

# Prise et durcissement des bétons

## Les effets thermomécaniques

par **Paul ACKER**  
Ingénieur ECP, docteur de l'ENPC  
Chef de la division Bétons et ciments pour ouvrages d'art au Laboratoire central  
des Ponts et chaussées

<b>1. Chaleur d'hydratation du ciment et durcissement du béton .....</b>	<b>C 2 235 - 2</b>
1.1 L'hydratation du ciment : une réaction exothermique et thermo-activée .....	— 2
1.2 Propriétés mécaniques du béton. Évolution au cours du durcissement .....	— 3
1.3 Caractéristiques calorifiques et thermiques du béton.....	— 4
1.4 Retrait endogène .....	— 4
<b>2. Maîtrise de la fissuration au jeune âge.....</b>	<b>— 6</b>
2.1 Contraintes produites au cours de la prise et du durcissement .....	— 6
2.2 Retrait thermique .....	— 6
2.3 Calcul des contraintes. Maîtrise des risques de fissuration.....	— 7
<b>3. Traitements thermiques du béton .....</b>	<b>— 7</b>
3.1 Généralités .....	— 7
3.2 Traitement thermique passif ou « auto-étuvage » .....	— 8
3.3 Chauffage du béton avant sa mise en place .....	— 8
3.4 Chauffage du béton après sa mise en place .....	— 8
3.5 Rayonnement infrarouge .....	— 9
3.6 Autoclavage .....	— 9
<b>4. Maturométrie .....</b>	<b>— 9</b>
4.1 Objectifs et principe de la méthode de maturométrie.....	— 9
4.2 Méthodes utilisées sur les chantiers.....	— 10
4.3 Limites de la méthode et développements actuels .....	— 10
4.4 Étalonnage et calibration .....	— 10
4.5 Perspectives et voies d'amélioration .....	— 11
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>— 11</b>

**L'**hydratation du ciment est une réaction exothermique et thermo-activée. Dans les pièces massives (ou calorifugées), l'exothermie se traduit par une élévation de la température qui peut atteindre, dans certaines zones, une cinquantaine de degrés. Dans les pièces de plus faible épaisseur, la thermo-activation peut être mise à profit, sur chantier et surtout en usine de préfabrication, pour accélérer la croissance des résistances. Après un rappel des principales propriétés thermiques des ciments et des bétons, cet article présente les trois principaux effets thermomécaniques qui sont importants pour l'ingénieur, à savoir :

- les **risques de fissuration** dans les ouvrages massifs ou de géométrie complexe et les modèles numériques qui permettent d'analyser ces risques (et, le cas échéant, de faire le choix entre les techniques qui permettent de limiter les ouvertures des fissures) ;
- les **techniques industrielles** qui permettent d'accélérer, sur chantier ou en usine, la croissance des résistances mécaniques du matériau, grâce à divers types de traitements thermiques (**thermomaturation**) ;
- les **méthodes de chantier** qui permettent d'estimer, dans les heures qui suivent la prise du béton, la résistance mécanique acquise en des points choisis de l'ouvrage, à partir de l'enregistrement des températures dans l'ouvrage lui-même (**maturométrie**).

# 1. Chaleur d'hydratation du ciment et durcissement du béton

## 1.1 L'hydratation du ciment : une réaction exothermique et thermo-activée

La prise et le durcissement du béton sont le résultat d'un certain nombre de réactions chimiques dont les principales — l'hydratation des silicates du clinker — s'accompagnent d'un fort dégagement de chaleur. Outre la difficulté à définir et à isoler ces différentes réactions, les chaleurs d'hydratation des espèces pures sont assez délicates à mesurer et la littérature ne fournit pas de valeurs précises.

**Nota :** la **chaleur d'hydratation** est la somme de l'enthalpie de formation et de la chaleur dégagée par l'absorption des molécules d'eau adsorbées.

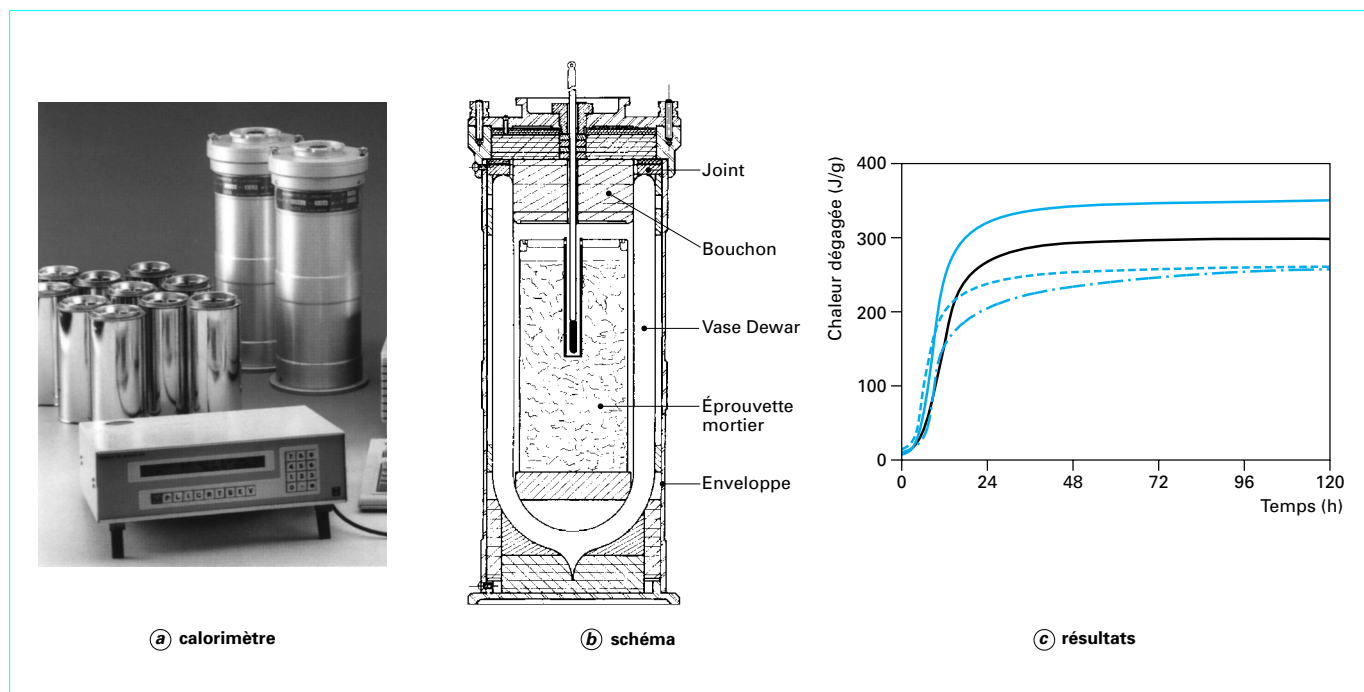
On retiendra, pour les **principaux constituants** du clinker, les fourchettes suivantes (en joule par gramme de matière anhydre) :

- silicate tricalcique ( $C_3S$ ) ..... 500 à 525 J/g ;
- silicate bicalcique ( $C_2S$ ) ..... 250 à 270 J/g ;
- aluminat tricalcique ( $C_3A$ ) ..... 1000 à 1200 J/g ;
- aluminoferrite tétracalcique ( $C_4AF$ ) ..... 395 à 425 J/g.

La chaleur d'hydratation d'un ciment dépend donc de sa composition chimique. Compte tenu de ces valeurs et des fourchettes de composition, elle varie surtout avec la teneur en  $C_3A$ . Dans les cimenteries, elle est estimée, systématiquement, au moyen d'un essai normalisé (l'**essai à la bouteille de Langavant**, figure 1), essai qui consiste à enregistrer, dans des conditions semi-adiabati-

ques, l'élévation en cours de prise de la température d'un mortier de composition fixée, avec un sable imposé. Cet essai, qui fournit des valeurs à 12 h et à 24 h, fiables et intéressantes sur le plan pratique, ne permet cependant pas d'obtenir les valeurs *finales*, car l'erreur due aux pertes thermiques de l'appareil devient très importante au bout de quelques jours, alors que les réactions d'hydratation sont loin d'être terminées. Les valeurs à 12 h et à 24 h dépendent à la fois de la chaleur totale et de la cinétique de la réaction, qui dépend elle-même de la composition chimique (car les différentes réactions d'hydratation n'ont pas la même énergie d'activation) et de la finesse du clinker. Des calorimètres adiabatiques permettent d'obtenir des valeurs finales plus fiables [3]. Selon le ciment, la quantité totale de chaleur dégagée est comprise entre 200 et 500 joules par gramme de ciment. La plus grande part de cette chaleur est produite en quelques heures, selon un flux qui passe par un pic, quelquefois deux, avec une longue période de décroissance, caractéristique de l'évolution du matériau, le flux devenant de plus en plus faible, mais pouvant rester sensible à très long terme (ralentissement dû à l'existence d'une couche d'hydrates, de plus en plus épaisse et compacte, qui enrobe les grains de ciment anhydre).

