pour le béton léger (LC)

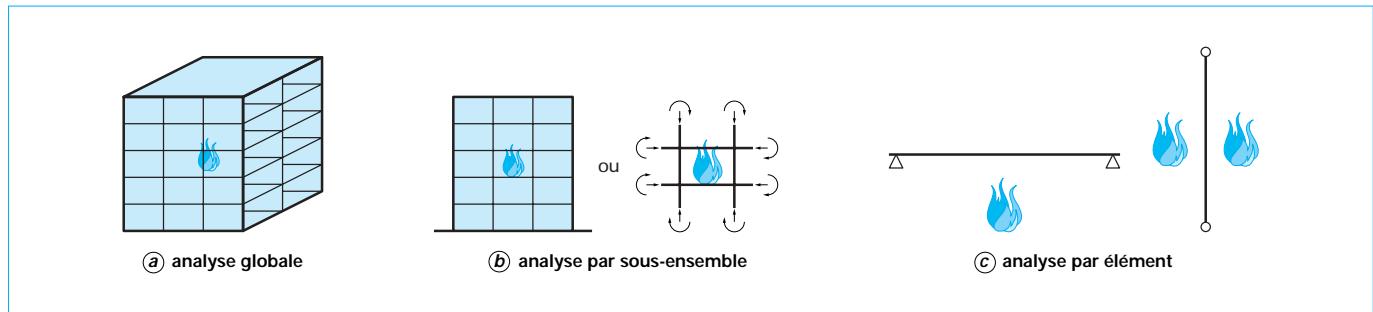


Figure 5 – Modélisation des structures

Tableau 6 – Coefficients de réduction en fonction de la température des deux principaux paramètres des relations contrainte-déformation du béton de masse volumique courante (NC) et de béton léger (LC)

Température du béton θ_c (°C)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{c,20^\circ\text{C}}$		$\epsilon_{cu,\theta} \times 10^3$
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	0,95	1	3,5
200	0,90	1	4,5
300	0,85	1	6,0
400	0,75	0,88	7,5
500	0,60	0,76	9,5
600	0,45	0,64	12,5
700	0,30	0,52	14,0
800	0,15	0,40	14,5
900	0,08	0,28	15,0
1 000	0,04	0,16	15,0
1 100	0,01	0,04	15,0
1 200	0	0	15,0

1.2 Modélisation de la structure

Dans les principes de base des parties « feu » des Eurocodes, il est mentionné trois niveaux possibles de modélisation des structures pour vérifier leur comportement au feu. Ce sont :

— l'analyse globale de la structure en cas d'incendie généralisé ou localisé, permettant de prendre en compte les interactions entre éléments constitutifs de la structure (figure 5a) ;

— l'analyse d'une partie de la structure (poutre, assemblage d'éléments), nécessitant de déterminer les conditions aux limites de la sous-structure étudiée, considérées comme constantes pendant toute la durée de l'incendie (figure 5b) ;

— l'analyse par éléments constitutifs de la structure (poutre, poteau, plancher...), en négligeant toute interaction entre eux (figure 5c).

En règle générale, la justification de la résistance au feu d'une construction vis-à-vis d'exigences réglementaires (donc formulées implicitement par rapport à l'incendie conventionnel) est faite à

partir de chaque élément constitutif (poteau, poutre, plancher...). Le recours à l'analyse globale ou par sous-ensemble nécessite l'utilisation de méthodes de calcul avancées (cf. § 3) et n'est recommandé que pour des structures complexes ou en cas de dérogation réglementaire autorisant la prise en compte d'incendies réels.

2. Résistance au feu des divers éléments

2.1 Éléments en acier

2.1.1 Résistance des éléments

Pour le calcul de la résistance au feu, des modèles simples de l'Eurocode 3 – 1.2 [2] [59] permettent de dimensionner les éléments individuels.

■ Éléments tendus

La résistance de calcul $N_{fi,t,Rd}$ au temps t d'un élément tendu, avec une distribution de température non uniforme en section, peut être déterminée par :

$$N_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} f_y / \gamma_{M,fi}$$

avec A_i surface élémentaire i de la section avec une température θ_i ,

$k_{y,\theta,i}$ facteur de réduction de la limite d'élasticité de l'acier à la température θ_i (cf. figure 1),

$\gamma_{M,fi}$ coefficient partiel de sécurité, égal à 1,0 pour les éléments en acier, en situation d'incendie,

θ_i température de la surface élémentaire A_i .

■ Éléments comprimés de classe 1, 2 et 3, avec température uniforme en section

La longueur de flambement ℓ_{fi} d'un poteau en situation d'incendie peut être différente de la valeur utilisée pour le dimensionnement à froid. En effet, dans une ossature contreventée, la longueur de flambement ℓ_{fi} d'un poteau d'étage peut être déterminée en le considérant comme maintenu en translation au droit de ses assemblages d'extrémité, lorsqu'ils sont rigides ou semi-rigides ; toutefois cela n'est valable que si la résistance au feu des éléments de construction qui séparent ces étages est au moins égale à la stabilité au feu du poteau afin qu'il n'y ait pas propagation du feu sur plusieurs étages.

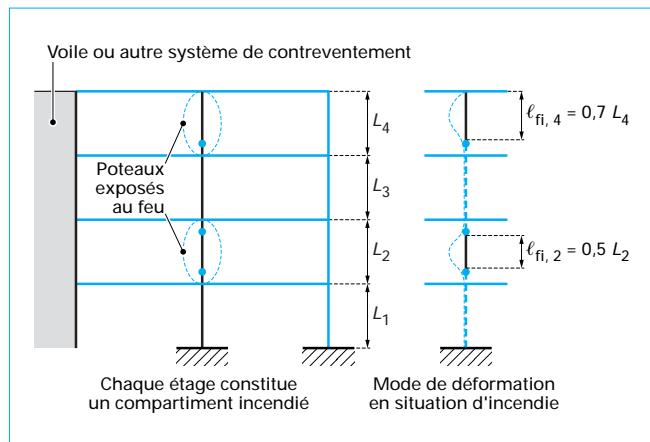


Figure 6 – Longueurs de flambement ℓ_{fi} de poteaux d'ossatures contreventées

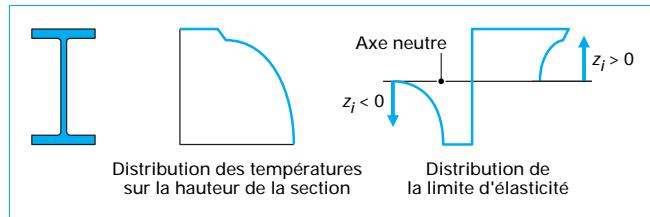


Figure 7 – Représentation schématique de la distribution des températures et de la limite d'élasticité sur la hauteur d'une section fléchie

Dans le cas d'une ossature contreventée où chaque niveau constitue un compartiment avec une résistance au feu suffisante, la longueur de flambement ℓ_{fi} est égale à $0,5L$ pour un étage intermédiaire et à $0,7L$ au dernier étage, avec L longueur d'épure de l'étage considéré (figure 6).

■ Éléments fléchis avec température uniforme ou non, prenant en compte le risque de déversement

Le moment résistant de calcul $M_{fi,t,Rd}$ au temps t , d'une section de classe 1 ou de classe 2, soumise à une distribution de température non uniforme, peut être déterminé par :

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} f_{y,i} / \gamma_{M,fi}$$

avec z_i distance de l'axe neutre au centre de gravité de la surface élémentaire A_i (cf. figure 7),

$f_{y,i}$ valeur nominale de la limite d'élasticité à température normale, pour une surface élémentaire A_i ; elle est positive du côté comprimé de l'axe neutre et négative du côté tendu. Sa forme de distribution sur la section ainsi que la distribution de la température sont données figure 7.

A_i , $\gamma_{M,fi}$ et $k_{y,\theta,i}$ sont identiques à ceux des éléments tendus présentés précédemment.

Pour un moment résistant positif, donné par la figure 7, z_i est la distance algébrique comptée positivement du côté comprimé et négativement du côté tendu.

La position de l'axe neutre d'une section de classe 1 ou de classe 2 soumise à une distribution de température non uniforme, est déterminée selon la relation suivante :

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} f_{y,i} = 0$$

Une application de ce cas est présentée au paragraphe 2.1.3.2. Bien évidemment, lorsqu'il est considéré une distribution de température uniforme en section, le calcul en est simplifié [2] [5].

■ Éléments comprimés avec efforts de flexion additionnels

La détermination de la charge portante ultime prend en compte des formules spécifiques faisant intervenir des coefficients de flamboiement adaptés au comportement aux températures élevées [2] [5].

