

**Analyse de la résistance
au feu :**

**Les bases théoriques et
technologiques
principales**

Copyright © BuildSoft S.A. 2007

Tous droits réservés. Toute représentation ou reproduction, intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit (impression, photocopie, microfilm, support magnétique, xérogaphie ou autre), est strictement interdite sans autorisation préalable écrite de BuildSoft s.a.

A l'achat du logiciel PowerFrame, l'utilisateur acquiert une licence d'exploitation. Lors de la location du même logiciel, l'utilisateur dispose d'un droit de licence temporaire fonction de la durée de la location. Toute transmission, intégrale ou partielle, de ladite licence à des tiers est strictement interdite sans l'accord préalable écrit de la part de BuildSoft s.a.

1 Table des matières

1	TABLE DES MATIERES	4
2	ANALYSE DE LA RESISTANCE AU FEU.....	5
2.1	INTRODUCTION.....	5
2.2	LES SOLLICITATIONS THERMIQUES.....	5
2.2.1	<i>Les courbes de feu nominal.....</i>	<i>6</i>
2.2.2	<i>Les courbes de feu paramétré.....</i>	<i>8</i>
2.3	DETERMINATION DES EFFORTS.....	8
2.4	LA REPONSE THERMIQUE.....	9
2.4.1	<i>Diffusion de chaleur dans le béton.....</i>	<i>10</i>
2.4.2	<i>Diffusion de chaleur dans l'acier.....</i>	<i>11</i>
2.4.2.1	Le flux net de chaleur h_{net}	12
2.4.2.2	Facteur de massivité A_m/V	14
2.4.2.3	La chaleur spécifique c_a de l'acier.....	14
2.4.2.4	Le coefficient d'ombre k_{sh}	15
2.5	LE COMPORTEMENT MECANIQUE.....	16
2.5.1	<i>Réduction de la contrainte élastique maximale et du module d'élasticité des éléments en acier.....</i>	<i>17</i>
2.5.2	<i>Réduction de la contrainte de compression des éléments en béton.....</i>	<i>18</i>
2.5.3	<i>La dilatation thermique de l'acier et du béton.....</i>	<i>18</i>
2.6	METHODE DE CALCUL DE LA RESISTANCE AU FEU.....	19

2 Analyse de la résistance au feu

2.1 Introduction

L'évaluation de la résistance au feu d'une structure n'est nullement une tâche facile et apporte généralement un stress complémentaire aux ingénieurs compétents et expérimentés. Alors qu'on était autrefois limité par l'emploi de règles simplifiées de dimensionnement, PowerFrame permet aujourd'hui à l'ingénieur d'opter pour une analyse technique plus poussée et évaluer ainsi les efforts globaux à prendre en considération sous l'effet désastreux d'un incendie.

Durant les dernières décennies, des recherches étendues ont été entreprises pour investiguer sur les conséquences d'un incendie sur une structure. Ces activités de recherche ont permise de développer des techniques plus avancées pour l'analyse structurelle ; techniques que l'on retrouve expliquées dans de très nombreux rapports de recherche et qui ont abouti, en bout de course, dans les textes de normes. Entre-temps, ces techniques avancées ont été éprouvées pour devenir aujourd'hui indispensables pour s'assurer avec beaucoup de fiabilité du niveau de sécurité d'une structure et des différents composants du bâtiment qui seraient soumis au feu.

La résistance au feu d'un bâtiment peut s'obtenir soit expérimentalement, soit numériquement. L'approche numérique de ce problème est développée dans **les parties 1-2 « Analyse des bâtiments soumises au feu »** dans plusieurs Eurocodes.

Alors que la norme EN 1991-1-2 présente les charges liées au feu et les combinaisons de charges accidentelles s'y rapportant, les autres parties sont plus orientées vers les règles spécifiques d'analyse relatives aux matériaux de construction spécifiques.

2.2 Les sollicitations thermiques

Afin de calculer la réponse thermique due à un incendie, les efforts liés au feu doivent être connus. Pour décrire de pareilles charges, une série de modèles de feu est proposée dans l'EN 1991-1-2. L'élaboration de tels modèles est une tâche fastidieuse et dépend d'un grand nombre de paramètres à prendre en compte. Plus le modèle est complexe, plus il faudra d'efforts, mais plus il se rapprochera d'un feu naturel. Le tableau ci-dessous vous donne un aperçu des différents modèles de feu possibles :

Modèles de feu nominal	Feu standard *
	Feu externe *
	Feu d'hydrocarbure *
Modèles de feu basique	Feu local
	Feu paramétré *
Modèles de feu avancés	Modèle pour zone 1
	Modèle pour zone 2
	Modèle pour zone 1 et 2
	Modèle de simulation réelle

* modèle de feu supporté par le logiciel de BuildSoft

Les modèles de feu nominal et les modèles de feu paramétré sont décrit par une courbe de température/temps qui illustre l'évolution de la température ambiante en fonction du temps. Ces modèles de feu décrivent complètement l'évolution d'un incendie et supposent une température identique à tout moment donné en tout point d'un espace défini.

Alors que l'application d'une courbe de feu nominal ne demande qu'un nombre limité de connaissances relatives au comportement du feu dans un espace défini, le calcul des températures des modèles de feu basique ou avancé dépendra aussi :

- des éléments combustibles & des coefficients de transfert de chaleur de tous les matériaux non combustibles, exprimé en MJ/m² de surface de plancher ;
- des conditions de ventilation ;
- des dimensions et de la composition de murs (incluant les ouvertures possibles) de l'espace considéré.

Ces modèles de feu considère l'ensemble du "cycle de vie" de l'incendie, incluant également la phase de déclin.

2.2.1 Les courbes de feu nominal

Grâce à des hypothèses simplificatrices, toute méthode basée sur l'utilisation de courbes de feu nominal ne demande qu'un nombre limité de connaissances sur le comportement de l'incendie dans un espace défini. Il faudra toutefois reconnaître que l'utilisation de telles méthodes engendrera un dimensionnement trop sécuritaire dans les cas de contraintes plus sévères (par exemple, dans le cas d'une résistance au feu imposée pour 60 ou 120 minutes).