Pour l'instant (en 1997), on ne sait pas prédire la quantité totale de chaleur qui sera produite dans un béton, ni la cinétique de sa production, à partir de la seule donnée du ciment, de sa composition chimique ou de sa chaleur d'hydratation spécifique. On constate simplement que la chaleur totale dégagée dans le béton croît souvent plus vite, en proportion, que le dosage en ciment. Par contre, on sait très bien **caractériser** une formulation de béton, et cela au moyen d'un essai qui consiste à enregistrer l'élévation de la température dans une éprouvette placée en conditions **quasi adiabatiques** (essai **QAB**, figure 2). La courbe que l'on obtient ainsi constitue une expression de la *loi de comportement* du matériau et c'est elle qui est utilisée pour le calcul des champs de température dans les ouvrages en béton (§ 2.3).



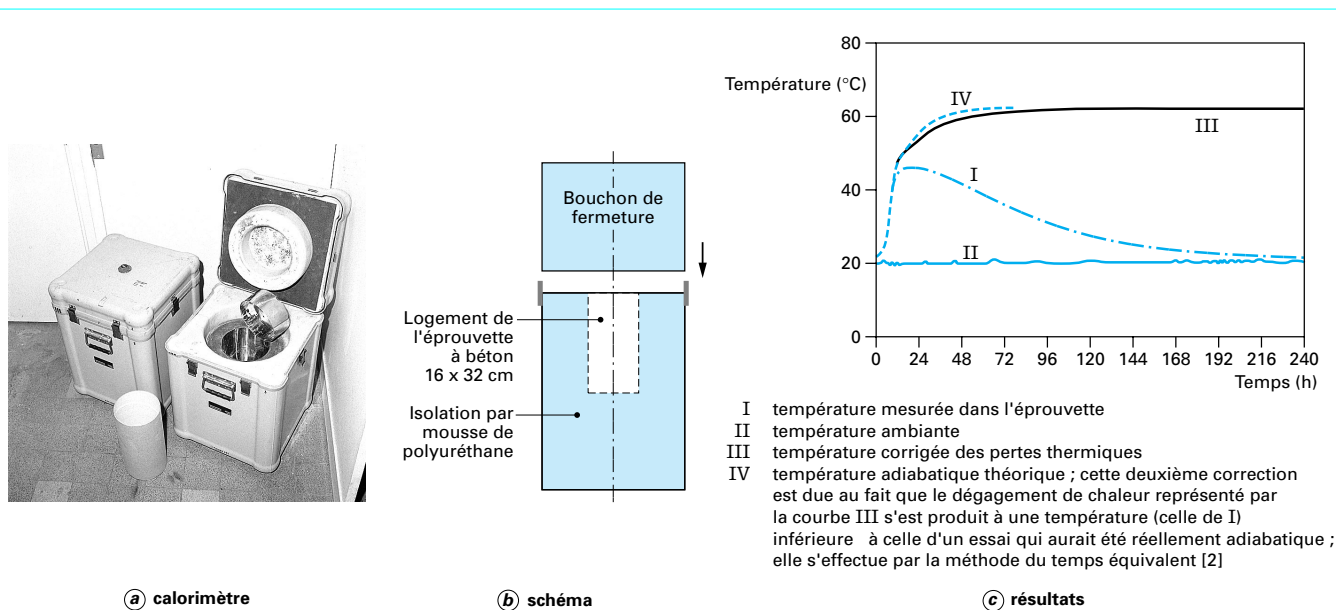


Figure 2 – Essai au calorimètre QAB, avec un schéma et les résultats obtenus avec un béton ordinaire [2]

## 1.2 Propriétés mécaniques du béton. Évolution au cours du durcissement

Les propriétés mécaniques (résistance en compression, en traction, module d'Young), évoluent continûment avec le durcissement du matériau, en partant de la valeur **zéro** (figure 3). Par ailleurs, la croissance de ces caractéristiques est fortement *accélérée* par la chaleur. Comme pour un grand nombre de réactions chimiques, la cinétique de l'hydratation répond assez bien à la loi d'Arrhenius [19].

■ La **loi d'Arrhenius** dit, par exemple, que si l'on fait des essais isothermes, à des températures (constantes) différentes, les courbes d'évolution obtenues dans tous ces essais se superposent (se réduisent à une seule courbe, ou *courbe maîtresse*) moyennant une *affinité* sur l'échelle des temps.

Le **rapport d'affinité** [une exponentielle de l'inverse de la température absolue,  $\exp(-k/T)$ ] ne dépend que de la température et, de ce fait (parce qu'il y a ainsi *découplage* entre les deux variables d'état que sont la température et le degré d'avancement de la réaction), cette loi est une véritable *loi de comportement*, en ce sens qu'elle permet de prédire, s'il avait été conservé à une température de référence  $T_0$  constante, le même état que celui qu'il a effectivement atteint dans les conditions réelles d'une température  $T(t)$  qui peut, elle, être variable. Dans le cadre de la loi d'Arrhenius, la maturité s'écrit de la manière suivante :

■ L'application de cette loi ouvre la voie aux modèles de calcul des champs de température produits par l'hydratation mais aussi aux modèles de prédiction des propriétés mécaniques. Une formulation simple de ces modèles utilise la notion de **maturité** (*maturity*) du béton, qui est définie comme l'âge (théorique) au bout duquel le matériau aurait atteint, s'il avait été conservé à une température de référence  $T_0$  constante, le même état que celui qu'il a effectivement atteint dans les conditions réelles d'une température  $T(t)$  qui peut, elle, être variable. Dans le cadre de la loi d'Arrhenius, la maturité s'écrit de la manière suivante :

$$\mu = \int_0^t \exp\left(\frac{k}{T_0} - \frac{k}{T(\tau)}\right) d\tau$$

où  $k$  est une constante du matériau, exprimée en kelvins.

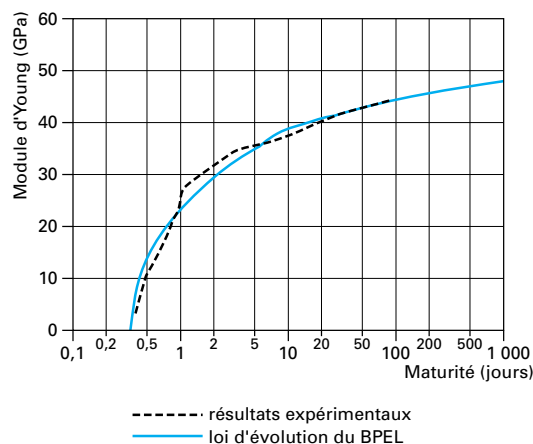


Figure 3 – Évolution du module d'élasticité du béton au cours du temps : valeurs expérimentales et loi fournie par le règlement de calcul des ouvrages en béton BPEL (béton précontraint aux états limites)

Pour un ciment CPA,  $k$  est de l'ordre de 5 000 K, ce qui signifie que la **vitesse** de durcissement du béton **double tous les 12 ou 13 kelvins** [3] [7].

On peut alors considérer que le module (ou la résistance en traction) est une fonction continue, monotone croissante, du degré d'hydratation, donc de la maturité, qui peut être calculée en tout point de l'ouvrage à partir de sa température (calculée, comme au paragraphe 2, ou mesurée, comme au paragraphe 4).

■ Le **module d'Young du béton** ( $E$ ) joue un rôle majeur dans tous les ouvrages qui sont soumis à des conditions aux limites de déplacements plus ou moins empêchés ; notamment lorsque ces conditions s'appliquent dès le tout jeune âge (chaussées, barrages, dalles de ponts mixtes, radiers ou voiles épais coulés par couches ou par levées successives).