Les formules de calcul pour les éléments soumis à des efforts de compression et flexion ne sont valables que si la température est uniforme en section ; par conséquent, elles ne prennent pas en compte l'effet bilame (courbure du poteau) qui se produit lorsque la section est soumise à un gradient de température. Il est toutefois licite, pour ce gradient de température, de considérer, à un instant donné, une valeur uniforme en section égale à la température maximale.

2.1.2 Température critique

Lorsque l'on peut considérer que la température d'un élément en acier est uniforme, à chaque instant, il est possible de déterminer une « température critique » qui est définie comme la température à laquelle la ruine est présumée se produire pour cet élément de structure.

La notion de température critique est indépendante du temps.

La température critique d'un élément de structure, $\theta_{a,cr}$, est fonction du taux d'utilisation de cet élément μ_0 ; elle est donnée par :

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (\text{pour } \mu_0 > 0,03)$$

Pour les éléments de classe 1, 2 ou 3 et pour tous les éléments tendus, le taux d'utilisation μ_0 au temps $t = 0$ (c'est-à-dire juste avant le début de l'incendie), est donné par :

$$\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0}$$

avec $R_{fi,d,0}$ valeur de $R_{fi,d,t}$ au temps $t = 0$,

$E_{fi,d}$ valeur de calcul de l'effet des actions pour la situation d'incendie de calcul, selon l'ENV 1991-2-2 [1],

$R_{fi,d,t}$ résistance de calcul correspondante de l'élément en acier ou mixte, pour la situation d'incendie de calcul, au temps t .

La valeur de $R_{fi,d,0}$ peut être obtenue à partir des formules de résistance de calcul à température normale (cf. Eurocode 3 – partie 1.1 : XP P22-311) dans lesquelles le coefficient partiel de sécurité est remplacé par $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

Les valeurs de $\theta_{a,cr}$, correspondant aux valeurs de μ_0 comprises entre 0,22 et 0,80, sont indiquées dans le tableau 7.

Il est en outre possible de se dispenser de tout calcul en utilisant des températures critiques forfaitaires.

Compte tenu que le taux d'utilisation maximal pour les éléments de classe 1 à 3 utilisés dans des bâtiments courants ne doit pas dépasser 0,64, on peut admettre que la stabilité structurelle est satisfaite si, au temps t , la température des éléments de structure en acier, θ_a , ne dépasse pas les valeurs forfaitaires suivantes :

- 540 °C pour des poutres isostatiques et des éléments tendus ;
- 570 °C pour des poutres hyperstatiques ;
- 500 °C pour des éléments comprimés ;
- 500 °C pour des éléments soumis à la flexion et à la compression axiale.

Tableau 7 – Température critique $\theta_{a,cr}$ (en °C) en fonction du taux d'utilisation μ_0

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

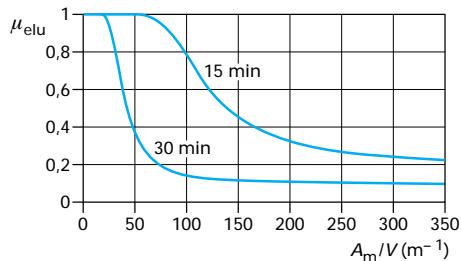


Figure 8 – Taux de chargement maximal en fonction du facteur de massivité d’éléments en acier pour obtenir des durées de résistance de 1/4 h et 1/2 h sous incendie conventionnel

En ce qui concerne les éléments de classe 4, compte tenu des risques d’instabilité locale à températures élevées, la valeur de 350 °C doit être retenue.

La température d’échauffement étant fonction du facteur de massivité, la figure 8 présente le niveau de chargement, en conditions normales d’utilisation, μ_{elu} maximal pouvant être appliqué sur un élément pour des degrés de stabilité au feu de 1/4 et 1/2 heure [40].

2.1.3 Éléments en acier partiellement protégés

Lorsque des poutres en acier ne sont pas uniformément échauffées sur leurs quatre faces ou sur leur longueur, ce qui est généralement le cas, il peut être tenu compte d’un surcroît de résistance. Deux cas sont présentés ci-après.

2.1.3.1 Utilisation des coefficients « kappa »

Dans le cadre d’un calcul simplifié pour de faibles gradients de températures en section, le moment résistant de calcul, $M_{fi,t,Rd}$ au temps t , peut être déterminé selon la relation :

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,\theta,Rd}/(\kappa_1 \cdot \kappa_2)$$

avec $M_{fi,\theta,Rd}$ déterminé pour une température uniforme θ_a égale à la température maximale $\theta_{a,max}$ atteinte dans la section au temps t :

$$M_{fi,\theta_{max},Rd} = k_{y,\theta_{max}} \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}$$

avec W_{pl} moment d’inertie plastique de la section.

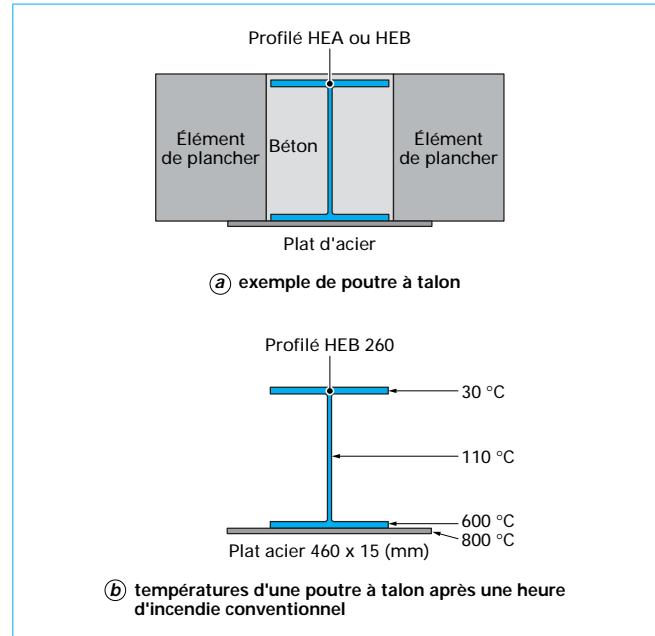


Figure 9 – Poutres à talon

κ_1 est un facteur d’adaptation relatif au gradient de température dans la section :

- pour une poutre exposée sur les quatre côtés : $\kappa_1 = 1,0$;
- pour une poutre exposée sur trois côtés, avec une dalle en béton, mixte ou non, sur le quatrième côté, l’hypothèse d’une distribution de température uniforme en section est corrigée par l’utilisation du facteur d’adaptation : $\kappa_1 = 0,85$;

κ_2 est un facteur d’adaptation relatif au gradient de température le long de la poutre :

- aux appuis d’une poutre hyperstatique : $\kappa_2 = 0,85$;
- dans tous les autres cas : $\kappa_2 = 1$.

2.1.3.2 Poutres à talon

Comme présenté au paragraphe 2.1.1, l’Eurocode 3 [2] [5] offre la possibilité d’évaluer, de façon précise, la résistance de sections présentant de forts gradients de température. Ainsi, la résistance au feu d’éléments tels que des poutres à talon (figure 9a) pourra être évaluée à partir de températures calculées (figure 9b) [41].

Pour le champ de températures présenté sur la figure 9b, le moment résistant de cette poutre à talon est égal à 57 % du moment ultime à température ambiante. Ainsi, avec un taux de chargement ne dépassant pas ce pourcentage, elle pourra prétendre à une durée de résistance au feu d’une heure.

2.2 Éléments mixtes

2.2.1 Poutres mixtes

Des exemples typiques de poutres mixtes sont donnés figure 10.

Leur capacité portante est déterminée soit en considérant une température critique, soit par la théorie simplifiée de la plasticité prenant en compte la résistance des connecteurs.

Pour les poutres mixtes constituées de profils en acier avec béton entre les semelles (figure 10b et c), la méthode de calcul simplifiée requiert des dimensions minimales des sections selon le

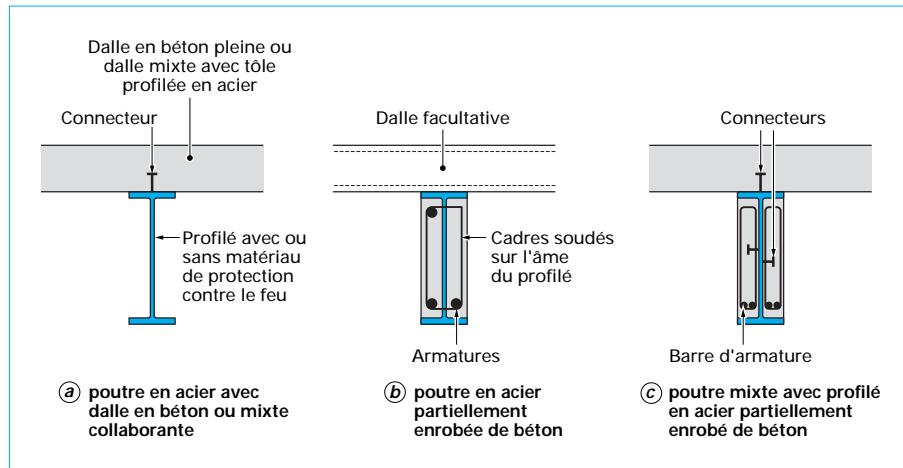


Figure 10 – Exemples typiques de poutres mixtes

Tableau 8 – Enrobage minimal de béton pour des poutres en acier, en fonction de la durée de résistance au feu recherchée [3]

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

degré de résistance au feu recherché et intègre l'effet des températures en réduisant la dimension et la résistance des différents composants [3] [6] [42] [43] [50] [51] [57].