Les Eurocodes distinguent 3 courbes de feu nominal :

1) la courbe standard (ou courbe ISO 834)

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$$

Ce modèle doit être utilisé lorsque aucune information complémentaire sur l'incendie n'est disponible. Le feu standard a les caractéristiques suivantes :

- le feu est présent dans tout l'espace défini, indépendamment de sa taille;
- le feu n'a pas de déclin tant qu'il reste des matériaux combustibles ;
- le feu ne dépend ni des efforts provoqués par le feu, ni des conditions de la ventilation.

Malgré cette approche conservatrice, ce modèle est fréquemment utilisé en raison de sa facilité d'utilisation.

2) le feu externe

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0.686e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t})$$

Ce modèle s'applique à la façade externe ou aux murs de séparation qui sont exposés à la fumée d'un feu se développant dans un compartiment extérieur à l'espace considéré. Un tel feu se caractérise par une montée en température moins importante. C'est pourquoi il ne pourra pas être utilisé pour des éléments structurels qui sont à l'extérieur de l'espace défini mais qui seraient malgré tout être exposés à des hautes températures (par exemple via les ouvertures). Dans ce cas, un autre modèle devra être utilisé.

3) un feu d'hydrocarbure

$$\theta_g = 20 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t})$$

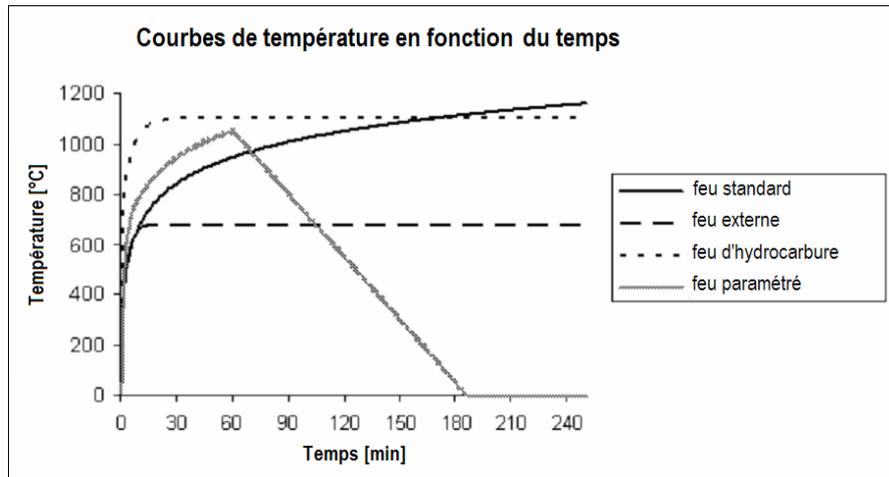
Ce modèle ne s'applique qu'à un incendie provoqué par la combustion d'un hydrocarbure (mazout, diesel, essence, ...) et se caractérise par une montée en température très élevée.

Dans les équations ci-dessus, plusieurs paramètres sont utilisés :

θ_g : température ambiante (du gaz) présente dans l'espace défini ou près d'une paroi de séparation, en °C ;

t : temps, en minutes.

Les courbes nominales température/temps sont représentées graphiquement ci-dessous :



On remarque qu'aussi bien la courbe de feu externe que la courbe de feu d'hydrocarbure évoluent très rapidement vers leur température maximale à savoir respectivement 680°C et 1100°C. La courbe de feu standard continue à augmenter pour dépasser même la température de la courbe de feu d'hydrocarbure un peu avant 180 minutes.

2.2.2 Les courbes de feu paramétré

Les feux paramétrés sont aussi décrits par une courbe de température fonction du temps qui dépend cependant d'un nombre considérable de paramètres environnementaux et de ce fait fournit donc une approche plus réaliste du développement et de l'évolution d'un incendie. Une courbe d'un feu paramétré prend en compte les conditions de ventilation de l'espace considéré et des propriétés thermiques de tous les murs de contour. En outre, la courbe de feu paramétré prend en compte la phase de déclin du feu permettant ainsi à la température de diminuer une fois le combustible épuisé. Etant donné que les températures sont supposées uniformes dans un espace défini, ces modèles de feu devront en principe s'appliquer qu'à des espaces définis de dimensions limitées.

Pour plus d'informations sur la détermination des courbes de feu paramétré, référez vous à l'annexe A (informatif) de l'EN 1991-1-2.

2.3 Détermination des efforts

Les efforts qui devront être appliqués au bâtiment pour tenir compte d'un incendie sont déterminés en combinant les différentes actions mécaniques et les actions thermiques (incluant les efforts engendrés par le feu si pris en compte), en utilisant les coefficients combinatoires et les coefficients de sécurité appropriés.

Sur base de l'Eurocode 0, un incendie doit être considéré comme une action accidentelle impliquant que seuls les états limites ultimes doivent être pris en compte.

Les combinaisons accidentelles peuvent s'écrire comme suit :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

avec

- ...k: valeurs caractéristiques
- G: charges permanentes
- Q₁: surcharges variables principales
- Q_i: les autres surcharges variables
- ψ₁: le coefficient combinatoire pour la partie fréquente des surcharges variables
- ψ₂: le coefficient combinatoire pour la partie quasi-permanente des surcharges variables

Tous les coefficients de sécurité sont pris égal à un. Le choix entre ψ_{1,1}Q_{k,1} et ψ_{2,1}Q_{k,1} peut différer d'un pays à l'autre et doit être fait de la même façon que les autres combinaisons accidentelles. Les Eurocodes préconisent plutôt l'utilisation du coefficient combinatoire avec la partie quasi –permanente des surcharges variables. Dans certains pays (comme la Belgique ou la France), on opte plutôt pour le coefficient combinatoire avec la partie fréquente des surcharges variables.

2.4 La réponse thermique

Avec l'accroissement de température θ_g des gaz, la température de la structure augmente aussi. On observe bien sûr un délai entre la variation de température des gaz et celle de la structure. Etant donné que les sections en acier sont caractérisées par une grande conductivité thermique et qu'elles possèdent des parois relativement minces, ce type de section se réchauffe de façon assez uniforme. Au contraire, les sections en bétons sont massives et on constate une variation non uniforme de la température.