En conditions de déformation totalement empêchée, par exemple, l'intensité des contraintes d'origine thermique est donnée par :

$$d\sigma = E\alpha dT,$$

avec  $\alpha$  coefficient de dilatation thermique.

Si l'on veut agir sur la valeur du module d'Young (ce que l'on fait parfois, dans le cas des chaussées ou des barrages, par exemple, lorsqu'on a le choix des granulats), le plus efficace est de choisir les granulats en fonction de leur module propre, d'abord parce que les gros granulats « pèsent » plus que la matrice cimentaire sur la valeur du module du composite [16], mais aussi parce qu'on a en général beaucoup moins de liberté sur les paramètres qui font varier le module de la pâte de ciment, à cause de leur incidence sur la valeur de la résistance mécanique et sur les propriétés rhéologiques du béton frais, fixées par ailleurs.

### 1.3 Caractéristiques calorifiques et thermiques du béton

■ Le **coefficient de dilatation thermique (CDT)** joue un rôle important dans les pièces qui sont soumises à des conditions de déplacement empêché et qui, de plus, soit sont épaisses (comme les barrages), soit sont soumises à d'importantes variations de température (comme les chaussées). Comme le module d'Young, et pour les mêmes raisons de rapports volumiques, le CDT du béton dépend plus de celui des granulats que de celui de la pâte de ciment.

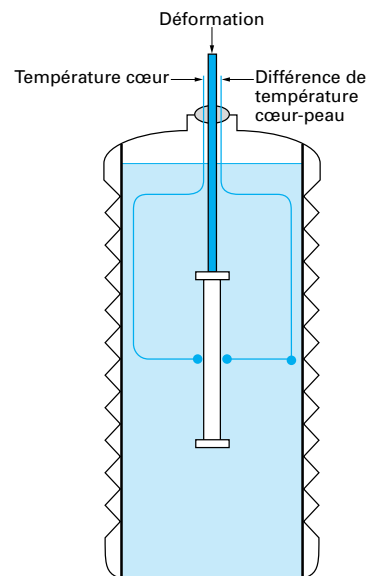
Sa valeur peut aller de  $6 \times 10^{-6}$  ou  $7 \times 10^{-6}$  pour un béton de granulats calcaires à  $12 \times 10^{-6}$  ou  $13 \times 10^{-6}$  pour un béton de granulats tout siliceux.

C'est la raison pour laquelle, dans les chaussées en béton, on choisit souvent des granulats calcaires, en évitant toutefois les calcaires qui ont un module d'Young trop élevé (les contraintes sont proportionnelles au produit des deux caractéristiques).

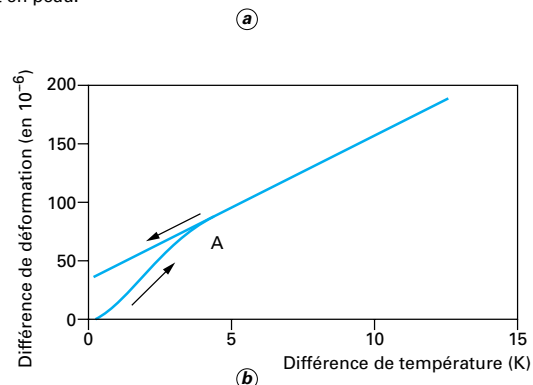
Par contre, à l'inverse du module d'Young, le CDT est **pratiquement constant** dès les premières heures qui suivent la prise. La loi d'Arrhenius permet en effet, dans les procédures expérimentales, de séparer retrait endogène et déformation thermique, de montrer que ces deux déformations sont additives, et que le CDT est, au bout de quelques heures, constant. Pour cela, on réalise deux essais dans des moules souples (figure 4a), l'un en condition quasi isotherme et l'autre en condition quasi adiabatique, on exprime ensuite les déformations mesurées **en fonction des maturités** respectives, puis on trace la différence, **à maturité égale**, entre les deux déformations en fonction de la différence entre leurs températures à la même maturité (figure 4b). À partir du point A (qui correspond à la prise du ciment), on constate que cette relation, dont la pente représente le CDT, est linéaire **et réversible** [13].

La valeur (plus élevée) que l'on observe jusque vers 16 h s'explique par la contribution de la phase liquide, l'eau ayant un CDT très supérieur. Cette phase n'a cependant pas de conséquence au plan mécanique, du fait de la très faible valeur du module d'Young dans cette (courte) période [6] [13].

Les **coefficients d'échange et de transfert thermiques** peuvent être considérés, dans la plupart des cas, comme **constants** au cours du durcissement, de même que la **chaleur massique** du matériau [5] (figure 5).



Le béton est coulé dans un moule souple en PVC. Un extensiomètre est positionné au centre avec des mesures de température à cœur et en peau.



**Figure 4 – Détermination du coefficient de dilatation thermique au jeune âge, par découplage avec le retrait endogène ; on observe un net changement de pente (A), qui correspond à la prise, au-delà duquel le CDT demeure constant** [13]

### 1.4 Retrait endogène

L'hydratation du ciment se poursuit très largement après la prise, comme en témoigne l'évolution, parfois non négligeable, des caractéristiques mécaniques du béton à long terme (figure 3). Or la prise consomme une partie relativement faible (sauf pour les bétons à hautes performances) de l'eau de composition du béton : 15 à 20 litres pour 100 kg de ciment, soit moins de la moitié de l'eau initiale dans un béton ordinaire. C'est la principale raison de la très forte porosité des bétons ordinaires : 8 à 16 % du volume total, ce qui représente 20 à 50 % du volume de la pâte liante.

Par ailleurs, et malgré cet excès d'eau, la poursuite de l'hydratation entraîne, dès le début de la prise, une dessiccation au sein du matériau (on parle d'**autodesiccation** (*selfdesiccation*), pour la dis-

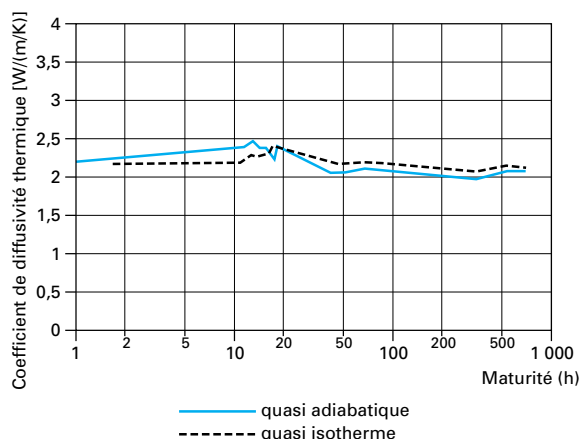


Figure 5 – Évolution du coefficient de diffusivité thermique du béton avant, pendant, et après la prise, qui se situe ici entre 10 et 20 heures [5]

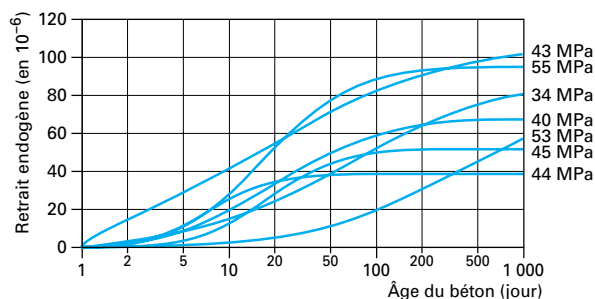


Figure 6 – Évolution du retrait endogène pour différents bétons ordinaires ( $E/C > 0,45$ ) [16]