2.2.1.1 Poutres en acier avec enrobage de béton

L'enrobage de béton peut être utilisé uniquement comme isolation thermique pour des poutres en acier. Dans ce cas, l'épaisseur minimale d'enrobage pour différents degrés de résistance au feu est indiquée tableau 8.

Il faut signaler que, dans le calcul de la résistance R_d de ce type de poutre, le béton d'enrobage doit être entièrement négligé.

2.2.1.2 Poutre en acier avec plancher collaborant

Une poutre mixte (profilé métallique et dalle en béton mixte à tôle d'acier profilée ou non) présente généralement une distribution de température comme l'illustre la figure 11.

Dans une zone de moment positif, en supposant que l'axe neutre soit dans l'épaisseur de la dalle en béton, le moment plastique est calculé en tenant compte de l'équilibre entre la force de traction (dans la section métallique) et la force de compression (dans la partie supérieure de la dalle en béton) [39]. La force de traction est la somme des résistances des trois parties du profilé métallique associées à leur température respective :

$$T = \sum_{i=1}^3 A_i k_y(\theta_i) \cdot f_y$$

avec A_i aire de la semelle inférieure, de l'âme ou de la semelle supérieure du profilé métallique,

θ_i température respective de ces éléments.

Le point d'application de cette force est le barycentre des efforts repris par ces trois parties du profilé échauffé.

Afin d'équilibrer cette force de traction, une couche supérieure de la dalle en béton est comprimée (figure 12) de façon que :

$$F = b_{\text{eff}} h_u R_c = T$$

avec b_{eff} largeur efficace de la dalle,

h_u épaisseur de la zone comprimée,

R_c résistance ultime du béton.

Cette dernière équation est valable uniquement lorsque la température de la partie de béton comprimée peut être considérée comme suffisamment proche de la température ambiante, ce qui est généralement le cas lorsque le plancher doit satisfaire à un degré coupe-feu pour lequel la température de la face supérieure ne doit pas s'élever de plus de 140 K. Si un fort gradient thermique existait dans l'épaisseur de cette zone, il faut la diviser en différentes couches ayant approximativement une température uniforme et additionner l'action de ces couches.

Le moment plastique, dans la zone de moment positif, est donc :

$$M_u^+(\theta) = Tz$$

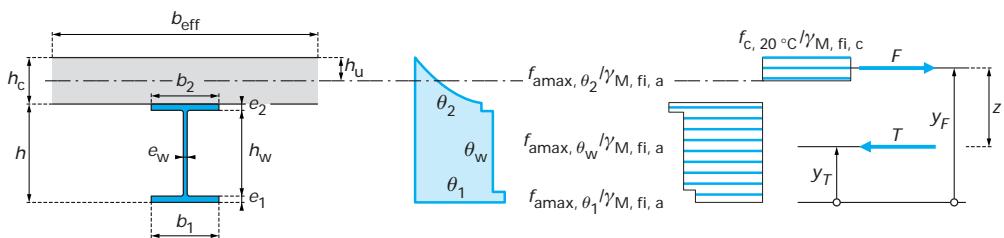
avec z distance entre les points d'application des forces de compression et de traction.

Pour les poutres continues ou encastrees, le calcul de la capacité portante ultime nécessite de connaître également le moment plastique de la zone de moment négatif.

En ce qui concerne ce moment plastique négatif $M_u^-(\theta)$, la force de traction doit être reprise par des armatures se trouvant dans la partie supérieure de la dalle en béton, la force de compression étant reprise par le profilé métallique et, selon le cas, par une partie inférieure de la dalle en béton.

Pour ces poutres hyperstatiques, on suppose que la stabilité au feu est satisfaisante si le moment fléchissant isostatique (M) de la charge appliquée dans une travée (figure 12) est égal ou inférieur à la somme des moments plastiques positifs et négatifs de la section mixte :

$$M \leq M_u^+(\theta) + M_u^-(\theta)$$



e_1 , e_2 et e_w : respectivement épaisseurs des semelles inférieure, supérieure et de l'âme,

b_1 et b_2 : largeurs de la semelle inférieure et supérieure,

h et h_w : hauteur totale du profil et de l'âme,

h_u : épaisseur de béton comprimé (de température prise égale à 20 °C),

b_{eff} et h_c : largeur efficace et épaisseur de la dalle béton collaborante,

θ_1 , θ_2 et θ_w : respectivement les températures (à un instant donné) des semelles inférieure, supérieure et de l'âme,

$f_{\text{amax}, \theta_1}$, $f_{\text{amax}, \theta_2}$ et $f_{\text{amax}, \theta_w}$: respectivement les limites d'élasticité (compte tenu de leur température) des semelles inférieure, supérieure et de l'âme,

$\gamma_{M, \text{fi}, a}$ et $\gamma_{M, \text{fi}, c}$: coefficient partiel de sécurité de l'acier (en fait égal à 1) et du béton (égal à 1,2 ou 1,3 en France),

T : effort de traction pouvant être repris par le profilé en acier, compte tenu de sa distribution de température,

F : effort de compression repris par le béton, pour équilibrer l'effort T ,

y_T et y_F : point d'application des forces de traction et de compression,

z : bras de levier entre T et F ($= y_F - y_T$).

Figure 11 – Répartition des températures et des efforts dans une poutre mixte après une certaine durée d'incendie

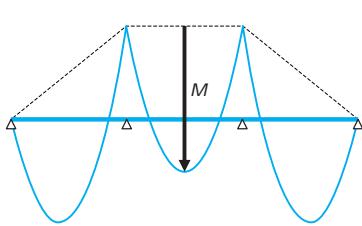


Figure 12 – Exemple de distribution de moment pour une poutre sur 4 appuis

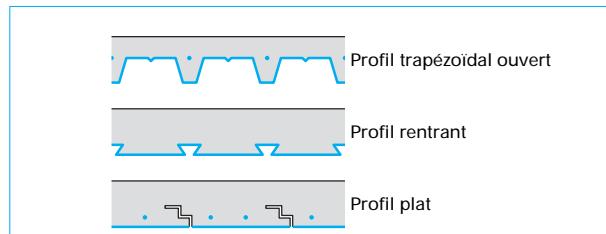


Figure 13 – Exemple de planchers mixtes à bac acier collaborant

2.2.2 Planchers mixtes

Des éléments typiques de planchers sont présentés figure 13.

Le comportement au feu des dalles en béton avec tôle d'acier profilée peut être calculé en utilisant la même théorie que pour les poutres mixtes, en considérant la largeur collaborante de la dalle.

Toutefois, la participation de la tôle d'acier à la résistance mécanique est fortement influencée par l'évolution, en fonction de la température, de son adhérence avec le béton. Cette évolution de l'adhérence est un paramètre encore mal connu, mais comme l'échauffement de la tôle d'acier profilée, lorsqu'elle n'est pas protégée thermiquement en sous-face, est très rapide, la méthodologie de calcul est la suivante :

— jusqu'à une durée d'échauffement de 1/2 h d'incendie normalisé, on estime que la stabilité au feu est assurée pour tous les types de planchers dimensionnés à froid conformément aux méthodes de calcul approuvées (tel que l'Eurocode 4 partie 1.1) ;

— après 1/2 h d'incendie normalisé, la détermination de la résistance mécanique ultime se fait en négligeant la contribution de la tôle d'acier profilée. Dans ce cas, des armatures métalliques doivent être utilisées pour reprendre la force de traction.

En cas de protection thermique de la sous-face de la tôle d'acier profilée par un matériau ayant fait l'objet d'essais de résistance au feu, on admet que la stabilité est assurée tant que la température maximale de la tôle d'acier est inférieure à 350 °C.

2.2.3 Poteaux mixtes

Des exemples typiques de poteaux mixtes sont donnés figure 14.