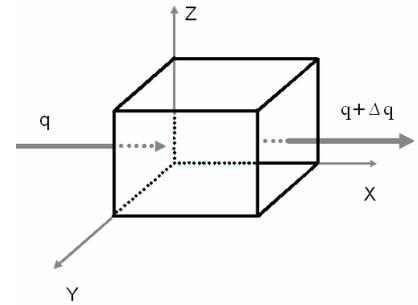
Pour décrire la transmission de chaleur au travers des matériaux de construction, on peut utiliser les lois de thermodynamique. En fonction du matériau, on peut utiliser plusieurs simplifications ou hypothèses.

En général, la transmission de chaleur dans un matériau de construction est décrite par l'équation différentielle de Fourier suivante :

$$\frac{\partial(\rho c \theta)}{\partial t} + \frac{\partial\left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x}\right)}{\partial x} = 0 \quad (\text{dans la direction X})$$

avec

- θ température au point x [°C]
- ρ densité [kg/m³]
- c chaleur spécifique [J/kgK]
- λ coefficient de conductivité thermique [W/mK]



Au regard de l'équation ci-dessus, il est assez facile de comprendre que la variation de température dans un élément structural soumis à un incendie est principalement influencé par les propriétés suivantes :

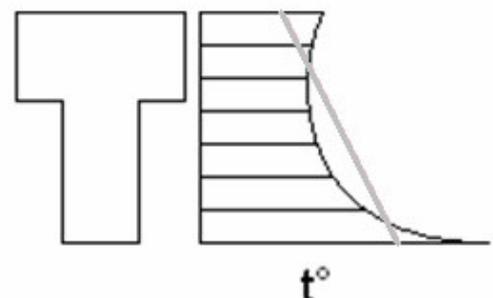
- la conductivité thermique λ
- la chaleur spécifique c

La chaleur spécifique c est généralement combinée avec la densité ρ , on parle alors de capacité thermique $\rho.c$. Pour la majorité des matériaux de construction, aussi bien la capacité thermique que la conductivité thermique sont fortement dépendantes de la température.

2.4.1 Diffusion de chaleur dans le béton

Vu que les sections en béton sont généralement assez massives et que le matériau « béton » a une conductivité thermique assez basse, la variation de température au travers de la section même n'est pas uniforme. C'est pourquoi, il devient important d'avoir un programme puissant de calcul dans lequel est implémenté l'équation générale de Fourier pour calculer la variation de température en tout point de la section. Des connaissances sérieuses et une expérience valable en thermodynamique sont nécessaires. BuildSoft a créé un partenariat avec Physibel, spécialisée en thermodynamique, pour développer ensemble un logiciel d'analyse de résistance au feu pour les structures.

Une fois la distribution de température connue, un accroissement uniforme de température et un gradient (linéaire) de température sont calculés le long des deux axes principaux. Un accroissement constant de la température et des gradients de température causeront une déformation

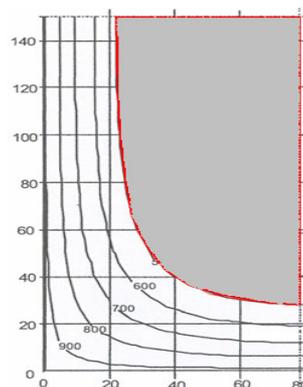


complémentaire dans le cas où les déformations ne sont pas restreintes aux extrémités, ou causeront des efforts internes et des contraintes dans le cas contraire. Les gradients de température peuvent en particulier donner des efforts de flexion non négligeables.

Les propriétés thermiques des matériaux en béton sur base d'un accroissement moyen de température :

- La chaleur spécifique c_c augmente seulement modérément avec l'accroissement de température, mais on peut admettre une valeur plus ou moins constante de 1000 J/kgK.
- La conductivité thermique λ_c diminue avec l'augmentation de température, mais on peut admettre comme valeur approximative 1,60 W/mK (granulats siliceux), 1,30 W/mK (granulats calcaires) ou 0,80 W/mK (granulats légers).

On mentionne ici que, dans les sections en béton, les parties de section dont la température excède 500°C ne sont plus pris en compte pour la résistance. Cette approche conventionnelle se justifie par le fait que le béton se craquèle et que, la plupart du temps, il s'effrite réduisant ainsi la section résistante effective au cours d'un incendie. Cette réduction de section devra être prise en compte pour le calcul des quantités d'armatures. Dans cette approche conventionnelle, la section effective n'aura pas une température excédant 500°C de façon à ce que les propriétés mécaniques restent proches de celles à température ambiante.



2.4.2 Diffusion de chaleur dans l'acier

Etant donné le fait que la conductivité thermique de l'acier est assez élevée par rapport à celle du béton, la distribution de température dans la section acier sera beaucoup plus uniforme que pour une section béton. C'est pourquoi on admet dès le départ l'hypothèse de considérer une température identique en tout point de la section métallique.

Donc, vu la température constante en tout point de la section, les déformations dues aux contraintes seront limitées à des déformations longitudinales, déformations calculées à l'aide d'une formule analytique en fonction de la température de l'acier.

En effet, l'équation différentielle générale de Fourier est simplifiée aux équations suivantes pour les sections protégées ou non protégées :

$$\Delta\theta_a = k_{sh} \frac{1}{\rho_a \cdot c_a} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t \quad (1)$$

et

$$\Delta\theta_a = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{\rho_a \cdot c_a} \cdot \frac{A_p}{V} \left(\frac{1}{1+\phi/3} \right) (\theta_g - \theta_a) \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_g \quad (2)$$

Les équations ci-dessus, qui donnent une différence précise, décrivent la variation de température dans la section acier pendant une période donnée et peuvent être résolues numériquement si les conditions initiales et les conditions limites sont connues. Dans les deux cas, la température ambiante est prise égale à 20 °C.

L'équation (2) prend compte d'une certaine conservation de la température à l'intérieur des couches de protection alors que la température des bords de l'ensemble est prise égale à la température des gaz ambiants.

