

# Du béton frais au béton durci

## Éléments de comportement

par **Jean Michel TORRENTI**

Directeur scientifique de l'École française du béton (EFB)

<b>1. Béton frais</b>	C 2 240v2– 2
1.1 Rhéologie du béton frais	— 2
1.1.1 Comportement rhéologique	— 2
1.1.2 Thixotropie	— 2
1.2 Ressuage et ségrégation	— 3
1.2.1 Ressuage	— 3
1.2.2 Ségrégation	— 3
1.2.3 Facteurs aggravants	— 3
1.2.4 Moyens de prévention	— 4
1.3 Retrait plastique et cure	— 4
1.3.1 Facteurs aggravants	— 4
1.3.2 Moyens de prévention	— 5
<b>2. Béton durci</b>	— 5
2.1 Comportement instantané	— 5
2.1.1 Compression	— 5
2.1.2 Traction	— 9
2.1.3 Comportement dynamique	— 10
2.2 Comportement différé	— 10
2.2.1 Retraits	— 10
2.2.2 Fluage	— 11
2.2.3 Fatigue	— 13
2.3 Propriétés de transport	— 13
2.3.1 Perméabilité	— 13
2.3.2 Diffusivité	— 14
2.3.3 Paramètres influents	— 14
2.4 Effets des hautes températures	— 14
2.4.1 Dilatation thermique	— 14
2.4.2 Fluage thermique transitoire	— 15
2.4.3 Cas de l'incendie	— 15
<b>Pour en savoir plus</b>	Doc. C 2 240

**L**e béton est le matériau le plus utilisé dans la construction. La connaissance de son comportement revêt donc un grand intérêt industriel. Ce comportement est très complexe, car le matériau passe d'un état quasi liquide à un état solide, et continue d'évoluer dans le temps.

Ce document aborde ces différents stades en essayant de mettre en avant les points qui intéressent particulièrement l'ingénieur.

Le paragraphe sur le béton frais est consacré à la rhéologie du béton lors de sa fabrication et de sa mise en œuvre. Une attention particulière est portée aux conséquences possibles pour le chantier.

La partie relative au béton durci traite du comportement instantané du béton sous diverses sollicitations (compression, traction, sollicitations dynamiques), ainsi que du comportement différé (retrait, fluage) qui revêt un grand intérêt pour la plupart des structures précontraintes.

Enfin, sont abordées les questions des propriétés de transport (perméabilité, diffusivité), si importantes pour la durabilité des structures en béton, et le cas particulier du comportement du béton en cas d'incendie.

# 1. Béton frais

Pour le maître d'œuvre, le comportement du béton frais est très important car il va conditionner le déroulement du chantier et la qualité finale de l'ouvrage. La tendance actuelle conduit à l'utilisation de bétons de plus en plus fluides mais, pour autant, tous les problèmes de bétonnage ne sont pas résolus. L'objet de ce paragraphe est de décrire le comportement du béton frais et les problèmes qui peuvent survenir pendant cette phase.

## 1.1 Rhéologie du béton frais

### 1.1.1 Comportement rhéologique

■ Le **comportement du béton frais** suit, en première approximation, une loi de Bingham (voir **Nota** et les réf. [1], [5], [6]) :

- si la **vitesse de cisaillement  $\dot{\gamma}$  est nulle**, on a une contrainte de cisaillement  $\tau$  inférieure à une valeur seuil  $\tau_0$  (Pa) ;
- si la **vitesse de cisaillement  $\dot{\gamma}$  est non nulle** :

$$\tau = \tau_0 + \mu_p \dot{\gamma}$$

avec  $\mu_p$  viscosité plastique (Pa.s).

**Nota.** D'autres lois ont été proposées comme la loi de Herschel-Bulkley ([1], [6]), qui utilise aussi un seuil de cisaillement et une viscosité plastique. Elle a un troisième paramètre permettant d'ajuster des comportements légèrement rhéo-épaississants ou rhéo-fluidifiants.