2.2.3.1 Profilés avec béton entre les semelles

Le degré de résistance au feu des poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton peut être classé en fonction des paramètres suivants :

- niveau de chargement $\eta_{\text{fi}, t}$;
- largeur de la section transversale des poteaux b ;
- hauteur de la section transversale des poteaux h ;
- distance de l'axe des armatures au parement u_s ;
- rapport entre l'épaisseur de l'âme e_w et celle de la semelle e_f .

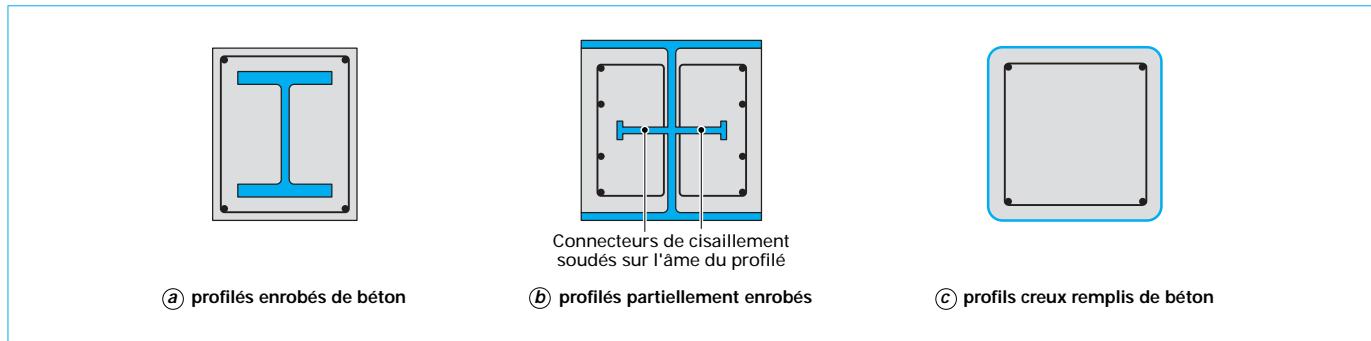


Figure 14 – Exemples de poteaux mixtes

Tableau 9 – Dimensionnement minimal pour des poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton [3]

		Résistance au feu normalisé				
		R30	R60	R90	R120	
1		Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,3$				
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 $\eta_{fi,t} = 0,5$				
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 $\eta_{fi,t} = 0,7$				
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	-	-

Les valeurs forfaitaires de ces paramètres sont données dans le tableau 9.

Les conditions d'application spécifiques relatives au tableau 9 sont les suivantes :

— pour la détermination de R_d , il convient de ne pas prendre en compte dans les calculs les pourcentages d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$ supérieurs à 6 % et de négliger les armatures lorsque le pourcentage d'armature est inférieur à 1 % ;

— lorsque la hauteur du profilé est d'au moins 350 mm et le pourcentage d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$ est d'au moins 3 %, le rapport minimal entre l'épaisseur de l'âme e_w et celle de la semelle e_f peut être ramené de 0,7 à 0,6.

L'Eurocode 4, partie 1.2 [3] [6] donne également une méthode de calcul simplifiée permettant le dimensionnement des poteaux avec béton entre les semelles. Toutefois, en l'absence d'un logiciel adapté, cette méthode est d'une utilisation assez lourde ; il est donc préférable d'utiliser les abaques inclus dans le DTU « feu-poteaux mixtes » [10] qui donnent des résultats identiques.

Exemple : ces abaques, qui sont liés à des conceptions spécifiques en ce qui concerne les armatures à mettre en œuvre dans le béton (figure 14b), s'utilisent comme suit. Soit un poteau devant supporter une charge axiale de 3 000 kN, sa longueur de flambement est de 3 m et il doit présenter une stabilité au feu normalisé de 1 h 1/2.

Il est possible d'utiliser pour satisfaire cette exigence un HEA 550 ayant 8 armatures acier Ø 20 (figure 15).

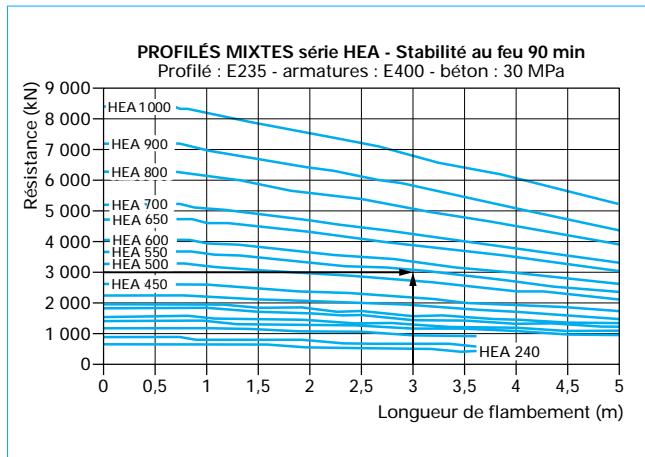


Figure 15 – Exemple d'abaque pour profilés H avec béton entre les semelles [10]

2.2.3.2 Poteaux mixtes avec profilé en acier totalement enrobé de béton

Le degré de résistance au feu des poutres mixtes avec profilé en acier totalement enrobé de béton peut être classé en fonction des paramètres suivants :

- largeur totale de la section transversale b_c ;
- hauteur totale de la section transversale h_c ;
- enrobage du profilé en acier c ;
- distance minimale de l'axe des armatures u_s .

Les valeurs forfaitaires de ces paramètres sont données dans le tableau 10.

Les conditions spécifiques relatives aux poteaux mixtes dimensionnés selon le tableau 10 sont les suivantes :

- il convient d'avoir au minimum 4 barres d'un diamètre de 12 mm ;
- l'aire des armatures longitudinales doit représenter au moins 0,3 % de la section transversale du béton ;
- l'aire des armatures longitudinales ne doit pas dépasser 4 % de la section transversale du béton ;
- le niveau de chargement des poteaux $\eta_{fi} = E_{fi,d}/R_d$ doit être inférieur ou égal à 0,7.

Sauf pour R30, un treillis soudé de maille 250 mm dans les deux sens doit être placé autour de la section et son enrobage doit être au moins 20 mm mais sans dépasser 50 mm.

Comme pour les poutres, l'enrobage de béton peut être utilisé pour des poteaux en acier en négligeant l'apport mécanique dans la résistance aux charges. Cet enrobage n'est alors pris en compte qu'en tant qu'isolation thermique et permet d'obtenir un degré de résistance au feu allant jusqu'à 180 min. Dans ce cas, les valeurs forfaitaires données tableau 11 peuvent s'appliquer.

2.2.3.3 Poteaux creux remplis de béton

Les poteaux mixtes en profils creux remplis de béton peuvent être classés en fonction du niveau de charge $\eta_{fi,t}$ de la dimension transversale b , h ou d , du pourcentage d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$ et de la distance minimale u_s de l'axe des armatures, comme indiqué tableau 12 [3] [6] [63].

Pour la détermination de R_d et $R_{fi,dt} = \eta_{fi,t} R_d$, les règles suivantes s'appliquent :

- quelle que soit la nuance d'acier du profil creux, on prend une limite d'élasticité nominale de 235 N/mm² ;
- l'épaisseur e du profil creux est prise en compte jusqu'à concurrence de 1/25 de b ou de d ;
- les pourcentages d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$ supérieurs à 3 % ne sont pas pris en compte ;
- et la résistance du béton est celle utilisée pour le calcul à température normale.

Tableau 10 – Dimensionnement minimal pour des poteaux mixtes avec profilé en acier totalement enrobé de béton

		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 ou	Distance minimale de l'axe des armatures u_s ..(mm)	(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(mm)	-	(20)	(20)	30	40	-

Tableau 11 – Enrobage minimal de béton pour poteaux en acier, en fonction de la durée de résistance au feu recherchée					
Béton pour isolation	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton c(mm)	0	25	30	40	50

Il y a également, dans l'Eurocode 4 partie 1.2 [3] [6], une méthode de calcul simplifiée qui nécessite de disposer d'un logiciel pour l'utiliser. Il est donc préférable d'utiliser les abaques du DTU « feu- poteaux mixtes » [10] (figure 6).

Exemple : pour l'exemple d'application donné au paragraphe 2.2.3.1 en choisissant un profil tubulaire rempli de béton constitué d'un tube carré de 400 mm avec 10 mm d'épaisseur (figure 16), il faut 4 % d'armature avec un béton de 20 MPa ou 1 % d'armature avec un béton de 40 MPa pour obtenir la même résistance au feu.