Regardons maintenant plus en détail la signification des différents termes présents dans ces équations.

2.4.2.1 Le flux net de chaleur h_{net}

Le flux net de chaleur h_{net} dépend du modèle de feu sélectionné et des propriétés thermiques des couches de protection.

a) flux net de chaleur pour les sections acier non protégées

Le flux net de chaleur pour une section acier non protégée est déterminé :

- par le rayonnement : $\dot{h}_{net,r} = 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot \Phi \cdot \varepsilon_{res} \cdot ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4)$
- par la convection : $\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_a)$

avec

Φ : facteur de vue

ε_{res} : coefficient d'émissivité résiduelle

- α_c : coefficient de convection
- θ_a : température de l'acier
- θ_r : température de rayonnement
- θ_g : température des gaz ambiants

Quelques explications complémentaires :

- Le facteur de vue Φ est un facteur géométrique ≤ 1 . Dans la majorité des cas, il est pris égal à 1.
- Le coefficient d'émissivité résiduelle ε_{res} est le produit du coefficient d'émissivité de l'acier ($\varepsilon_m = 0.7$) par celui de l'environnement ($\varepsilon_f = 1$).
- La température de rayonnement θ_r peut être prise égale à la température des gaz ambiants θ_g pendant l'incendie. Cette température est donnée par les courbes de feu utilisées pour l'analyse.
- La température de l'acier θ_a est égale à la température déterminée par les étapes de calcul décrites ci avant.
- Le coefficient de convection α_c varie en pratique de 25 (pour un feu standard ou un feu externe) à 50 W/m²K (pour un feu d'hydrocarbure). Pour un feu naturel, on prend $\alpha_c = 35$ W/m²K.

b) le flux net de chaleur pour les sections acier protégées

Lors du calcul des températures d'une section acier protégée, l'effet du matériau de protection doit être pris en compte. Le flux net de chaleur h_{net} d'une section acier protégée dépend donc de l'épaisseur de la couche de protection (d_p) et des propriétés du matériau de protection (λ_p, ρ_p, c_p).

Ces propriétés sont introduites dans l'équation (2) au travers du facteur ϕ .

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V}$$

ϕ est appelé le facteur de participation de la couche de protection.

Dans le cas où la capacité thermique de la couche de protection est basse par rapport à la capacité thermique de l'acier ($\phi \approx 0$), on peut évaluer approximativement le flux net de chaleur comme suit :

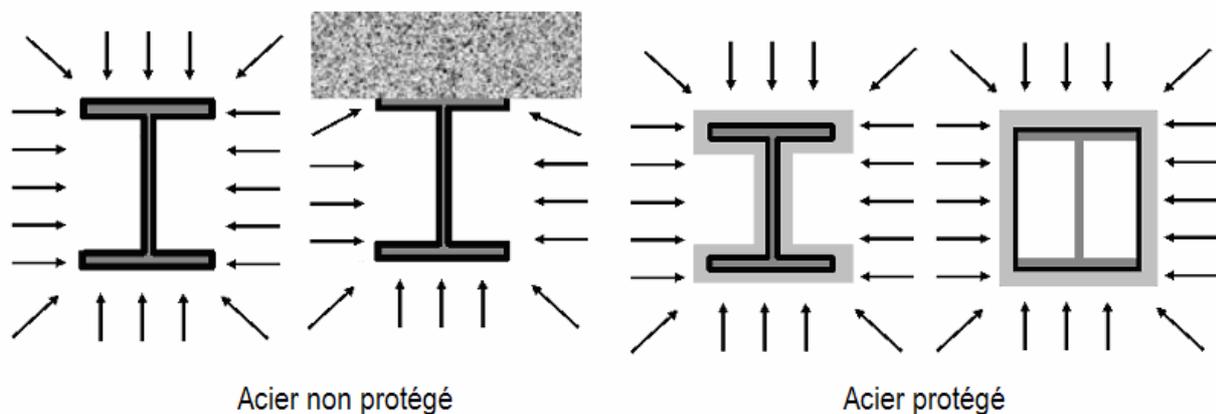
$$\dot{h}_{net} \approx \lambda_p / d_p \cdot (\theta_g - \theta_m)$$

On peut donc aussi utiliser approximativement l'équation (1) pour les sections acier protégées.

2.4.2.2 Facteur de massivité A_m/V

Le facteur de massivité A_m/V [m^{-1}] reflète des aspects géométriques des sections en acier et de la manière dont elles sont exposées au feu. Le facteur de massivité est défini comme le rapport entre le périmètre de la section exposée au feu et la surface de la section. Les sections qui ont un facteur de massivité très élevé répondent pour rapidement à une sollicitation thermique et se réchauffent plus rapidement. Une distribution uniforme de la température se justifie alors généralement. Les sections en acier avec un facteur de massivité bas sont plus massives et donc avec des effets d'inertie thermique non négligeables. La variation de température au sein même de la section ne peut plus être ignorée.

Le concept de facteur de massivité est illustré ci-dessous.



Quelques remarques concernant ces illustrations :

- Pour les éléments acier sous un plancher béton, le transfert de chaleur entre l'acier et le béton est négligé.
- Pour les éléments entourés d'une protection, la surface d'acier est comprise à l'intérieur de l'enveloppe de protection.

Le facteur de massivité des éléments acier avec protection s'écrit A_p/V et vous trouverez les valeurs dans le tableau 4.3 de l'EN 1993-1-2.

Notez que le facteur de massivité des sections acier protégées ou non protégées est généralement inclus dans le catalogue des produits.