Le comportement du béton frais est donc caractérisé par les deux paramètres  $\tau_0$  et  $\mu_p$  qui peuvent être déterminés à l'aide de rhéomètres à béton [6]. Le seuil de cisaillement  $\tau_0$  correspond à la force de cohésion due aux frottements entre grains. La viscosité plastique est liée au caractère plus ou moins « desserré » de la suspension par rapport à l'empilement de compacité maximale du squelette granulaire [6].

■ La **viscosité plastique** est un paramètre qui peut être important pour certaines applications, comme les bétons pompés dans lesquels il conviendra de limiter la viscosité.

Mais, pour la mise en place du béton dans les coffrages, c'est le seuil de cisaillement qui est le paramètre déterminant.

En effet, si, lors du remplissage d'un coffrage, la contrainte de cisaillement est inférieure à ce seuil, le béton s'arrêtera de s'écouler et on risque d'avoir un défaut de bétonnage (figure 1).



Figure 1 – Exemple de défaut de bétonnage – (Crédit Jean-Luc Clément, LCPC)

Un béton ayant un seuil de cisaillement plus bas se mettra donc plus facilement en place. La viscosité jouera sur le temps d'écoulement dans le coffrage, ou sur le temps de vidange d'une toupie. On a donc aussi intérêt à avoir une viscosité la moins élevée possible.

**Nota.** Un béton très visqueux peut aussi conduire à un bullage important, d'autant qu'une viscosité élevée s'accompagne en général d'un comportement thixotrope, cf. § 1.1.2.

■ Pour **abaisser le seuil de cisaillement**, on peut :

- à quantité de pâte de ciment donnée, optimiser le squelette granulaire ;
- à qualité de pâte donnée (E/C constant), augmenter la quantité de pâte ;
- utiliser des adjuvants fluidifiants (ils permettent de réduire le rapport E/C, ce qui a pour effet d'augmenter la viscosité du béton) qui, par leur effet défloculant des grains de ciment, permettent de libérer l'eau emprisonnée dans les floccs.

La solution consistant, à quantité de ciment donnée, à augmenter la quantité d'eau permet évidemment d'abaisser le seuil de cisaillement, mais doit être proscrite car elle a pour effet de diminuer la résistance du béton durci. La figure 2 donne des ordres de grandeur des paramètres pour différentes formulations de bétons.

■ D'un **point de vue pratique**, le seuil  $\tau_0$  peut être estimé à partir de l'affaissement au cône d'Abrams pour des bétons ayant un affaissement  $S$  compris entre 5 et 25 cm :

$$S = 25,5 - 17,6 \frac{\tau_0}{\rho}$$

avec  $\rho$  densité du béton [7].

■ Pour les **bétons autoplaçants**, qui ont un affaissement supérieur, une mesure équivalente dans une géométrie adaptée est possible (voir, par exemple, la boîte développée au LCPC [5]).

### 1.1.2 Thixotropie

Dans les premières minutes après le coulage, le béton a tendance à flocculer, ce qui induit une augmentation du seuil de cisaillement (figure 3). Si l'on vibre alors le béton, les floccs sont cassés et le béton retrouve son seuil de cisaillement initial. C'est le **phénomène de thixotropie** (plus tard, lorsque les réactions d'hydratation commencent, le seuil de cisaillement va aussi augmenter, mais de manière irréversible).