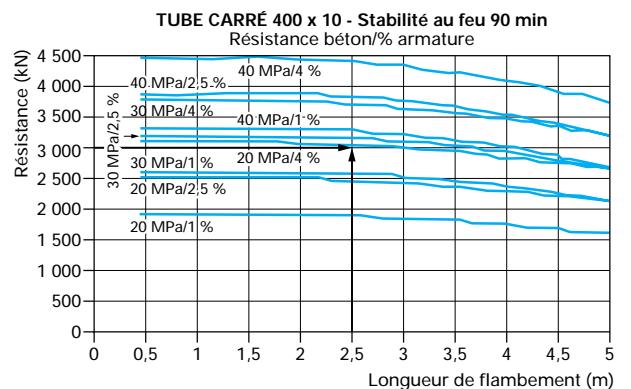


Figure 16 – Exemple d'abaque pour profil creux rempli de béton [10]

2.3 Structures de maintien d'éléments séparatifs

Les profilés en acier, principalement formés à froid, peuvent également être utilisés comme montants ou traverses pour le maintien d'éléments séparatifs (cloisons, plafonds) devant présenter un degré pare-flamme ou coupe-feu. Dans ce cas, l'ossature

Tableau 12 – Dimensionnement minimal pour des poteaux mixtes en profils creux remplis de béton						
Résistance au feu normalisé						
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,3$					
1.1	Dimensions minimales h et b ou diamètre d minimal(mm)	160	200	220	260	400
1.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$(%)	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s(mm)	-	30	40	50	60
2	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,5$					
2.1	Dimensions minimales h et b ou diamètre d minimal(mm)	260	260	400	450	500
2.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$(%)	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s(mm)	-	30	40	50	60
3	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,7$					
3.1	Dimensions minimales h et b ou diamètre d minimal(mm)	260	450	550	-	-
3.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s/(A_c + A_s)$(%)	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s(mm)	(25)	30	40	-	-

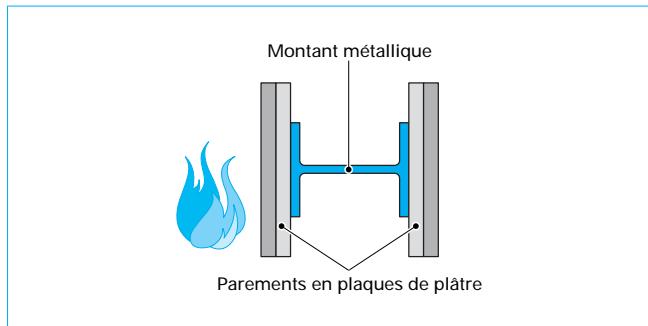


Figure 17 – Vue en coupe de la cloison

métallique sert de support à des parements tels que plaques de plâtre, plaques silicocalcaires, ou à des vitrages résistant au feu. Pour ce type d'utilisation, la structure métallique ne doit plus être uniquement évaluée en fonction de sa capacité portante mais surtout vis-à-vis de sa déformation par comparaison à celle des parements supportés [44].

Exemple : prenons une cloison de grande hauteur avec ossature à montants accolés (deux montants simples collés dos à dos) et parements en deux plaques de plâtre standard BA 13 (figure 17). La distance entre parement est de 140 mm et la hauteur de la cloison de 4,90 m.

Lors de l'essai de résistance au feu, le parement exposé au feu a été détruit après 43 min ; toutefois la contribution du second parement a conduit à ce que les critères relatifs au classement coupe-feu n'aient été atteints qu'après 1 h 13 min d'incendie conventionnel.

Si l'on observe le comportement de ce type de cloisons pendant les essais de résistance au feu, on constate que, sous l'effet du gradient thermique, la cloison se déforme en se courbant vers l'incendie et, à un instant donné, les plaques de plâtre, côté feu, commencent à chuter. Il peut donc être établi un lien de causalité entre la déformation des montants et la chute des plaques.

Par la suite, afin d'apprécier le comportement de plaques de plâtre dans le cas d'une cloison de constitution identique à celle de l'essai, mais avec une hauteur différente, il y a lieu de modéliser le comportement thermomécanique de l'ossature métallique de la cloison avec un logiciel thermo-élastoplastique aux éléments finis 3D [45] [46]. Il est possible d'estimer, pour cette nouvelle hauteur, à quel instant les sollicitations mécaniques sur les plaques de plâtre seront supérieures aux valeurs critiques conduisant à la chute des plaques et ainsi déterminer le degré de résistance au feu.

Cette démarche s'applique à tous les éléments séparatifs constitués avec des parements sensibles à la déformation de l'ossature support comme les produits verriers et les plaques de plâtre.

3. Comportement global des ouvrages

3.1 Modèle de calcul avancé

Il est possible de recourir à des modèles de simulation du comportement global des structures faisant intervenir aussi bien la notion d'incendie naturel que l'analyse thermomécanique de la déformation des structures en ayant recours à des modèles dits de calculs avancés. De telles analyses permettent de prendre en compte les reports d'effort des éléments échauffés vers des éléments périphériques plus froids ainsi que les autres natures d'interactions dues principalement aux dilatations.

L'application des modèles de calcul avancés, dans le cadre de l'utilisation des Eurocodes, est toutefois subordonnée à un accord du ministère de l'Intérieur (direction de la Défense et de la Sécurité civiles).

Les méthodes de calcul avancées peuvent comporter des modèles de calcul séparés :

- modèle de réponse thermique pour déterminer la distribution de la température dans les éléments de structure ;
- modèle mécanique pour étudier le comportement mécanique de la structure ou d'une quelconque de ses parties.

Ces modèles sont basés sur des calculs numériques par éléments ou différences finies.

Exemple : afin d'illustrer l'intérêt de telles simulations numériques, le portique de la figure 18 montre l'interaction des éléments entre eux. En effet, pour ce portique, l'application stricte du DTU Feu-Acier [9] conduit à des températures critiques pouvant atteindre 330 °C en raison de l'empêchement de dilatation partielle de certains poteaux et poutres. Comparativement aux températures critiques usuelles (500 à 600 °C), de telles valeurs sont très contraignantes puisqu'elles conduisent à augmenter considérablement la protection incendie et peuvent éliminer les solutions par peinture intumesciente.

Sachant que l'approche simplifiée du DTU est très défavorable dans ce contexte, une analyse du comportement de la structure complète a été effectuée avec un logiciel aux éléments finis. Différents scénarios d'incendie ont été pris en compte et il a ainsi été possible de démontrer que l'affondrement de la structure n'est envisageable que pour des températures supérieures à 500 °C dans le cas d'un échauffement uniforme des éléments de structure et encore plus élevées dans le cas d'incendies ne touchant que quelques éléments.

Deux exemples de mécanismes de ruine obtenus sont illustrés figure 19.

L'évolution des moments fléchissants et des efforts axiaux est donnée figure 20.

On constate qu'il existe un accroissement d'effort interne dans les éléments échauffés en raison d'une dilatation partiellement empêchée mais, dans le cas de la poutre (figures 19a et 20a), il reste très inférieur aux capacités de l'élément métallique et, dans celui du poteau (figures 19b et 20b), l'augmentation n'est que de 24 %. Seule cette approche globale permet d'apprécier les efforts réels pouvant être développés dans une structure complexe en cas d'incendie et d'estimer les redistributions entre les éléments.