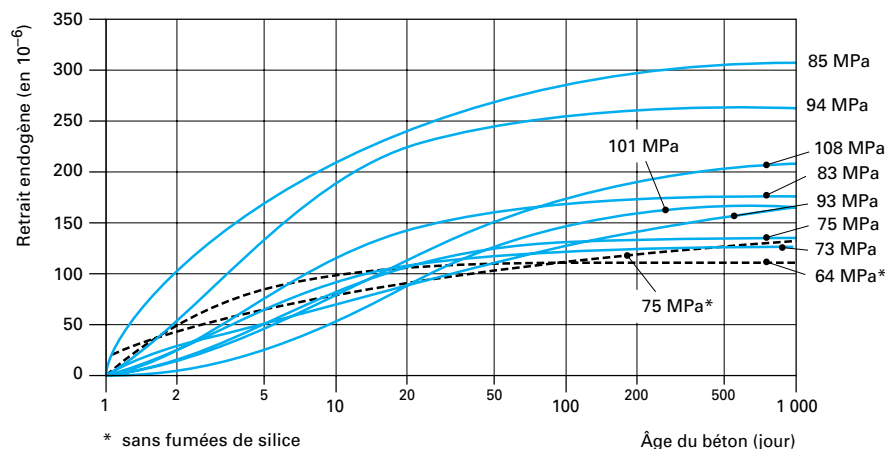


Figure 7 – Évolution du retrait endogène pour différents bétons à hautes performances [16]

tinguer de la dessiccation qui signifie séchage avec départ d'eau vers l'extérieur), tout simplement parce que l'augmentation du volume de matière solide est inférieure au volume de l'eau qui a été consommée dans la réaction. Le bilan volumique fait apparaître un déficit qui est de l'ordre de 10 % du volume des hydrates formés [14]. Cette diminution du volume relatif occupé par la phase liquide dans l'espace des pores entraîne donc, de même que la dessiccation, une déformation de la matrice minérale. Si l'on observe que la mise sous pression d'un fluide qui remplirait les pores entraînerait un gonflement apparent, on voit que, à l'inverse, les tensions qui existent dans la phase liquide (et qui respectent, on le sait aujourd'hui, les lois de la tension superficielle, jusqu'à des tailles de pores de quelques nanomètres [9]) provoquent une contraction de la matrice, que l'on appelle **retrait**. Cette contraction a d'ailleurs pu être calculée, par des techniques numériques d'homogénéisation, à partir des données de porosimétrie au mercure et de teneur en eau. L'effet de la tension capillaire sur la matrice minérale l'emporte nettement sur les autres effets mécaniques, et constitue donc bien l'origine du retrait hydrique [11].

Le **retrait endogène** (retrait mesuré en l'absence de tout échange d'eau avec le milieu ambiant et corrigé des déformations d'origine thermique) reste cependant inférieur à  $10^{-4}$  (figure 6) pour les bétons dont le rapport eau/ciment ( $E/C$ ) est supérieur à 0,45, mais il augmente très vite quand ce rapport tombe en dessous de 0,40 et peut atteindre  $300 \times 10^{-6}$  (figure 7) [16]. C'est simplement un effet de la taille des pores ; les tensions dans la phase liquide (qui engendrent une compression de la matrice minérale) varient comme l'inverse de la taille du pore à l'endroit où se situe l'interface avec la phase gazeuse. La loi d'évolution dans le temps de cette déformation est directement liée à la cinétique d'hydratation du ciment, cinétique qui contrôle aussi l'évolution des résistances mécaniques du béton ; les paramètres qui influencent cette cinétique sont donc aussi ceux qui agissent sur la vitesse de croissance des résistances : nature et finesse du ciment d'abord, rapport  $E/C$  en second lieu.

La **cinétique d'évolution** du retrait endogène suit donc assez fidèlement celle de l'évolution des résistances mécaniques : très rapide dans les premiers jours, son avancement est de 60 à 90 % à 28 jours. L'intensité totale du retrait endogène reste modérée, mais peut être, lorsque ce retrait s'ajoute aux autres formes de retrait, non négligeable :  $100 \times 10^{-6}$  à  $300 \times 10^{-6}$ . La rapidité de son évolution au jeune âge fait que ce retrait a longtemps été ignoré des praticiens, car les essais classiques de retrait — du moins ceux qui ont servi à fournir les lois retenues dans les règlements de calcul (à l'origine essentiellement pour l'estimation des pertes de précontrainte) — commençaient à 48 h ou à 3 jours.



Comme l'hydratation s'accompagne généralement d'une diminution du déséquilibre hygrométrique avec le milieu environnant (sauf pour les bétons à hautes performances à très faible rapport E/C), cela n'active pas de processus de diffusion, donc de gradient, et le retrait endogène est essentiellement un **phénomène intrinsèque**, que l'on peut presque toujours considérer comme uniforme dans le volume d'une pièce, du moins à l'intérieur d'une zone correspondant à une même opération de bétonnage (dans le cas d'une reprise de bétonnage, c'est le déphasage des cinétiques qui engendre des effets mécaniques). Cela signifie que, dans une pièce préfabriquée, ou coulée en une seule phase ou en continu, et non bloquée par ses appuis ou son coffrage, ce retrait n'entraîne aucun effet mécanique.

Par contre, lorsque le retrait est empêché, ou même simplement gêné, *dès le début de la prise* (support rigide continu, appuis fixes, reprise de bétonnage,...), il constitue souvent une composante non négligeable (et souvent oubliée) de la fissuration précoce. Il faut se rappeler que, en conditions de déformations totalement gênées (comme dans l'essai au banc de fissuration, par exemple, qui est utilisé pour évaluer, sur le plan des risques de fissuration, les bétons de chaussée), l'éprouvette finit toujours par se casser, même en l'absence de toute dessiccation et d'élévation de température, ce qui signifie que, malgré la relaxation des contraintes (phénomène particulièrement rapide au jeune âge), les contraintes dues au seul retrait endogène finissent toujours par atteindre des valeurs égales à celles de la résistance à la traction du matériau.

## 2. Maîtrise de la fissuration au jeune âge

### 2.1 Contraintes produites au cours de la prise et du durcissement

Les effets mécaniques qui résultent des champs de température produits par l'hydratation du ciment sont souvent considérables et peuvent être, dans certains ouvrages (barrages ou massifs de fondation...), largement dominants par rapport aux actions de nature strictement mécanique, tout particulièrement au jeune âge.

La chaleur produite par l'hydratation du ciment engendre un déséquilibre avec le milieu ambiant, ce qui génère des flux de chaleur et par conséquent des gradients de température.

■ Les **déformations** qui résultent des variations de température ne sont donc jamais uniformes, ce qui engendre des contraintes. Les déformations observées ne sont donc pas une simple fonction de la seule variation *locale* de température, mais font toujours intervenir un **comportement de structure**. Ce comportement de structure est, souvent, assez simple à analyser : ainsi, pour un champ de température *non plan* (c'est-à-dire un champ qui est, dans une section droite, fonction non linéaire des coordonnées spatiales), la résistance des matériaux permet, dans les conditions d'application de la théorie des poutres, une décomposition très simple des effets mécaniques en deux **composantes** [3] :

- une déformation plane ;
- un champ d'autocontraintes.

● La **déformation plane** comprend elle-même :

- un allongement ou (ce qui est plus fréquent dans le cas du béton) un raccourcissement moyen, qui s'obtient en calculant la valeur moyenne, sur la section, de la déformation imposée ;
- lorsque le champ imposé n'est pas symétrique, une rotation, qui s'obtient simplement en écrivant l'égalité de ses moments avec ceux du champ réel.

● Le **champ d'autocontraintes** (*eigenstresses*) s'obtient par différence entre le champ réel et le champ linéaire équivalent, défini et calculé comme ci-dessus.

■ La **fissuration** d'origine thermique peut être de deux types :

- soit une fissuration de peau ;
- soit une fissuration localisée.

● La **fissuration de peau** (comme dans les massifs de fondation coulés en continu, les chevêtres, ou les voussoirs sur pile) est due, non pas au gradient local, mais à l'*écart* de la température locale avec le champ linéaire équivalent ; cette fissuration de peau est cependant rarement très ouverte car la distance entre deux fissures principales consécutives est du même ordre que la profondeur de la zone tendue, laquelle ne peut dépasser le quart de l'épaisseur.

● En cas de reprise de bétonnage (voile épais coulé par levées successives) ou d'encastrement (barrage, voile encastré sur un massif de fondation ou sur une semelle filante, chaussée sur couche ou sol rigide), on aura une **fissuration localisée**, souvent beaucoup plus espacée, donc largement plus ouverte ; sur des chaussées en béton armé continu (BAC), par exemple, on a observé entre les fissures des distances supérieures à 50 m. L'espacement entre les fissures peut ainsi être très variable (la plage des distances observées sur les ouvrages va de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres) et la grande étendue des ouvertures de fissure observées est donc bien liée au rôle capital des conditions aux *limites mécaniques* de la structure, bien plus qu'aux paramètres thermiques et mécaniques du matériau.