2.4.2.3 La chaleur spécifique c_a de l'acier

La chaleur spécifique de l'acier c_a [J/kgK] est défini comme suit :

- pour $20^\circ C \leq \theta_a < 600^\circ C$

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3$$

- pour $600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C}$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

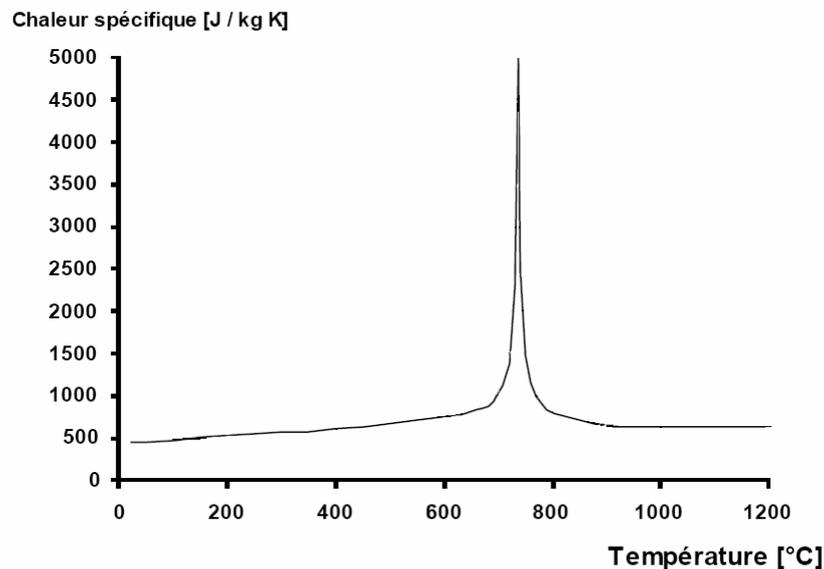
- pour $735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C}$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

- pour $900^\circ\text{C} \leq \theta_a$

$$c_a = 650$$

La variation de la chaleur spécifique en fonction de la température est illustrée dans le graphe ci-dessous.



Ce graphe illustre clairement la forte dépendance entre la chaleur spécifique et la température de l'acier. Un pic de valeur de 5000 J/Kg K est atteint pour une température de 735°C.

2.4.2.4 Le coefficient d'ombre k_{sh}

Le coefficient d'ombre k_{sh} est un facteur de réduction qui peut être utilisé lors du calcul des températures d'une section acier non protégée soumise à un incendie.

L'effet d'ombre est causé par le fait que des parties de la section sont localement cachées par rapport à la source de chaleur. Il dépend donc très clairement de la forme de la section en acier. Ce coefficient n'est applicable que pour des types de sections dites ouvertes (par ex : section H et I) et donc n'a pas lieu d'être pour les sections dites fermées (ex : section tube).

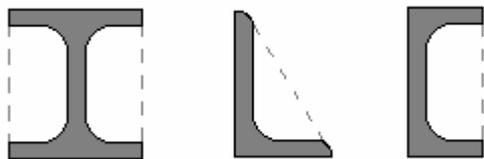
On peut montrer que l'effet d'ombre pour une section I peut être pris en compte correctement avec la formule suivante :

$$k_{sh} = 0.9[A_m/V]_{box}/[A_m/V]$$

Dans les autres cas, on utilise la formule qui suit pour obtenir k_{sh} :

$$k_{sh} = [A_m/V]_{box}/[A_m/V]$$

$[A_m/V]_{box}$ est la valeur du facteur de massivité du pourtour, et est dépendante du rapport entre la circonférence fictive la plus petite qui encapsule la section acier et la surface de la section même.



Pour les éléments acier protégés, le coefficient d'ombre est relativement peu important et peut donc être pris égal à 1.

2.5 Le comportement mécanique

En parlant de "comportement mécanique" d'une structure exposée à un incendie, cela couvre un ensemble d'actions mécaniques qui se produisent sur le bâtiment pendant toute la durée de l'incendie.

Suite à une augmentation de la température, on constate :

- Une dilatation de la structure. Cependant, on ne verra que rarement une dilatation uniforme de la structure ;
- La résistance et la rigidité des matériaux de construction se détérioreront impliquant des déformations plus importantes ;
- La résistance et la rigidité des matériaux de construction se détérioreront de sorte que la structure ne sera plus capable de supporter les efforts auxquels elle est soumise.

Après avoir utilisé des tests destructifs et coûteux en laboratoire pour déterminer le comportement mécanique d'une structure, on recourt de plus

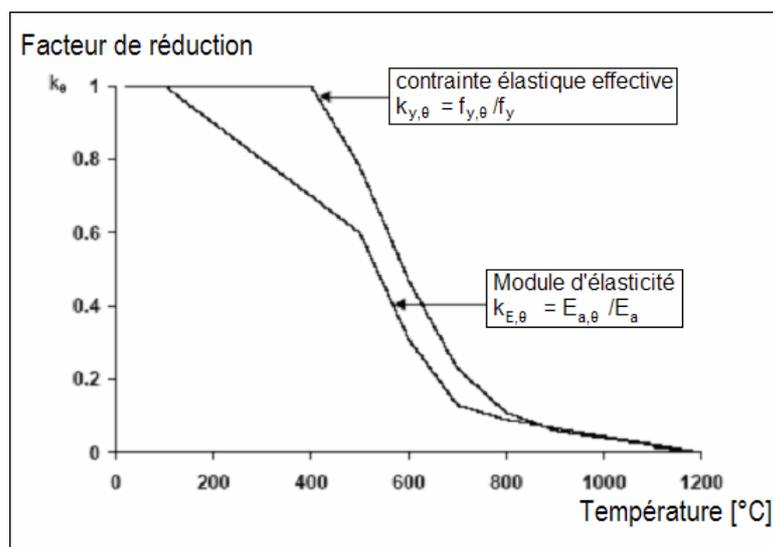
en plus fréquemment à l'utilisation de techniques d'analyse pour prévoir le comportement mécanique.

Vous trouverez, dans la suite de ce manuel, plus d'informations sur la méthode de calcul utilisée par PowerFrame pour le dimensionnement avec feu. On se limite ici simplement à la description de l'impact d'une augmentation de la température sur les propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

2.5.1 Réduction de la contrainte élastique maximale et du module d'élasticité des éléments en acier

Comme cela a déjà été dit, les propriétés mécaniques se détériorent avec une augmentation de la température. C'est particulièrement vrai pour la contrainte élastique maximale et pour le module d'élasticité de l'acier au carbone dont les valeurs diminuent fortement avec l'augmentation de température.