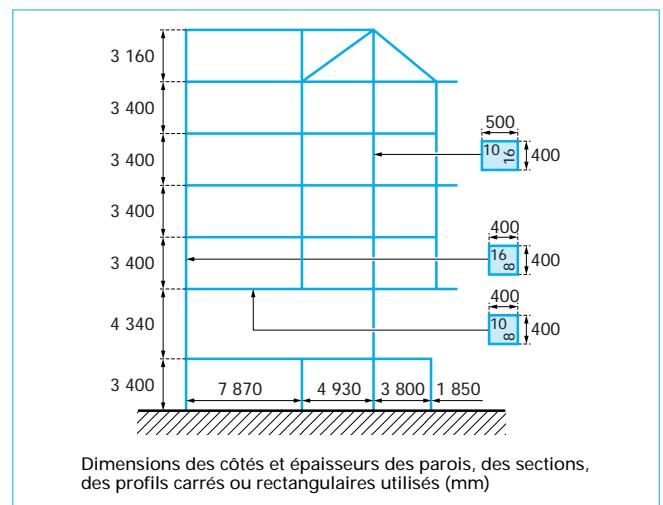


Figure 18 – Portique métallique d'un bâtiment à 7 niveaux

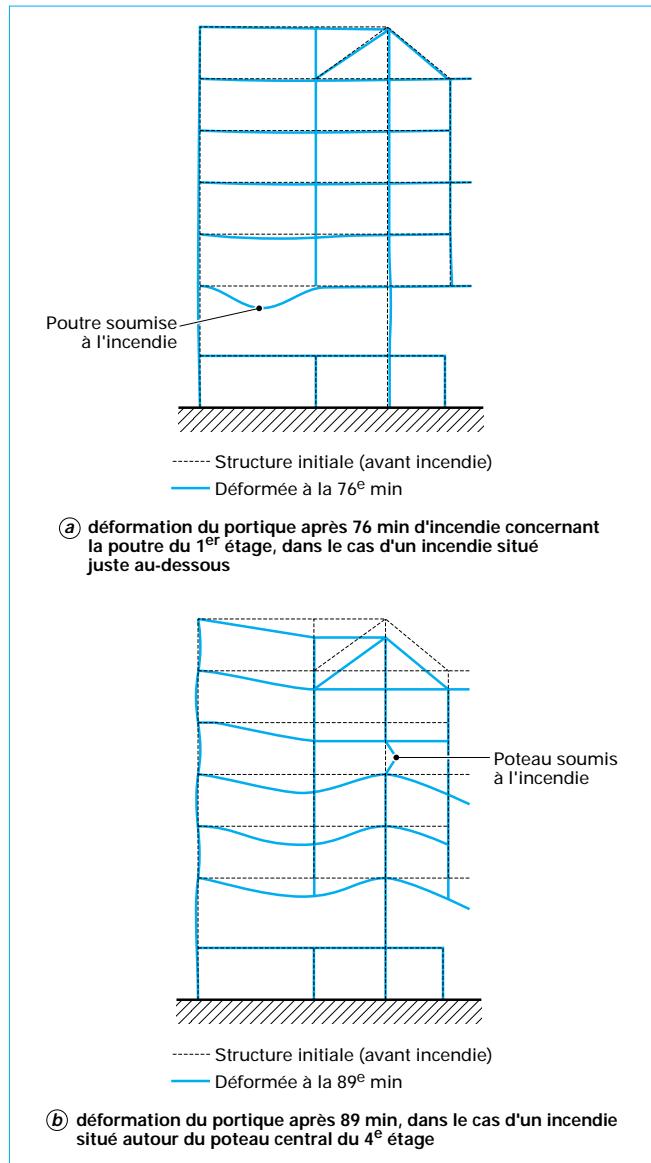


Figure 19 – Exemples de mécanismes de ruine obtenus pour le portique de la figure 18

3.2 Exemple d'évaluation globale

Dans l'exemple suivant, le portique mixte considéré est non contreventé [49] (voir également d'autres exemples dans les références [54] [55] [56] [60] [61]). Les dimensions du portique ainsi que la nature et la valeur du chargement en situation d'incendie sont indiquées figure 21.

Le portique comporte des poutres à talon et des poteaux en profil creux remplis de béton.

Le scénario d'incendie correspond à un incendie limité prenant naissance au rez-de-chaussée sans propagation du feu (figure 21).

Avec un tel portique, une vérification à l'aide des méthodes de calcul simplifiées de l'Eurocode 4 partie 1.2 [3] est exclue d'emblée à cause de leur domaine d'application trop restreint.

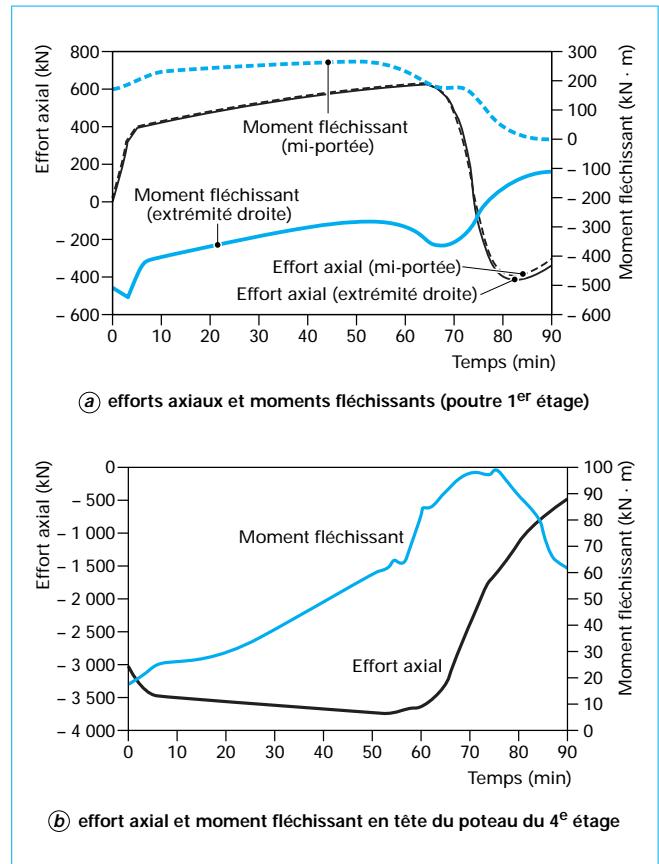


Figure 20 – Évolution des moments fléchissants et des efforts axiaux pour le portique de la figure 18

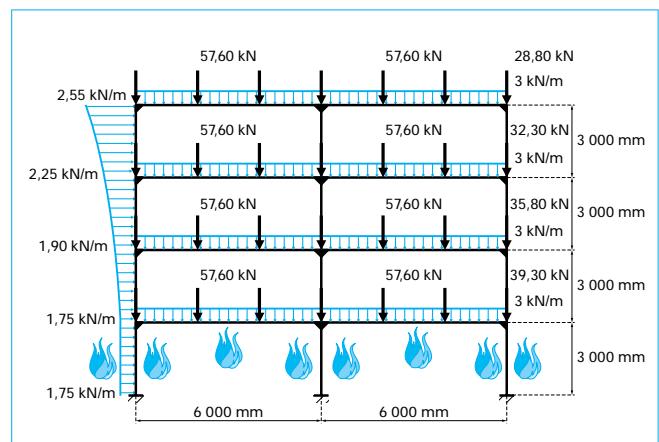


Figure 21 – Dimensions, conditions aux limites et conditions de chargement du portique

Les modèles de calcul avancés utilisés pour traiter cet exemple sont ceux relevant des codes de :

- transfert thermique : TASEF [47] ;
- comportement mécanique : SISMEF [48] [49].

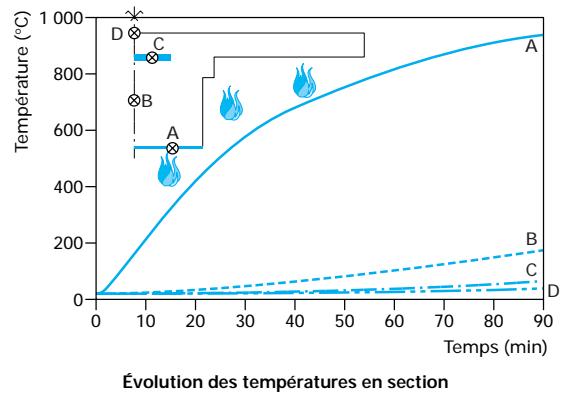
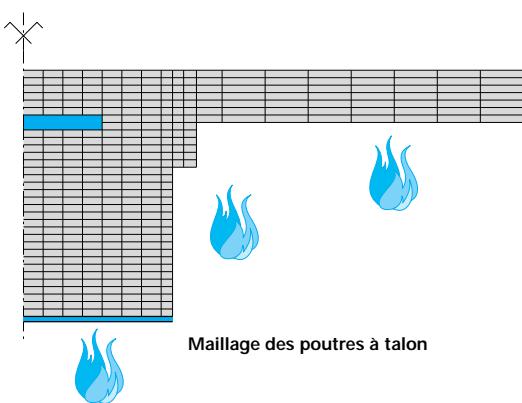
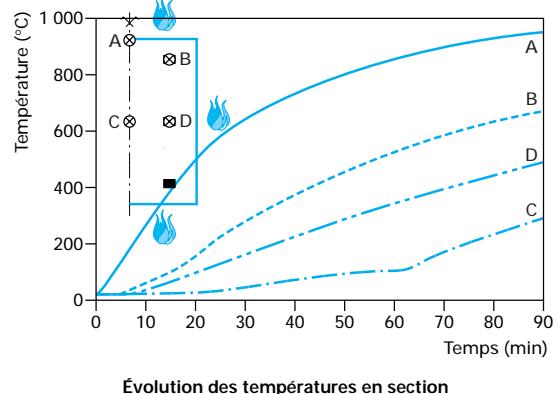
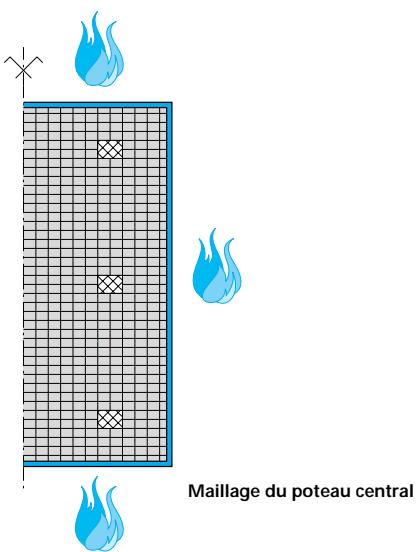
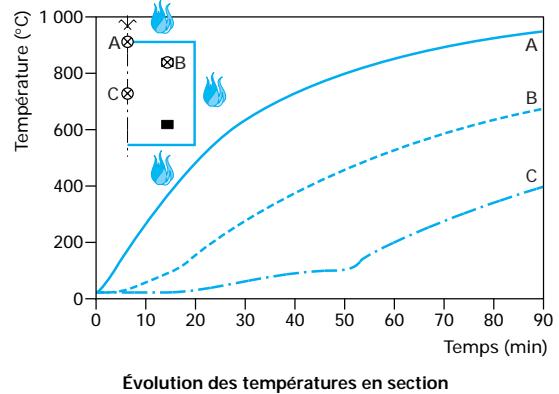
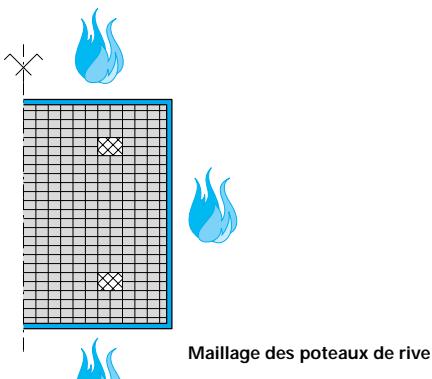