Pour comprendre, analyser et quantifier ces effets, l'ingénieur a besoin de la donnée des quatre éléments suivants :

- 1) la loi qui décrit le dégagement de chaleur au cours de l'hydratation (et qui doit restituer le phénomène de thermo-activation) ;
- 2) les valeurs des coefficients de transfert et d'échange thermique, en volume et en surface ;
- 3) la valeur du coefficient de dilatation thermique (CDT) [coefficient of thermal expansion, CTE] ;
- 4) celle du module d'Young [*E-modulus*] du béton avec sa loi d'évolution dans le temps.

### 2.2 Retrait thermique

La chaleur d'hydratation (*hydration heat*) du ciment joue un rôle majeur dans les pièces massives (barrages, massifs de fondation), mais aussi dans des ouvrages d'épaisseur plus modeste (dès 20 cm, lorsqu'une face est isolée thermiquement), lorsque ceux-ci sont soumis à des conditions aux limites de déplacement empêché, soit totalement (chaussées), soit fortement (dalles de ponts mixtes). Dans ces deux types d'ouvrages, les effets du retrait thermique s'ajoutent à ceux du retrait endogène ; les bétons à forte chaleur d'hydratation sont aussi souvent ceux qui ont un fort retrait endogène, comme la plupart des bétons à hautes performances (BHP).

L'expérience acquise sur les chantiers montre clairement que, tant que l'épaisseur de béton reste inférieure à 30 cm (ou 20 cm lorsqu'une seule face est refroidie), les effets thermiques sont nuls ou très faibles. Inversement, dès qu'il existe une zone de béton dont la distance à la plus proche surface refroidie dépasse 50 cm, la température du béton va s'y élever de 30 à 50 kelvins (voire 55 cm avec des CPA HP ou HPR à dosages élevés), et la fissuration est alors pratiquement inévitable au cours du refroidissement. Des observations récentes sur des chantiers où sont mis en œuvre des bétons à hautes performances — qui présentent souvent des chaleurs d'hydratation plus élevées, mais aussi des cinétiques d'hydratation plus rapides que celles des bétons classiques — montrent cependant que l'on peut avoir, avec des bétons HP, des effets thermiques non négligeables pour des épaisseurs inférieures à 30 cm (figure 8).

Le retrait thermique peut donc atteindre, selon le dosage et la nature du ciment,  $400 \times 10^{-6}$  à  $500 \times 10^{-6}$  au cœur des pièces dès que l'épaisseur dépasse une certaine valeur. La cinétique de ce

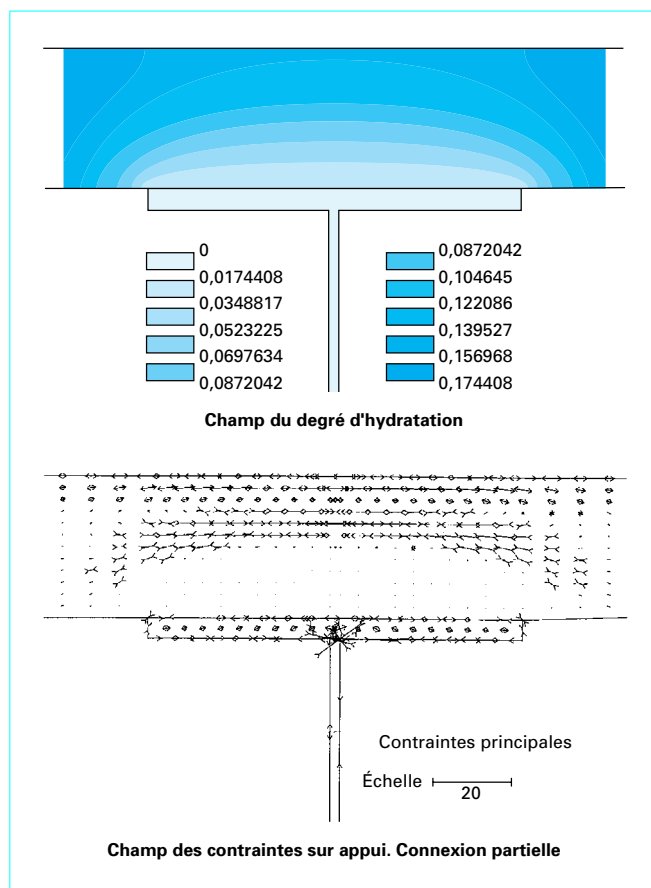


Figure 8 – Champ des contraintes thermiques dans la dalle d'un pont mixte, pour un décoffrage à 16 h

retrait est simple : il débute avec la fin de la prise (la température maximale est atteinte entre 20 et 40 h) et la durée du refroidissement (qui a l'allure d'une exponentielle décroissante) est proportionnelle *au carré* de l'épaisseur (la température moyenne est divisée par deux, pour une dalle d'épaisseur 20 centimètres ventilée sur les deux faces, toutes les heures, pour une dalle de 40 cm, toutes les 4 h, pour une dalle de 100 cm, toutes les 25 h, etc.)

### 2.3 Calcul des contraintes. Maîtrise des risques de fissuration

Les données fournies au paragraphe 1 rendent possible une analyse numérique complète des effets mécaniques produits dans les ouvrages en béton par l'hydratation du ciment. On trouvera tous les détails sur ces modèles numériques, leur formulation mathématique, leurs bases théoriques et expérimentales dans [1]. Ils utilisent l'équation de la chaleur avec, en second membre, un terme source et, pour rendre compte du phénomène de thermo-activation, la loi d'Arrhenius. Ce calcul est donc couplé avec la diffusion : au voisinage de la surface, par exemple, qui est refroidie par la température extérieure, le dégagement est ralenti, donc se prolonge plus longtemps, la croissance plus lente du module et de la résistance dans ces zones est ainsi restituée par le modèle. Ce genre de calcul est

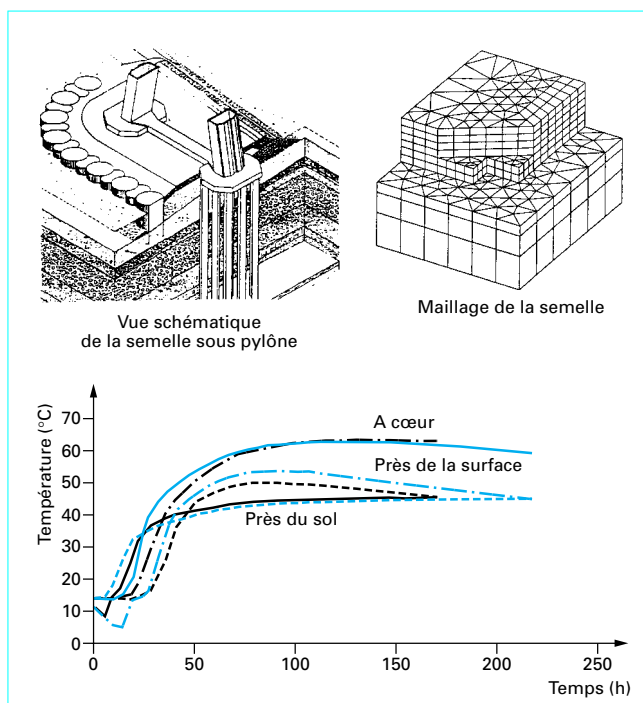


Figure 9 – Températures calculées en quelques points des semelles du Pont de Normandie, et comparaison avec les mesures réalisées sur le chantier [20]

aujourd'hui opérationnel, largement validé par un grand nombre d'applications qui ont permis de confirmer, par des mesures *in situ*, les valeurs prédites [20]. Il est systématiquement utilisé pour les ouvrages exceptionnels ou qui présentent des zones à risque de fissuration d'origine thermique (figure 9).

## 3. Traitements thermiques du béton

### 3.1 Généralités

L'apport d'une énergie thermique en cours de prise permet d'accélérer le durcissement du béton. Ce couplage thermomécanique, souvent appelé thermo-activation, peut être mis à profit sur les chantiers et, surtout, dans les usines de préfabrication. En 1983, Marc Mamillan écrivait, en introduction de la version antérieure de cet article : « ... *le traitement thermique constitue le moyen le plus efficace pour obtenir la résistance nécessaire au démoulage en quelques heures...* ». Cela n'est plus tout à fait exact, aujourd'hui. Le développement des bétons de hautes performances, avec l'usage des adjuvants et des ajouts minéraux (et notamment des fumées de silice, qui font maintenant partie de certains ciments) a montré qu'il était possible d'obtenir des résistances mécaniques très élevées à des âges inférieurs à 24 heures (les échéances visées sont souvent 18 ou 20 heures, car ce sont elles qui permettent de garantir le respect d'un planning basé sur des cycles quotidiens), et cela pour un coût global qui est du même ordre.