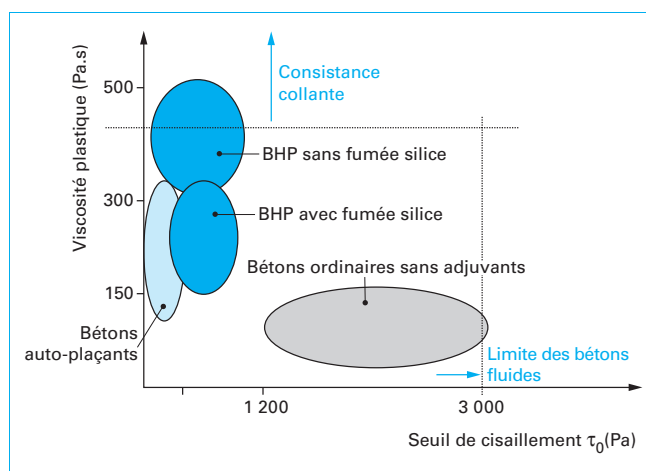
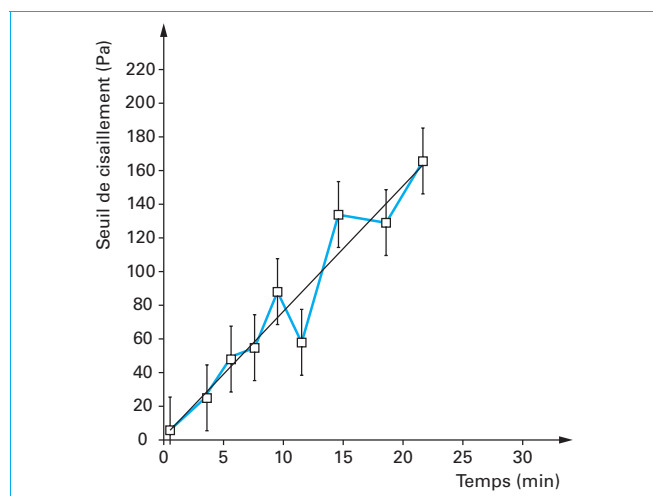


Figure 2 – Évolution du seuil de cisaillement et de la viscosité plastique selon la formulation du béton (Crédit F. Toutlemonde – LCPC, d'après [8])



**Figure 3 – Évolution du seuil de cisaillement dans le temps**  
(d'après [5])

Le comportement thixotrope du béton a plusieurs conséquences pratiques :

- la poussée dans les coffrages est égale à la pression hydrostatique si la vitesse de bétonnage est très rapide et que le seuil de cisaillement du béton est très bas (cas des BAP – cf. [2]). Une réduction de la pression sur les coffrages, due à l'effet de la thixotropie, pourra exister à condition de remplir assez lentement les coffrages (voir **Nota**) ;
- il est nécessaire, lorsque l'on coule le béton en plusieurs levées, de venir revibrer la levée inférieure afin de bien mélanger les deux couches. Evidemment, dans le cas des BAP où il n'est pas question de vibrer le béton, si l'effet thixotropique est marqué, il convient de ne pas trop attendre entre deux couches. Sinon, l'interface sera marquée et, outre les problèmes esthétiques, cela pourra entraîner une perte de résistance [9] ;
- la thixotropie peut également favoriser le bullage, le béton figeant avant que les bulles d'air n'aient le temps de s'échapper ;
- par temps chaud, le comportement thixotrope est encore plus marqué, ce qui peut conduire à de rapides pertes d'ouvrabilité ;
- dans le cas des bétons pompés, si le pompage s'arrête, le comportement thixotrope peut générer des difficultés au redémarrage (bouchon).

**Nota.** Cette condition va dépendre de nombreux paramètres, comme la température du béton. Aussi, est-il souvent plus raisonnable de supposer, dans le cas des BAP, que la pression sur le coffrage sera égale à la pression hydrostatique. Ceci a d'ailleurs l'avantage de permettre des bétonnages rapides, mais, en contrepartie, augmente le coût des coffrages.

## 1.2 Ressuage et ségrégation

Ces deux phénomènes caractérisent la perte d'homogénéité du béton frais.

### 1.2.1 Ressuage

Avant la prise, le béton peut être le siège de mouvements relatifs de l'ensemble du squelette granulaire (tassement vers le bas) et de l'eau (ressuage : apparition d'une mince pellicule d'eau à la surface du béton). Ce phénomène dépend de la perméabilité de l'empilement granulaire [59].