Figure 22 – Maillage de la section des différents éléments du portique et évolution des températures en certains points

25	25	26	29	34	44	57	74	90	101	117	152	193	215	221	222	222	222
26	26	27	30	36	47	62	81	99	116	141	180	225	251	257	259	259	259
27	27	28	32	38	50	68	91	114	141	174	221	274	303	309	311	311	311
28	29	30	33	41	54	75	105	138	174	218	278	342	373	379	380	381	381
31	31	32	35	43	58	82	122	167	215	274	357	435	467	472	473	473	473
35	35	35	37	45	63	89	140	199	263	349	467	564	591	595	596	596	596
37	37	37	38	47	69	99	160	234	315	456	645	753	765	768	768	768	768
37	37	38	38	50	76	112	182	266	361	524							
39	38	38	41	55	82	126	205	294	398	556							
41	40	40	46	61	88	139	229	322	428	599							
44	43	43	51	68	95	154	253	350	456	624							
47	46	46	55	74	107	174	281	380	481	641							
50	49	50	59	81	121	198	318	418	502	650							
55	53	54	64	86	133	221	366	511									
60	58	58	68	90	143	244	418	640									
65	63	63	72	95	152	264	463	715									
72	69	68	77	99	161	282	492	739									
79	76	73	82	105	169	297	511	752									
88	83	79	87	112	179	308	523	760									
98	92	86	92	120	189	317	531	765									
111	103	93	97	126	198	326	538	768									
127	114	99	101	132	207	334	544	772									
147	129	106	140	218	342	550	775										
171	151	121	118	155	231	353	557	778									
199	179	146	141	176	247	367	566	782									
232	211	179	173	202	269	383	577	787									
270	248	215	209	234	296	405	591	794									
315	292	259	251	274	331	434	610	802									
367	344	310	303	324	376	470	634	813									
426	404	373	368	387	434	518	666	827									
494	476	452	451	469	509	582	707	844									
571	562	552	558	577	611	666	759	865									
660	669	686	702	722	747	781	829	881									
720	737	766	789	809	830	851	872	885									

Figure 23 – Distribution des températures dans la section du plancher (poutre + dalle) après 60 min d'exposition au feu

Le code de calcul TASEF permet d'obtenir les champs de températures au sein des différents éléments du portique. La figure 22 (page 15) montre un maillage de la section des poteaux et des poutres ainsi que l'évolution des températures en différents points des sections transversales de ces éléments ; la figure 23 donne le détail chiffré du champ de température dans la section transversale du plancher après 60 min d'exposition au feu normalisé.

Afin de savoir comment est modifiée la résistance à l'incendie du portique, quatre cas relatifs à la section des poteaux et poutres ont été simulés (tableau 13). Les simulations avec SISMEOF montrent que la résistance au feu du portique dépend principalement du dimensionnement des poteaux : en effet, la durée de résistance au feu passe de 37,5 min à 60,5 min, si l'on compare les cas 1 et 3, alors que l'effet mixte de la poutre n'apporte pas une contribution significative sur la durée de résistance au feu du portique (passage de 60,5 min à 64 min en comparant les cas 3 et 4).

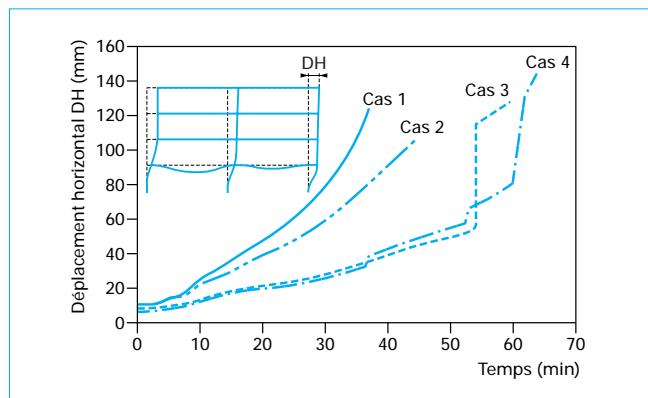


Figure 24 – Évolution du déplacement horizontal en tête du portique (pour les cas 1 à 4)

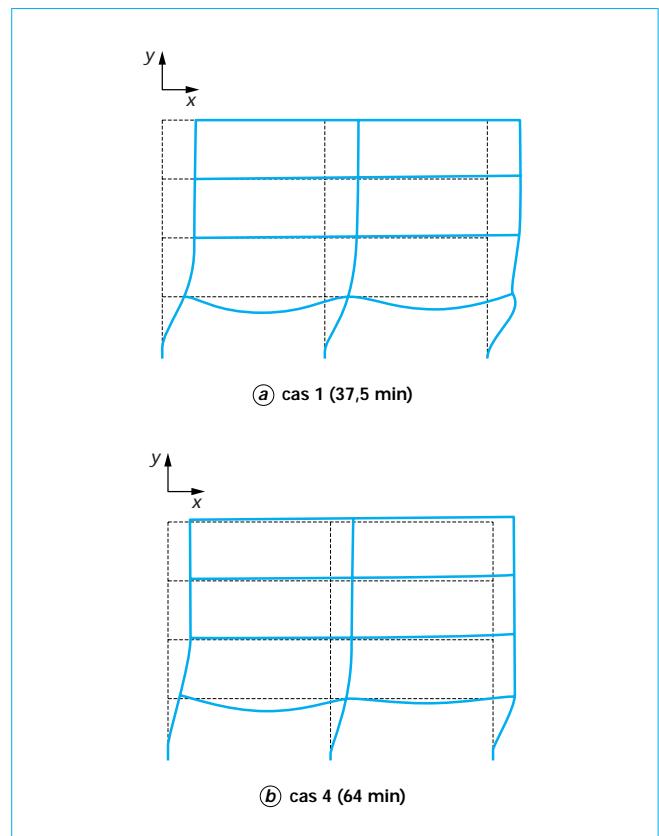
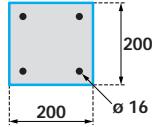
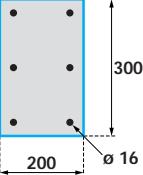
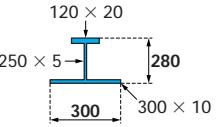
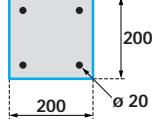
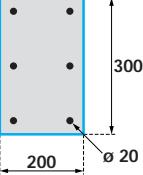
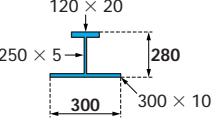
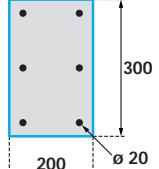
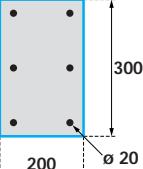
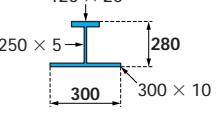
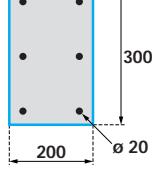
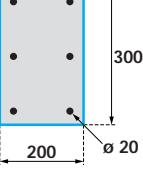
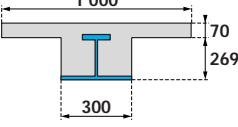


Figure 25 – Déformée du portique avant la ruine

Une idée plus précise du comportement du portique, pour les quatre cas de poteaux et poutres, est donnée figure 24 en considérant l'évolution du déplacement horizontal en tête du portique. Les courbes relatives aux cas 3 et 4 font apparaître clairement le

renforcement apporté par les poteaux de rive et les poutres mixtes. La déformée de l'ensemble du portique juste avant la ruine, pour les deux cas extrêmes 1 et 4, est également reportée figure 25 (insuffisance des poteaux de rive du cas 1 y est très explicite).