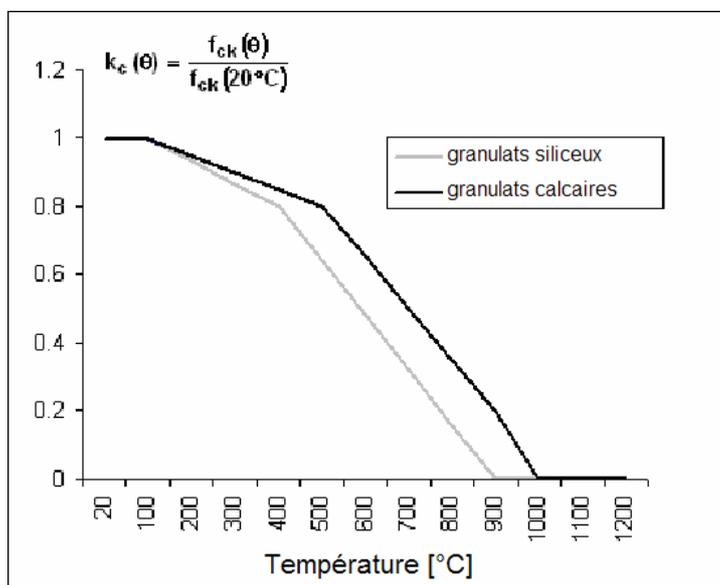
Cette relation peut être décrite analytiquement et est représentée graphiquement dans les graphes ci-dessous. Les facteurs $k_{y,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ sont des facteurs de réduction représentant le rapport entre d'une part la contrainte élastique divisée par le module d'élasticité à la température θ et d'autre part la contrainte élastique divisée par le module d'élasticité à température ambiante.



On peut voir que la résistance et la rigidité de l'acier-carbone ne chutent de manière significative que pour les températures au-delà de 400°C. A 600°C, la rigidité est réduite à 31% de sa valeur initiale alors que la résistance est réduite à plus ou moins 47%.

2.5.2 Réduction de la contrainte de compression des éléments en béton

La variation de la contrainte de compression f_{ck} en fonction de la température est décrite dans le graphe qui suit.

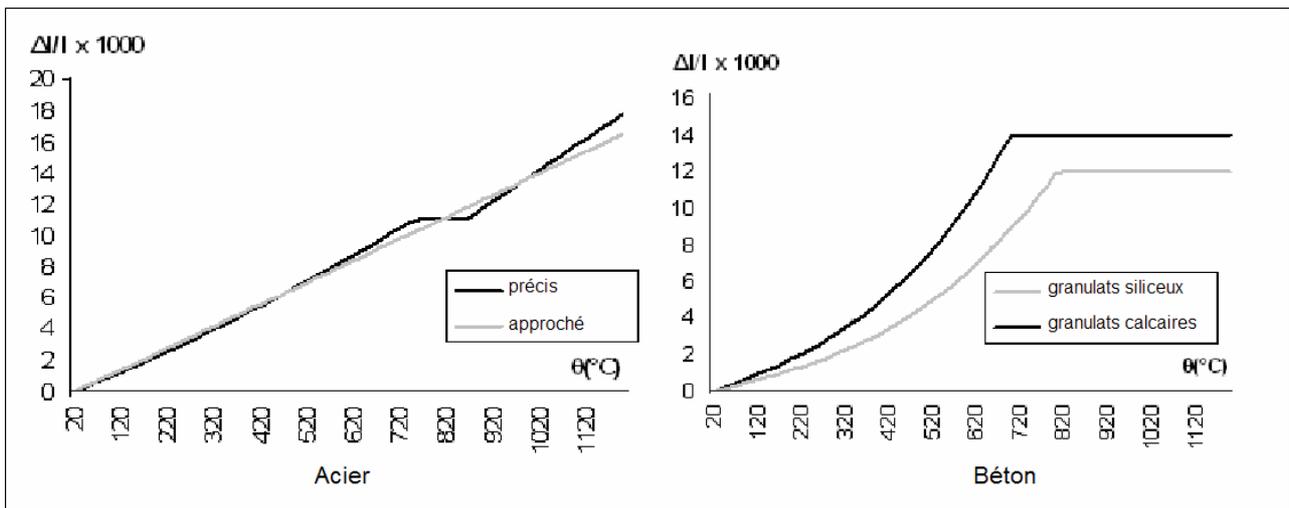


La pente plus faible de la contrainte de compression des bétons calcaires est due à une plus faible conductivité thermique des granulats.

Notez que la contrainte limite de ces types de béton est réduite de 50% à une température de 600°C. Il arrive cependant rarement que la température du béton atteigne un tel niveau.

2.5.3 La dilatation thermique de l'acier et du béton

Pour les méthodes avancées de calcul, outre les propriétés mécaniques, il faut aussi connaître les propriétés de dilatation. Les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont représentés graphiquement ci-dessous. Pour les données numériques, référez-vous à l'EN 1992-1-2 et à l'EN 1993-1-2.



Pour l'acier-carbone, le coefficient de dilatation thermique peut être considéré comme constant quelque soit la température. Pour le béton, le coefficient de dilatation thermique augmente dans un premier temps avec la température pour devenir stable à partir d'une température assez élevée.

2.6 Méthode de calcul de la résistance au feu

La première étape, lorsque l'on exécute une analyse de résistance au feu avec PowerFrame, est de choisir ou de définir une courbe de feu. L'utilisateur peut choisir entre 3 courbes prédéfinies (feu standard, feu externe, feu d'hydrocarbure) ou définir lui-même une courbe de température en fonction du temps (feu paramétré). Sans indication spécifique, l'utilisateur choisira la courbe de feu standard. La résistance au feu souhaitée doit aussi être spécifiée. Autrement dit, il faut définir le temps durant lequel la structure est capable de résister à l'incendie.

Sur base de ces données, la variation de température, dans un espace déterminé durant un temps imposé, est connue. Les **sollicitations thermiques** peuvent alors être dérivées.