■ Il a des **conséquences positives** :

- pour certains bétons de remblayage, dits aussi « essorables », on peut même chercher à favoriser le ressuage de manière à permettre une mise en circulation très rapide [13] ;
- l'apparition d'une couche d'eau en surface permet une cure naturelle du béton et évite la dessiccation précoce et le retrait plastique (voir § 1.4).

■ Le ressuage a malheureusement aussi des **conséquences négatives** :

- le mouvement ascensionnel de l'eau peut être bloqué par des obstacles tels que les granulats ou les armatures. Dans ce cas, on pourra avoir une dégradation de l'adhérence pâte – granulats se traduisant par une diminution de la résistance du béton durci [14] ou une diminution de la qualité de l'interface acier – béton conduisant à une adhérence des armatures dans le béton moins bonne et à un risque de corrosion accru ([15], [16], [17]) ;
- le tassement du squelette granulaire est également gêné par les armatures. Il peut alors se produire une fissuration dite « cassure de béton frais » au droit des armatures. Cette fissuration peut également être due à un tassement différentiel de deux zones de béton frais, de hauteurs différentes, ou à un effort parasite, par exemple dû à un dévers [18] ;
- une réduction de la hauteur finale de l'ouvrage ;
- des défauts de parement [19] ;
- d'éventuelles difficultés à pomper le béton [20].

### 1.2.2 Ségrégation

La ségrégation se caractérise par un mouvement relatif des grains entre eux. Dans le cas des bétons, on constate que les gros granulats ont tendance à aller vers le bas. Cette perte d'homogénéité peut avoir plusieurs conséquences :

- dans le cas des bétons pompés, c'est une des sources de bouchons lors de l'amorçage des pompes [20] ;
- les caractéristiques mécaniques des ouvrages sont très différentes : la déformabilité et le retrait sont moindres dans les zones d'accumulation des granulats et, au contraire, élevés dans les zones contenant plus de fines, ce qui peut conduire à de la fissuration ;
- l'esthétique des parements peut être affectée ;
- le cas des bétons auto-plaçants (BAP) est particulièrement sensible car ils contiennent moins de gros granulats. Afin d'éviter la ségrégation, ils sont formulés avec une quantité importante de fines et/ou un agent de cohésion qui permettent de garantir un seuil de la pâte suffisant pour que les gros granulats restent en suspension [2] (c'est plus le seuil de la pâte du béton que sa viscosité qui empêche la chute des granulats [11]).

### 1.2.3 Facteurs aggravants

La pesanteur et l'excès d'eau étant les moteurs du ressuage et de la ségrégation, ceux-ci vont dépendre de la formulation (dosage en eau, ciment, adjuvants...) et de paramètres technologiques (hauteur du coffrage, vibration, température, humidité relative, vitesse du vent... [21], [59]).

Le béton se tassera d'autant plus rapidement et d'autant plus en valeur absolue que :

- la **durée de vibration est importante**. La vibration du béton peut être génératrice de fissures dans le cas de bétons contenant des armatures au voisinage de la surface supérieure, notamment si les vibrations sont transmises aux armatures, c'est-à-dire si les aiguilles vibrantes sont mises au contact des armatures. Ces armatures constituent des points fixes qui gênent localement le tassement du béton. Il y a alors désorganisation du squelette granulaire au voisinage de l'armature et génération de fissures qui peuvent se développer jusqu'à l'armature supérieure. Le profil de fissuration reproduit alors le quadrillage de l'armature supérieure ;
- la **hauteur de béton frais est plus grande**. La vitesse de tassement augmente avec la hauteur de béton frais. Donc, plus une levée est haute, plus le tassement sera important. De même, si une pièce, coulée en une seule fois, est constituée de zones d'épaisseurs différentes (cas des voussoirs des tabliers de ponts, des poutres en T...), la vitesse de tassement du béton sera plus importante sur la partie centrale de la pièce, où l'épaisseur du béton est plus élevée, que sur les côtés. Il se créera un cisaillement entre les zones d'épaisseurs différentes pouvant aller jusqu'à une décohérence suivant des plans verticaux des différentes zones de la pièce ;