Tableau 13 – Cas avec différentes dimensions des éléments et durées de stabilité au feu correspondantes

N° du cas	Dimension des poteaux de rive (mm)	Dimension du poteau central (mm)	Dimension des poutres à talon (mm)	Durée de résistance au feu du portique (min)
Cas 1				37,5
Cas 2				44,5
Cas 3				60,5
Cas 4				64,0

Notations et symboles (1)		
Symbole	Unité	Désignation
A_c	m^2	section de béton
A_i	m^2	surface élémentaire i , d'une section d'acier
A_s	m^2	section d'armatures
b ou b_c	m	largeur de la section transversale d'un poteau mixte
b_1	m	largeur de la semelle inférieure d'une poutre mixte
b_2	m	largeur de la semelle supérieure d'une poutre mixte
b_{eff}	m	largeur efficace d'une dalle de béton connectée à un profilé en acier
c	mm	enrobage de béton
e_1	m	épaisseur de la semelle supérieure d'une poutre mixte
e_2	m	épaisseur de la semelle inférieure d'une poutre mixte
E_a	MPa	pente du domaine linéaire élastique de l'acier à 20 °C
$E_{a,\theta}$	MPa	pente du domaine linéaire élastique de l'acier à la température θ_a
E_d		valeur de calcul des effets des actions à partir de la combinaison fondamentale selon l'Eurocode 1 partie 1 (y compris les coefficients partiels de sécurité)
e_f	m	épaisseur de la semelle d'une poutre mixte
$E_{fi,d,t}$		valeur de calcul des effets des actions correspondant à la situation d'incendie
$E_{s,\theta}$	MPa	pente du domaine élastique linéaire d'acier d'armature formé à froid à la température θ_s
e_w	m	épaisseur de l'âme d'une poutre mixte
F	N	force de traction
$f_{p0,2,\theta}$	MPa	résistance d'épreuve (ultime) d'acier inoxydable à la température θ_a
$f_{ama,\theta}$	MPa	limite d'élasticité à la température θ
$f_{c,20^\circ\text{C}}$	MPa	résistance à la compression du béton à 20 °C
$f_{c,\theta}$	MPa	résistance à la compression du béton à la température θ_c

(1) Les autres symboles utilisés dans cet article ont été définis dans l'article [C2506].

Notations et symboles (1)		
Symbole	Unité	Désignation
$f_{p,\theta}$	MPa	limite de proportionnalité de l'acier à la température θ_a
$f_{smax,\theta}$		paramètre des relations contrainte-déformation pour aciers d'armature formés à froid, température de l'acier θ_s
$f_{sp,\theta}$		paramètre des relations contrainte-déformation pour aciers d'armature formés à froid, température de l'acier θ_s
f_u	MPa	résistance à la traction à 20 °C
$f_{u,\theta}$	MPa	résistance à la traction à la température θ_a
f_y	MPa	limite d'élasticité de l'acier à 20 °C
$f_{y,\theta}$	MPa	limite d'élasticité efficace de l'acier à la température θ_a
h	m	hauteur d'un profilé en acier
h ou h_c	m	hauteur de la section transversale d'un poteau mixte
h_c	m	épaisseur d'une dalle de béton
h_u	m	épaisseur de la zone de béton comprimé d'une dalle connectée à un profilé en acier
h_w	m	hauteur de l'âme d'un profilé en acier
$k_{p0,2,\theta}$		facteur de réduction - rapport de la résistance d'épreuve (à la température θ_a), $f_{p0,2,\theta}$, à la limite d'élasticité f_y
$k_{2\%,\theta}$		facteur de correction pour la détermination de la limite élastique à la température θ_a d'un acier inoxydable
$k_{b,\theta}$		coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement et en tension de boulons
$k_{E,\theta}$		rapport de la pente du domaine linéaire élastique (à la température θ_a), $E_{a,\theta}$, à la pente du domaine linéaire élastique à 20 °C, E_a
$k_{p,\theta}$		rapport de limite de proportionnalité (à la température θ_a), $f_{p,\theta}$, à la limite d'élasticité à 20 °C f_y
$k_{p0,2,\theta}$		rapport (facteur de réduction) de (élément formé à froid) $f_{p0,2,\theta}/f_{y,b}$
$k_{u,\theta}$		facteur de réduction - rapport de la résistance à la traction (à la température θ_a) $f_{u,\theta}$, à résistance à la traction à 20 °C, f_u
$k_{w,\theta}$		coefficient de réduction de la résistance au cisaillement de cordon de soudures

(1) Les autres symboles utilisés dans cet article ont été définis dans l'article [C2506].

Notations et symboles (1)		
Symbol	Unité	Désignation
$k_{y,\theta}$		rapport de limite d'élasticité efficace à la température θ_a , $f_{y,\theta}$ à la limite d'élasticité à 20 °C, f_y
ℓ	m	longueur d'un élément à 20 °C
L	m	longueur d'épure de l'étage
ℓ_{fi}	m	longueur de flambement d'un poteau
M	kN	moment fléchissant isostatique
$M_{fi,t,Rd}$	kN.m	moment résistant de calcul d'un élément en acier fléchi, au temps t
$M_{fi,\theta,Rd}$	kN.m	moment résistant de calcul pour une température uniforme θ_a égale à la température maximale $\theta_{a,max}$ d'un élément fléchi
$M_u^-(\theta)$	kN	moment plastique négatif
$M_u^+(\theta)$	kN	moment plastique positif
$N_{fi,t,Rd}$	kN.m	résistance de calcul au temps t d'un élément d'action en traction
R_c	MPa	résistance ultime en compression du béton
R_d		résistance de calcul à température normale (20 °C)
$R_{fi,d,0}$		valeur de $R_{fi,d,t}$ au temps $t = 0$
$R_{fi,d,t}$		résistance de calcul correspondante de l'élément en acier ou mixte, pour la situation d'incendie de calcul, au temps t
T	N	force de compression
u_s	m	distance de l'axe des armatures au parement
y_F	m	ordonnée du point d'application de la force de compression
y_T	m	ordonnée du point d'application de la force de traction
z	m	distance entre les points d'application des forces de traction et de compression d'une poutre mixte

(1) Les autres symboles utilisés dans cet article ont été définis dans l'article [C2506].

Notations et symboles (1)		
Symbol	Unité	Désignation
z_i	m	distance de l'axe neutre au centre de gravité de la surface élémentaire A_i
$\Delta\ell$	m	dilatation d'un élément due à la température
$\Delta\ell/\ell$		dilatation thermique relative de l'acier
$\varepsilon_{cu,\theta}$		déformation du béton à la température θ_c correspondant à $f_{c,\theta}$
μ_0		taux d'utilisation d'un élément structural
θ_1	°C	température (à un instant donné) de la semelle supérieure d'une poutre mixte
θ_2	°C	température (à un instant donné) de la semelle inférieure d'une poutre mixte
$\theta_{a,cr}$	°C	température critique d'un élément de structure
μ_{elu}		niveau de chargement, en conditions normales d'utilisation maximal, pouvant être appliqué sur un élément
θ_f	°C	température d'une section d'acier élémentaire
θ_w	°C	température (à un instant donné) de l'âme d'une poutre mixte
κ_1		facteur d'adaptation relatif au gradient de température en section
κ_2		facteur d'adaptation relatif au gradient de température de la longueur d'une poutre
$\gamma_{M,fi,a}$		coefficient partiel de sécurité (égal à 1,0) pour l'acier, en situation d'incendie
$\gamma_{M,fi,c}$		coefficient partiel de sécurité (égal à 1,3) pour le béton, en situation d'incendie
η_{fi}		facteur de réduction du niveau de chargement en situation d'incendie
$\eta_{fi,t}$		niveau de chargement

(1) Les autres symboles utilisés dans cet article ont été définis dans l'article [C2506].