Bien qu'avec un certain délai, la température de la structure suit l'augmentation de la température des gaz ambiants. C'est pourquoi l'étape suivante consiste à déterminer les températures dans les éléments structuraux, soumis à un incendie, pendant une période donnée. En d'autres mots, on doit calculer la **réponse thermique de la structure** c'est-à-dire la variation de température dans les sections et éventuellement les efforts engendrés par la hausse de température.

En fonction du type de matériau, un certain nombre d'hypothèses simplificatrices peut être introduit. Pour les éléments en acier, on peut, sans engendrer d'écart significatif, considérer une même température pour toute la

section. Cela permet de réduire l'équation différentielle générale des équations à différences finies assez simples. En partant d'une température initiale de 20°C, ces équations permettent de connaître l'évolution de la température de l'acier pas à pas.

Pour les éléments constructifs en béton, une approche différente est nécessaire. Les sections en béton sont typiquement plus massives que les sections en acier et ont une inertie thermique nettement plus grande, impliquant une variation de la température au sein même de la section. Outre l'augmentation globale de température, la variation de température mentionnée ci-dessus engendre un gradient (linéaire) de température dans la direction des deux axes principaux d'inertie. La température augmente et des gradients peuvent ensuite être appliqués comme une sollicitation thermique sur les éléments structuraux exposés à la source de chaleur. Cette charge accidentelle est alors combinée avec les autres sollicitations au travers d'une combinaison de charges.

Attention, pour la vérification élément par élément proposée par la norme, l'augmentation uniforme de température et les effets dûs au gradient de température ne doivent pas obligatoirement être pris en compte lors du calcul élastique des sections acier ou béton. L'ingénieur doit toutefois rester conscient que ces efforts ne sont pas forcément négligeables. Le choix repose donc sur l'expérience et sur la responsabilité de l'utilisateur.

L'augmentation de température du matériau ne se produit pas sans conséquence. Regardons donc maintenant d'un peu plus près le **comportement mécanique d'une structure** soumise au changement de température décrit ci-dessus :

- Une série de propriétés de matériau, comme le module d'élasticité et le coefficient de dilatation thermique, sera modifiée avec la hausse de température. Il est possible de prendre en compte les caractéristiques modifiées lors de l'analyse générale. Cependant, en suivant les prescriptions de l'Eurocode pour un calcul élément par élément, on peut déroger à cette règle. En effet, dans le cas de l'étude d'un élément en acier ou béton soumis au feu, la norme suppose que l'étude des combinaisons accidentelles avec feu se fait en considérant les caractéristiques des matériaux initiales, c'est-à-dire à froid à condition que la vérification de l'élément se fasse à posteriori. Toutefois, si vous prenez malgré tout les efforts dûs au feu en compte, il faut impérativement prendre en compte les caractéristiques modifiées des matériaux.
- En conséquence d'une prise en compte éventuelle des efforts dûs au feu, des contraintes de déformation externes, les efforts internes et les contraintes internes apparaissent dans la structure. On peut avoir des

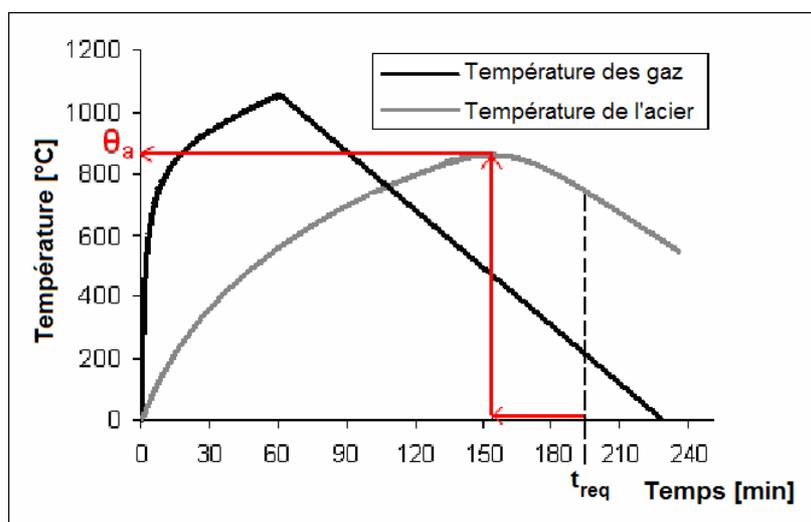
déformations longitudinales suite à la dilatation et des moments dûs aux gradients de température au sein même de la section. Ces efforts, s'ils sont pris en compte, se trouveront dans le cas de charge 'Incendie'.

Une fois l'analyse élastique totalement réalisée, les efforts internes servent de base pour la vérification des sections en acier ou pour le calcul des armatures des sections en béton.

Les vérifications de résistance et de stabilité des sections en acier se font conformément à l'EN 1993-1-2 (partie 4.2) et sont totalement analogues aux vérifications faites pour une température ambiante de 20°C. Bien entendu, il ne faut pas perdre de vue que la contrainte élastique maximale est fortement dépendante de la température, ce qui fait qu'une température élevée a un impact important sur les résultats des vérifications.

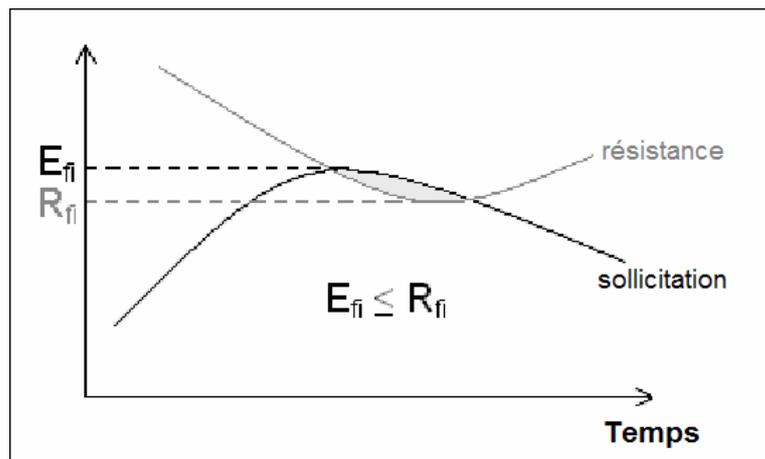
Pour les sections en béton, les quantités d'armatures nécessaires sont calculées sur base d'une section réduite et avec des qualités d'acier diminuées. On considère les autres propriétés inchangées par rapport à une température de 20°C. Aussi bien pour le béton que pour l'acier des armatures, on considère un facteur de sécurité égal à 1.