Il faut ajouter à cela que tout traitement thermique conduit à une diminution des performances mécaniques à long terme, alors que, inversement, les formulations de type hautes performances conduisent à leur augmentation, ainsi qu'à une amélioration de la plupart des caractéristiques qui contribuent à la durabilité du matériau.

Les formulations de type hautes performances, cependant, ne sont pas toujours les meilleures. L'exemple récent des ponts-mixtes, pour lesquels ce type de formulation a été fréquemment proposé par les entreprises au début des années 90, a fait apparaître que, lorsqu'il y a des risques de fissuration au jeune âge par retrait empêché, l'utilisation de ces bétons n'est pas la meilleure solution.

Cet exemple de ponts-mixtes (constitués d'une poutraison métallique associée, par des connecteurs, à une dalle en béton) montre aussi que ces deux procédés d'accélération du durcissement ne sont pas équivalents : la voie des bétons à hautes performances n'est acceptable que dans le cas de la préfabrication des éléments de hourdis (mais cela pose alors le problème du mortier de liaison) ; la voie des traitements thermiques ne l'est que si l'on chauffe les poutres métalliques en même temps que le béton du hourdis.

Enfin, il faut ajouter que les traitements thermiques actifs peuvent donner lieu à des désordres difficiles à contrôler, lorsque l'apport de chaleur coïncide avec la fin de la période dormante. Le (fort) couplage entre cet apport extérieur et la chaleur d'hydratation peut conduire à des élévations de température largement supérieures à cinquante kelvins (au-dessus de 80 °C, on observe une dégradation rapide de toutes les performances mécaniques du matériau).

Dans la pratique, plusieurs technologies peuvent être utilisées pour le traitement thermique des bétons.

### 3.2 Traitement thermique passif ou « auto-étuvage »

La méthode la plus simple consiste à réduire les déperditions calorifiques en cours de prise, en utilisant des coffrages isolants, parfois simplement recouverts, sur leur face extérieure, d'un enduit ou d'une projection réalisé avec un matériau isolant (vermiculite, etc.), ou encore en recouvrant l'ensemble de l'ouvrage avec une bâche isolante. Les bâches utilisées sur chantier, de même que les coffrages enduits avec 5 cm de mortier isolant, réduisent le coefficient d'échange thermique en surface d'un rapport supérieur à 100 par rapport au coffrage métallique nu (dont les nervures et les renforts jouent le rôle des ailettes d'un radiateur). Cette méthode est souvent la plus économique (il n'y a pas fourniture de chaleur) et la plus sûre ; à la limite, en supprimant tout échange avec le milieu ambiant, on supprime tout gradient de température [2].

### 3.3 Chauffage du béton avant sa mise en place

Cette technique s'appelle aussi **préchauffage** [17]. On peut obtenir du béton préchauffé de trois façons différentes :

- soit en **chauffant les granulats** et/ou l'eau avant le malaxage, les granulats étant généralement chauffés par injection de vapeur en partie inférieure des tas de stockage (figure 10) ;

- soit en chauffant le mélange par **injection de vapeur dans le malaxeur** pendant la fabrication du béton (figure 11) ;

- soit, enfin, par un **chauffage électrique** du béton **dans une benne** après le malaxage, des électrodes permettant de faire passer le courant pendant quelques minutes à travers le béton frais, qui joue alors le rôle de résistance électrique.

Cette dernière technique est la méthode utilisée en préfabrication qui demande le moins d'énergie. Elle a été initialement développée

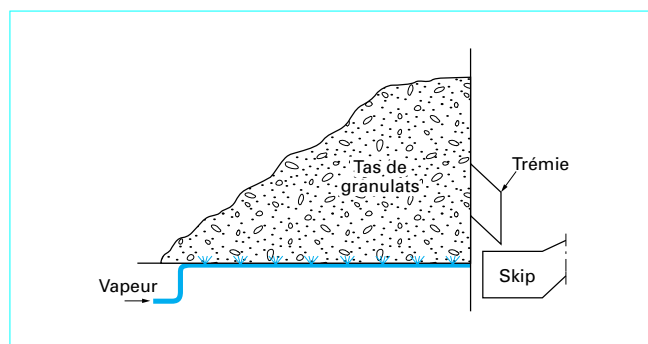


Figure 10 – Préchauffage du béton par chauffage des granulats

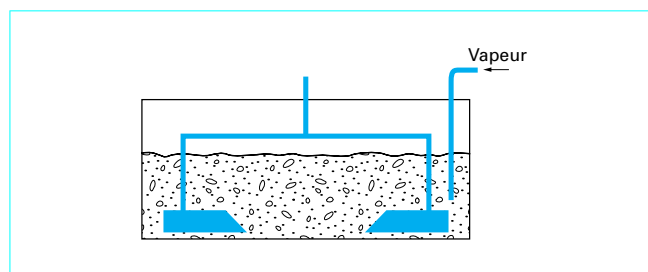


Figure 11 – Préchauffage du béton par injection de vapeur dans le malaxeur

dans ce qui était à l'époque l'URSS, où elle a pu être observée et analysée par Jay et Caumette [12] qui l'ont appelée la technique *de la benne chauffante* et l'ont introduite en France au début des années 80, en montrant que son intérêt ne se limitait pas seulement au bétonnage par temps froid, mais qu'elle pouvait être aussi utilisée, notamment en l'associant à l'utilisation de coffrages calorifugés, pour accélérer le durcissement du matériau, mettant à profit le phénomène de thermo-activation. Ils ont ensuite fait évoluer la benne et les électrodes (figure 12).

Lorsqu'on emploie du béton pompé, une technique voisine, également basée sur le chauffage par conduction, consiste à mettre à l'extrémité du tuyau de la pompe un élément (échangeur à circuit de fluide caloporteur ou à résistances électriques) qui va chauffer le béton pendant le pompage.

Avec un débit de 15 m<sup>3</sup>/h, on peut obtenir une élévation de la température du béton de l'ordre de 20 °C.

### 3.4 Chauffage du béton après sa mise en place

Ce fut longtemps la technique la plus utilisée [10] [18]. On distingue deux principes : le chauffage interne, appliqué dans la masse, et le chauffage externe, par les parois, méthode la plus fréquemment employée.

■ Pour le **chauffage par l'intérieur**, les principaux procédés sont les suivants :

- le chauffage **par les armatures**, utilisé dans le cas de poutrelles précontraintes par fils adhérents ; il nécessite des coffrages isolés électriquement ;



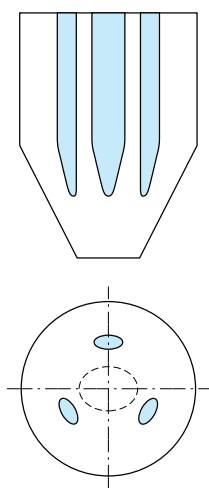


Figure 12 – Benne chauffante

— le chauffage **par des résistances électriques** isolées, noyées dans le béton, à basse tension (typiquement 42 V) ; dans le cas de pièces de section variable, cette méthode permet une bonne répartition des températures dans les pièces ; elle est économiquement intéressante lorsque le nombre des pièces à fabriquer ne dépasse pas quelques dizaines.

■ Le **chauffage externe** est obtenu par chauffage du moule, soit directement, soit en chauffant l'air environnant la pièce en béton :

— le chauffage **direct du moule métallique** s'effectue par l'application, contre le coffrage, de résistances électriques ou de canalisations transportant un fluide (eau ou vapeur) (figure 13) ;

— le chauffage de l'air environnant le moule s'effectue en plaçant la ou les pièces **dans une enceinte d'étuvage** (ou en plaçant autour de l'ouvrage une tente ou des bâches) et en y envoyant de la vapeur ou de l'air chaud.

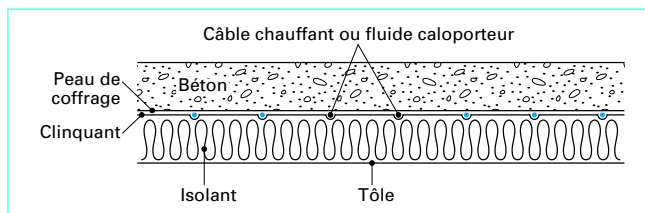


Figure 13 – Coffrage chauffant

### 3.5 Rayonnement infrarouge

Ce procédé, initialement utilisé pour permettre le travail du béton par temps froid, a pu recevoir quelques applications industrielles pour le durcissement accéléré de pièces d'épaisseur inférieure à 10 cm.