– la **durée avant prise est importante**. Une température ambiante basse, un retardateur de prise, augmentent le temps de prise et, ainsi, la durée pendant laquelle le tassement est possible ;

– la **suspension est instable**. Ceci peut résulter :

- d'un manque d'éléments fins dans le sable ou d'un dosage en ciment insuffisant,
- de grains plats dans les éléments fins du sable,
- d'un dosage en eau excessif,
- d'un excès de vibration,
- de la présence de certains électrolytes (une trop forte adjuvation, par exemple).

### 1.2.4 Moyens de prévention

Ressuage et ségrégation seront évités grâce à un béton correctement formulé, avec un dosage en ciment suffisant et, le cas échéant, en fines inertes [22], et avec une eau de gâchage qui ne soit pas en excès. Le diamètre maximal des granulats doit être compatible avec la dimension du coffrage et l'encombrement des armatures.

Dans les cas qui nécessitent un fort retard de prise, on pourra être amené à augmenter le dosage en fines.

Enfin, pendant son transport, on veillera à agiter le béton et, lors du coulage, on évitera des hauteurs de chute trop importantes.

## 1.3 Retrait plastique et cure

Le retrait plastique est une déformation qui se produit avant durcissement sous l'effet d'une dessiccation [12]. C'est un mécanisme identique à celui qui se produit dans les sols fins ou argileux des zones de marnage lorsque l'eau se retire. Il peut en résulter une fissuration superficielle de l'ouvrage, parfois très ouverte, mais jamais très profonde. Ce retrait, d'origine exogène, se manifeste tant que le béton est plastique, c'est-à-dire avant et/ou au tout début de la prise, et dès que la surface de la structure n'est plus recouverte d'une pellicule d'eau (c'est-à-dire dès qu'elle est en déséquilibre hydrodynamique avec le milieu ambiant).

Ce retrait est dû aux tensions capillaires, de même que le retrait d'autodessiccation [3], à la différence près que, dans le cas présent, il ne s'agit plus d'une dessiccation au sein du matériau, mais d'un séchage avec départ d'eau vers l'extérieur. Le retrait plastique est donc principalement limité à la surface du béton (quelques centimètres sur un béton à hautes performances (BHP), 10 à 20 cm dans un béton ordinaire), contrairement au retrait d'autodessiccation qui se manifeste dans l'ensemble de la pièce.

Le retrait plastique dépend largement des conditions climatiques et, notamment, de la vitesse de dessiccation au niveau des surfaces non coffrées de l'ouvrage.

Ainsi, par **exemple**, un béton mis en œuvre suivant des procédures adéquates, un jour où la vitesse du vent est relativement faible, ne sera pas ou peu affecté par ce phénomène. En revanche, la couche d'eau à la surface du béton s'évaporerait rapidement par vent fort, et la déformation pourrait commencer à se manifester quelques minutes après sa mise en place.

On peut estimer le taux d'évaporation  $E$  à l'aide de la formule suivante [10] :

$$E = 5[(T_c - 18)^{2,5} - r(T_a + 18)^{2,5}]((V + 4)10^{-6}) \text{ en kg/m}^2/\text{h}$$

$T_c$  température du béton (°C),

$T_a$  température extérieure – mesurée à l'ombre (°C),

$r$  humidité relative ambiante (%),

$V$  vitesse moyenne du vent 50 cm au-dessus du béton (km/h).

Si  $E$  dépasse 0,5 kg/m<sup>2</sup>/h, il y a un risque de retrait plastique et, si  $E$  dépasse 1 kg/m<sup>2</sup>/h, le retrait plastique est certain.

**Dans tous les cas, il est préférable de prévoir une cure du béton.**

### 1.3.1 Facteurs aggravants

Le retrait plastique est d'autant plus important que nous nous trouvons dans un des trois cas de figure suivants.