Remarque : La température de calcul pour un matériau particulier n'est pas nécessairement la même que la température liée à une résistance de feu souhaitée à un instant donné. En effet, dans le cas d'un feu paramétré, la température du milieu peut avoir diminué significativement à un moment choisi. Dans le cas d'une courbe nominale de température, c'est la température à l'instant limite jusqu'où on souhaite conserver la résistance au feu. Dans le cas d'une courbe paramétrée, la température à prendre ne compte peut être atteinte avant la durée limite.



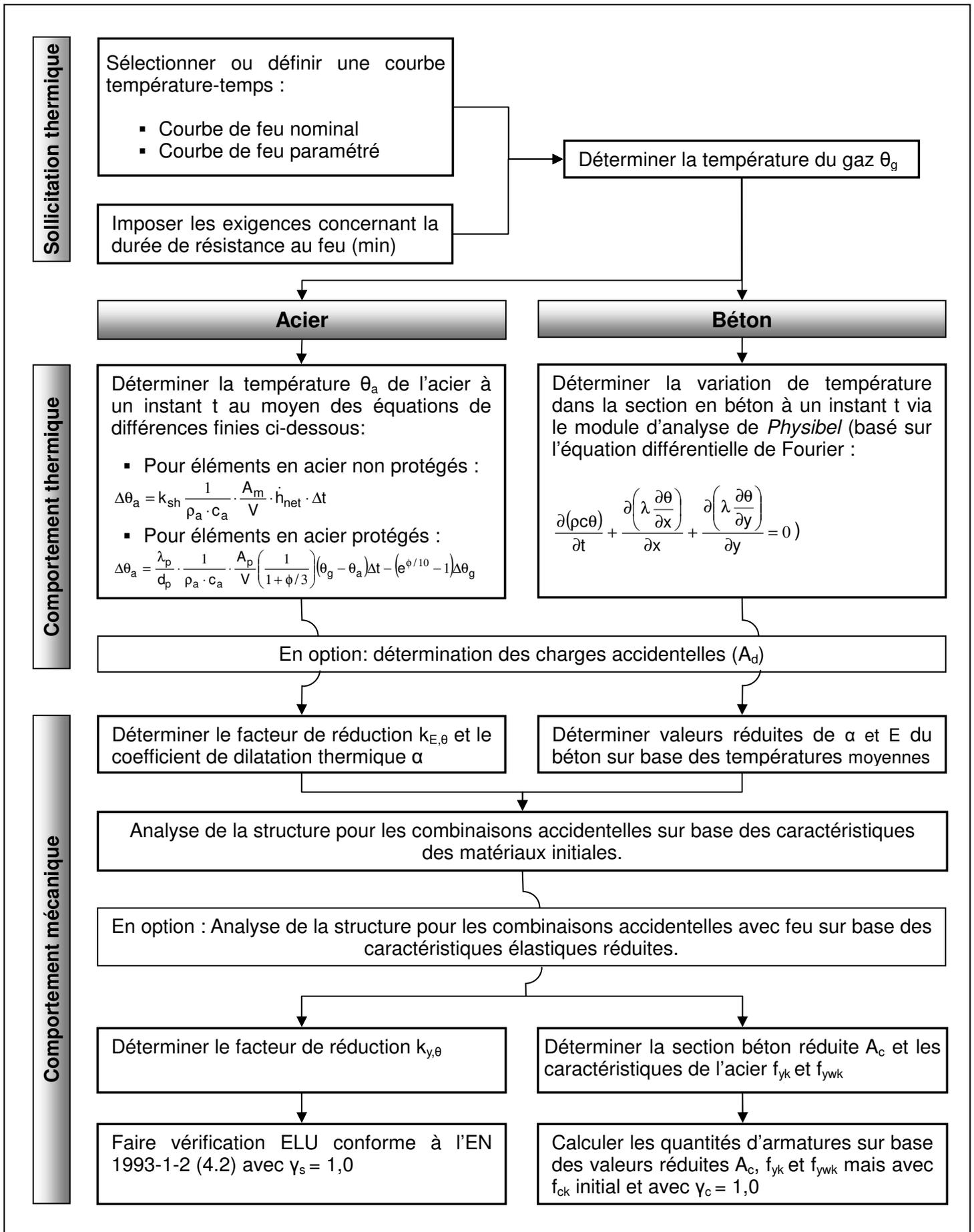
D'autre part, les caractéristiques élastiques réduites des matériaux E et α seront déterminées au moment où le produit $E.\alpha.\Delta T$ sera maximal. En effet, ce sera à ce moment là que les efforts internes dans la construction seront les plus grands.

Concrètement, l'analyse globale est effectuée lorsque l'action thermique est maximale. Sur base des efforts internes obtenus, on exécutera soit une vérification soit un calcul d'armatures en considérant mais cette fois-ci avec les valeurs de résistances les plus petites aussi bien pour l'acier que pour le béton.



Le principe décrit juste avant l'illustration sera systématiquement appliqué pour tout élément pour lequel on a calculé la distribution de température à l'aide du module général de calcul de Physibel.

Ce principe n'est pas appliqué pour les sections acier pour lesquelles l'augmentation a été simulée au moyen de la méthode des différences finies. Dans ce cas, les caractéristiques des matériaux sont déterminées à la température obtenue au terme du temps de résistance au feu souhaité. Etant donné que cette méthode n'est appliquée qu'avec une courbe de feu nominal, cela se justifie sans problème. En effet, la réduction de la limite élastique a plus d'impact sur les vérifications de résistance et de stabilité qu'une éventuelle plus grande sollicitation thermique qui surviendrait plus tôt que la limite de temps fixée.



(Organigramme de l'analyse avec résistance au feu)