L'énergie nécessaire au traitement du béton est apportée par des panneaux chauffants, constitués d'émetteurs infrarouges qui peuvent être alimentés en électricité ou au gaz (propane ou butane) et dont le positionnement permet une répartition homogène des températures.

Ce procédé présente une grande souplesse d'utilisation et nécessite un faible investissement, mais son efficacité diminue avec l'épaisseur de la pièce à traiter : pour une épaisseur supérieure à 25 cm, il faut allonger le cycle de traitement au-delà de 4 h. Son emploi est aussi limité avec les bétons de faible conductivité thermique tels que les bétons légers, et il est exclu pour les éléments qui présentent une discontinuité thermique, tels que les panneaux sandwichs.

### 3.6 Autoclavage

L'autoclavage est une méthode utilisée pour accélérer le durcissement des divers matériaux, en associant la chaleur et une pression élevée, typiquement 180 °C et 1 MPa. Avec les bétons, il se produit alors une réaction entre la chaux et la silice.

Cette méthode n'est pratiquement pas utilisée en dehors de la confection de petits éléments préfabriqués (parpaings, bordures de trottoir, ...) car elle exige des investissements importants (chambres de traitement hermétiques et capables de résister aux pressions).

## 4. Maturométrie

### 4.1 Objectifs et principe de la méthode de maturométrie

Différents appareillages et méthodologies sont aujourd'hui proposés sur les chantiers pour *remplacer l'écrasement des éprouvettes d'information* (éprouvettes qui permettent de vérifier que la résistance requise au décoffrage ou à la mise en précontrainte est atteinte) par l'évaluation indirecte de cette résistance, moyennant l'utilisation de la loi d'Arrhenius, à partir de l'enregistrement des températures (par des thermistances ou des thermocouples noyés dans le béton) de l'ouvrage.

La loi d'Arrhenius, qui s'applique de manière remarquable pour un grand nombre de réactions chimiques dont la vitesse dépend de la température, exprime que la vitesse de la réaction est liée à la température par une exponentielle, de la manière suivante :

$$\dot{\alpha} = \frac{d\alpha}{dt} = f(\alpha) \exp\left(-\frac{E}{RT}\right)$$

avec	$\alpha$	degré d'avancement de la réaction,
	$E$	énergie d'activation de la réaction,
	$R$	constante des gaz parfaits,
	$T$	température absolue.

Lorsque la température varie et que l'on connaît sa valeur  $T(t)$  à tout instant, on peut alors définir la variable suivante :

$$t_{eq} = \int_{t_0}^t \exp\left(\frac{k}{T_0} - \frac{k}{T(\tau)}\right) d\tau$$

variable qui a la dimension d'un temps et qui est égal à l'âge réel  $t$  lorsque la température est constante et égale à  $T_0$ . On l'appelle **âge équivalent** ou **maturité**.

La loi d'Arrhenius signifie que le degré d'avancement de la réaction, à l'instant  $t$ , est le même que celui que l'on aurait atteint à l'instant  $t_{eq}$ , si la température avait été maintenue constante et égale à la *température de référence*  $T_0$  (référence généralement prise égale à 293 K, soit 20 °C).

De nombreux auteurs [4] [8] [19] ont montré que la résistance du béton en compression (ou, plus précisément, le rapport entre sa valeur à l'âge  $t$  et sa valeur à long terme) vérifie cette loi de manière assez satisfaisante, y compris pour des historiques de *température variable*.

Cela signifie que, si l'on connaît la loi d'évolution dans le temps,  $R_c(t)$ , de la résistance en compression à 20 °C, il suffit d'enregistrer la température en un point pour prédire, à tout instant, la résistance acquise en ce point, en remplaçant, dans cette loi, l'âge réel  $t$  par l'âge équivalent  $t_{eq}$ . Cette loi d'évolution à 20 °C devient alors *une caractéristique du matériau*, une équation d'état qui décrit entièrement la relation entre la résistance, le temps et la température. C'est le concept de **maturité**, paramètre qui peut être défini, indifféremment, soit par l'âge équivalent, soit par le rapport de la résistance atteinte à la résistance finale ; dans la pratique, on préférera la première définition (l'âge équivalent), car la seconde perd toute précision aux âges élevés.

## 4.2 Méthodes utilisées sur les chantiers

Différentes méthodes sont aujourd'hui utilisées sur les chantiers. Toutes se fondent sur le calcul d'un temps équivalent, selon la loi d'Arrhenius, à partir de la donnée d'une ou de plusieurs température(s) mesurée(s) par des thermistances ou des thermocouples noyées dans le béton de l'ouvrage. On peut distinguer deux types de dispositifs.

### 4.2.1 Utilisation d'un boîtier électronique

Il fournit, par affichage digital et/ou impression sur un ruban de papier, les mesures et les résultats d'un calcul : âge du béton, température, temps équivalent. Les versions les plus récentes de ces appareils permettent de tenir compte, de manière plus ou moins fine, de la nature du ciment (via le paramètre qui intervient dans le calcul de l'activation thermique) ; on estime la résistance à partir d'une courbe d'évolution déterminée expérimentalement en début de chantier.

### 4.2.2 Utilisation d'un micro portable

Il fait la même chose que le boîtier électronique, tout en offrant plus de possibilités et de souplesse dans les calculs, avec notamment la prise en compte d'un plus grand nombre de paramètres (programme Bistre® de Campenon Bernard, par exemple [15]) ; ce type d'approche permet en outre de prendre en compte les données de l'expérience acquise et l'évolution des connaissances.

## 4.3 Limites de la méthode et développements actuels

En fait, la loi d'Arrhenius (ainsi que le concept de maturité qui l'accompagne) présente, dans son application au durcissement du béton, **trois limites importantes** données ici par ordre d'importance croissante.

■ La **valeur finale de la résistance mécanique dépend de la température**. Cette valeur peut être, pour des bétons traités thermiquement, par exemple, de 10 à 15 % inférieure à celle du même béton non traité et inversement, selon la formule connue : « ... *béton d'hiver, béton de fer* ». Gautier [19], notamment, avait bien montré que la loi ne s'applique que sur le rapport de la résistance acquise divisée par la résistance finale et ne permet pas, seule, de prédire la résistance si l'on ne connaît pas la résistance à long terme ; une partie de l'erreur induite par la non-prise en compte, dans le calcul, de l'effet sur la valeur finale (parce que celle-ci, dans la pratique, n'est jamais mesurée, ni même estimée), peut être réduite par l'étalonnage (la détermination du coefficient  $k$  qui entre dans la formule pouvant, volontairement ou non, intégrer cet effet) ; mais cela malgré tout reste une erreur *masquée*.

■ La **loi d'Arrhenius**, très largement vérifiée pour nombre de réactions chimiques simples, **ne s'applique pas**, a priori, **pour un cortège de réactions chimiques**, surtout aussi complexe que celui qui se produit pendant la période dormante et au cours de la prise ; son application, par exemple, au calcul des températures et des contraintes d'origine thermique dans les structures massives (§ 2 et [20]) fait parfois apparaître des décalages sur l'échelle des temps, surtout dans le cas des bétons fortement adjuvantés (dans la pratique, ces décalages n'ont aucune conséquence sur les contraintes thermiques ni sur les risques de fissuration) ; la raison en est sans doute que les différentes réactions qui se produisent en cours de prise ont chacune leur énergie d'activation propre (le coefficient  $k$  qui entre dans l'exponentielle de la loi), ce qui conduit à une erreur sur les toutes premières phases du processus, alors que, très vite après la prise, il n'y a plus qu'une réaction chimique principale qui gouverne l'évolution des résistances mécaniques ; la loi d'évolution, qui consiste à intégrer des intervalles de temps corrigés par la température, ne conserve alors de l'erreur qu'un décalage sur le temps initial.

■ La **température agit également sur l'activité des adjuvants**, et tout particulièrement des superplastifiants, qui ont, notamment dans les bétons HP (de plus en plus utilisés), un effet *retardateur*, et ceci peut amplifier les erreurs de prédiction : il n'est pas rare, sur les chantiers de BHP, de voir des temps de prise de 10 à 15 h, et parfois plus ; cet effet de la température initiale est généralement pris en compte par le modèle, mais avec le même coefficient d'activation  $k$  que celui qui régit le durcissement, mais qui n'a aucune raison de s'appliquer à l'effet retardateur de l'adjuvant ! L'erreur ainsi induite sur le temps équivalent peut alors être, au moins dans certains cas, beaucoup plus importante.