#### ■ La dessiccation est forte

La dessiccation est favorisée par une hygrométrie sèche, un vent fort et une différence de température élevée entre le béton et le milieu ambiant. Le risque de fissuration plastique peut, en conséquence, être aussi important l'hiver que l'été, et même plus important l'hiver si le béton est chauffé. La dessiccation se produit dès que l'eau de ressuage est entièrement évaporée. Pour un béton ayant un bas E/C et, donc un ressuage faible, ce risque est important.

La dessiccation peut parfois être aggravée par la succion de l'eau par le coffrage, si celui-ci est poreux et absorbant, et s'il n'a pas été humidifié avant que le béton soit coulé. Des coffrages non absorbants constituent une protection efficace contre cet effet.

#### ■ La pièce est fine

Ce type de retrait se manifeste essentiellement sur des pièces qui présentent de grandes surfaces d'évaporation par rapport à leur volume (enduit, revêtement routier, dalle), donc des pièces fines, où il peut alors engendrer une fissuration importante.

- **Sur des surfaces horizontales larges**, les fissures constituent en général un maillage, dont la maille varie de quelques centimètres à quelques décimètres (figure 4).

- **À la surface des pièces verticales** (voiles, poutres, longrines), elles constituent un réseau de fissures transversales parallèles n'apparaissant que si les déformations sont empêchées, soit par une partie de la pièce (plus massive ou plus ancienne), soit par des conditions aux limites (cas des revêtements routiers ou des enduits de façade), ou bien si la géométrie de la pièce et sa taille peuvent conduire à la localisation de l'endommagement en une ou plusieurs fissures principales.

Ces fissures n'apparaissent pas dans une chape désolidarisée, par exemple.



**Figure 4 – Vue de fissuration due au retrait plastique d'une pâte de ciment de rapport E/C = 0,3 et soumise à des conditions défavorables (température élevée (voisine de 40 °C), vent fort simulé par l'utilisation d'un ventilateur, une épaisseur faible (quelques millimètres) et des déformations gênées par le support) – (Crédit Hugues Delahousse – LCPC)**



- Dans des pièces plus épaisses (radier, chevêtre, semelle épaisse, tête de pieu), la profondeur de la zone affectée par la dessiccation, et donc par le retrait, est très faible. Par conséquent, la fissuration est peu profonde. Elle est également peu ouverte.

#### ■ La prise est lente et la rétention de l'eau de gâchage est mauvaise

Une température ambiante basse, des constituants secondaires (laitiers de haut fourneau, cendres volantes...), un excès d'eau de gâchage, ou encore l'utilisation d'adjuvants ayant un effet retardateur, allongent la période de prise et, ainsi, accentuent le retrait plastique.

### 1.3.2 Moyens de prévention

Ce type de fissuration peut être évité :

- en assurant une cure efficace, c'est-à-dire en humidifiant la surface du béton, en projetant un produit de cure adapté, ou encore en recouvrant la surface du béton d'une feuille de polyane, et ce le plus tôt possible après la mise en place du béton ;
- en fermant les ouvertures si le béton est coulé en intérieur ;
- en érigeant temporairement des paravents et des pare-soleil pour réduire, respectivement, la vitesse du vent et la température à la surface du béton frais ;
- en humidifiant les coffrages ou en utilisant des coffrages non absorbants ;
- en évitant les trop forts écarts entre la température du béton et la température de l'air ambiant ;
- en maîtrisant la fissuration par retrait plastique grâce à des fibres de polypropylène.

Ces fibres (résistance à la traction de 600 MPa, module d'Young de 3,5 GPa) sont utilisées pour cette application en faible proportion (de l'ordre de 0,1 à 0,5 % en volume). Elles diminuent considérablement la fissuration associée au retrait plastique. Le mécanisme est encore mal compris, mais de nombreux essais de retrait empêché ont montré que les fibres de polypropylène, à la fois, retardent l'apparition des fissures, mais aussi diminuent (jusque dans un rapport de 10) l'ouverture de ces fissures ([23], [24]).