## 4.4 Étalonnage et calibration

Dans l'état actuel des connaissances, les méthodes de maturité ne peuvent donc pas encore être considérées comme totalement validées ni qualifiées. Toute proposition d'application nécessite donc, au moins pour les chantiers à venir, la mise en application d'une procédure de qualification et d'étalonnage.

Une telle procédure a été définie par le réseau des Ponts et chaussées, sur la base des éléments exposés ci-dessus. Elle s'appuie sur la réalisation, en laboratoire, de 21 éprouvettes 16 × 32 cm (dont dix sont équipées, à cœur, d'un thermocouple) destinées aux essais suivants.

#### 4.4.1 Essais isothermes à 20 °C : étalonnage et référence

Douze de ces 21 éprouvettes sont confectionnées, en fin d'après-midi, à 20 °C et protégées, dès la fin de leur fabrication, contre la dessiccation (dans des sacs plastiques ou par des feuilles d'aluminium autocollantes), puis conservées à 20 °C. La température est enregistrée en continu, pendant 72 h, au centre de quatre éprouvettes (au moins 10 mesures par heure pendant les 18 premières heures, puis au moins une par heure).

Trois éprouvettes sont écrasées à chacun des âges suivants : 18, 24, 36 et 48 h.

#### 4.4.2 Essai isotherme de calibration du coefficient $k$

Trois éprouvettes sont réalisées à 20 °C et protégées, dès la fin de leur fabrication, contre la dessiccation (par le même moyen que les précédentes), puis placées dans une étuve ou dans des *capots chauffants*, et maintenues jusqu'à l'âge de 19 h à une température comprise entre 30 et 35 °C.

La température d'au moins deux éprouvettes est enregistrée en continu.

Ces trois éprouvettes sont écrasées à 20 h.

Le rapport entre cet âge et l'âge (obtenu par interpolation sur la courbe d'évolution des résistances à 20 °C) auquel la même résistance est atteinte à 20 °C permet de calculer une valeur du coefficient d'activation  $k$ .

#### 4.4.3 Essais non isothermes de validation

Six éprouvettes sont fabriquées selon une méthode qui permet d'obtenir, le plus tôt possible au cours de la fabrication, une tempé-

rature comprise, pour trois d'entre elles, entre 5 et 10 °C, et pour les trois autres, entre 12 et 15 °C (eau glacée, azote liquide, etc.).

Elles sont ensuite protégées, dès la fin de leur fabrication, de la dessiccation (par le même moyen que les précédentes) et chaque groupe de trois est placé, jusqu'à l'âge de 21 h, dans un caisson fermé constitué de plaques de polystyrène expansé de 10 cm d'épaisseur. La température de deux éprouvettes de chaque groupe est enregistrée en continu.

Ces six éprouvettes sont écrasées à l'âge de 22 h.

L'écart entre les résistances mesurées et les résistances prédites par le calcul fournit une évaluation de la méthode.

Dans la pratique, la détermination de la constante  $k$  nécessite cependant la réalisation, en plus des essais de compression de référence, d'au moins un essai sur une éprouvette conservée à une température constante différente de la référence. Cet essai est parfois remplacé par l'utilisation d'une valeur de l'énergie d'activation que l'on a déjà utilisée ou que l'on peut trouver, pour certains ciments, dans la littérature (notamment dans [7]).

### 4.5 Perspectives et voies d'amélioration

Les différentes voies qui sont explorées sont les suivantes :

— **détection du début de prise** à partir d'un seuil sur l'écart entre les températures intérieures et extérieures au béton, et démarrage du calcul du temps équivalent à cet instant ;

— **ajout d'un terme ou d'un coefficient** permettant de capturer l'effet des adjuvants, par exemple en utilisant, pour le terme d'activation, une valeur différente pour la période dormante (cette approche conduit à réaliser, en parallèle avec les essais décrits ci-dessus, des essais sur un béton témoin non adjuvanté) ;

— **utilisation de capteurs de flux**, collés en surface du béton de l'ouvrage, soit pour détecter et évaluer le dégagement de chaleur lui-même, soit, en complément des sondes, pour détecter le début de prise.

### Références bibliographiques

- [1] ACKER (P.) et ULM (F.J.). – *Modélisation des ouvrages en béton soumis à des effets thermiques et/ou hydriques* : in *Emploi des éléments finis en Génie civil - La maîtrise de la modélisation des ouvrages*. Livre 2, Chap. 6, Hermès, Paris, 1996.
- [2] ACKER (P.). – *Effets thermiques dans les bétons en cours de fabrication et applications aux ouvrages d'art : de nouveaux outils, pour une optimisation simultanée du coût et de la qualité*. Annales de l'ITBTP, n° 442, Série Béton 235, p. 61-77, fév. 1986.
- [3] ACKER (P.). – *Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physicochimique*. Rapport de recherche des LPC n° 152, Paris, 120 p., 1988.
- [4] BAMFORTH (P.B.). – *Early-age thermal cracking in concrete*. Slough institute of concrete technology, Tech. n° TN/2, 1982.
- [5] BASTIAN (G.) et KHELIDJ (A.). – *Propriétés thermophysiques d'un béton fraîchement coulé*. Bulletin de liaison des LPC, n° 200, p. 25-35, nov. 1995.
- [6] BOULAY (C.) et PATIÉS (C.). – *Mesure des déformations du béton au jeune âge*. Materials & structures, vol. 26, n° 159, juin, p. 308-314, 1993.
- [7] BRESSON (J.). – *La prévision des résistances des produits en béton*. Proc. Colloque International Rilem sur le Béton jeune, vol. 1, Éditions AENPC, Paris, p. 111-115, 1982.
- [8] BYFORS (J.). – *Plain concrete at early ages*. Report of the Swedish Cement Research Institute, Stockholm, 1980.
- [9] CRASSOUS (J.), CHARLAIX (E.), GAYVALLET (H.) et LOUBET (J.L.). – *Experimental Study of a Nanometric Liquid Bridge with a Surface Force Apparatus*. Langmuir, vol. 9, n° 8, p. 1995-1998, 1993.
- [10] DARCEMONT (M.). – *L'accélération du durcissement de produits en béton par traitement thermique*. CERIB, Monographie n° 9, mars 1977.
- [11] HUA (C.), ACKER (P.) et EHRLACHER (A.). – *Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste*. Cement & Concrete research, vol. 25, n° 7, p. 1457-1468, 1995.
- [12] JAY (R.) et CAUMETTE (J.). – *L'électricité dans le traitement thermique du béton*. Revue technique du bâtiment, n° 86, oct. 1981.
- [13] LAPLANTE (P.) et BOULAY (C.). – *Évolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges*. Materials & structures, vol. 27, n° 174, p. 596-605, 1994.
- [14] LE CHATELIER (H.). – *Sur les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments*. Bulletin de la Société pour l'encouragement de l'industrie nationale, 5<sup>e</sup> série, tome 5, p. 54-57, 1900.
- [15] LEMASSON (F.) et MONACHON (P.). – *Mesure des résistances du béton en place. Le logiciel Bistre*. Revue travaux, n° 685, mars 1993.
- [16] LE ROY (R.). – *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances*. Études et recherches des LPC. Réf. OA22, 376 p., 1997.
- [17] MAMILLAN (M.). – *Préchauffage du béton : utilisation de la chaleur d'hydratation*. Annales de l'ITBTP, n° 387, oct. 1980.
- [18] MAMILLAN (M.). – *L'accélération du durcissement du béton par la chaleur, l'influence des conditions de traitements et de la composition sur la qualité du béton*. Annales de l'ITBTP, n° 302, p. 15-28, fév. 1973.
- [19] REGOURD (M.) et GAUTIER (E.). – *Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré*. Annales de l'ITBTP, n° 387, oct. 1980.
- [20] TORRENTI (J.M.), LARRARD (F. DE), GUERIER (F.), ACKER (P.) et GRENIER (G.). – *Numerical simulation of temperatures and stresses in concrete at early ages : the French experience*, in *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*. R. Springenschmid ed., p. 281-288, E & FN Spon, oct. 1994.