Ce contrôle de l'ouverture des fissures est particulièrement intéressant en ce qui concerne la durabilité. Ainsi, dans des conditions climatiques sévères (température de 40 à 46 °C en surface avec une vitesse de vent de 16 à 24 km/h) des échantillons possédant 0,2 % de fibres n'ont présenté aucune fissure visible, alors que les échantillons sans fibre présentaient, au bout de 6 à 8 heures, des fissures qui pouvaient atteindre un millimètre d'ouverture [25].

L'utilisation de fibres de polypropylène peut donc être envisagée dans le cas de bétons particulièrement exposés aux risques de dessiccation rapide (mais ne dispense pas de la cure).

## 2. Béton durci

Le document [3] traitant des aspects liés au comportement du jeune âge des bétons, nous nous intéresserons ici au comportement du béton durci. Nous traiterons de son comportement mécanique, mais aussi des propriétés en rapport avec sa durabilité.

### 2.1 Comportement instantané

#### 2.1.1 Compression

La résistance en compression simple du béton est le paramètre fondamental du comportement pour l'ingénieur de bureau d'études. Sous cette valeur et son utilisation se cachent, cependant, un certain nombre d'hypothèses que nous allons présenter.

Tout d'abord, l'ingénieur de bureau d'études s'intéresse à une valeur caractéristique le plus souvent à 28 jours. Cette durée ne signifie pas que les réactions d'hydratation du ciment sont terminées. C'est, en fait, un compromis entre un délai trop long pour le contrôle et l'obtention d'une valeur représentative de la résistance finale que l'on peut considérer comme acquise après plusieurs mois de réaction d'hydratation.

Pour un béton dont le ciment est un Portland, on peut estimer que le gain de résistance entre 28 jours et un an est de l'ordre de 15 %. Il sera beaucoup plus important pour des bétons composés avec des cendres volantes ou du laitier de haut fourneau.

La résistance caractéristique est, de plus, une grandeur statistique qui correspond au fractile 5 % de la distribution des résistances. Cela signifie que, pour 5 % seulement des essais, la résistance mesurée est plus faible que la résistance caractéristique. En effet, le béton étant fabriqué avec des matériaux hétérogènes qui peuvent varier sur la durée d'un chantier et qui sont mis en œuvre dans des conditions variables (température, hygrométrie, mais aussi conditions de chantier), sa résistance varie au cours d'un chantier. La résistance moyenne du béton est donc plus élevée que sa résistance caractéristique.

La norme NF EN 1992-1-1 (Eurocode 2-Calcul des structures en béton, notée EC2 par la suite) donne une différence de 8 MPa entre la résistance moyenne et la résistance caractéristique, ce qui correspond, pour une distribution suivant une loi normale, à un écart-type voisin de 5 MPa).

On notera que cette relation indique que le coefficient de variation (rapport entre l'écart-type et la moyenne  $f_{cm}$ ) diminue avec la résistance. Dit autrement, la dispersion n'est pas plus grande avec des bétons hautes performances qu'avec des bétons courants.

La figure 5 donne un exemple de résultats expérimentaux pour le béton des piles du viaduc de Millau.

#### ■ Essai de compression

L'essai normalisé (norme NF EN 12390-3) est classiquement réalisé en France sur des éprouvettes cylindriques d'éclancement, c'est-à-dire de rapport hauteur/diamètre, égal à 2.

La norme NF EN 12390-1 définit la dimension des moules dont les diamètres les plus courants sont tels que les surfaces de chargement soient égales, respectivement, à 100 cm<sup>2</sup> ( $\phi = 11$  cm,  $h = 22$  cm) et 200 cm<sup>2</sup> ( $\phi = 16$  cm,  $h = 32$  cm), ce qui permet de déduire directement de la force maximale exercée la résistance en MPa.

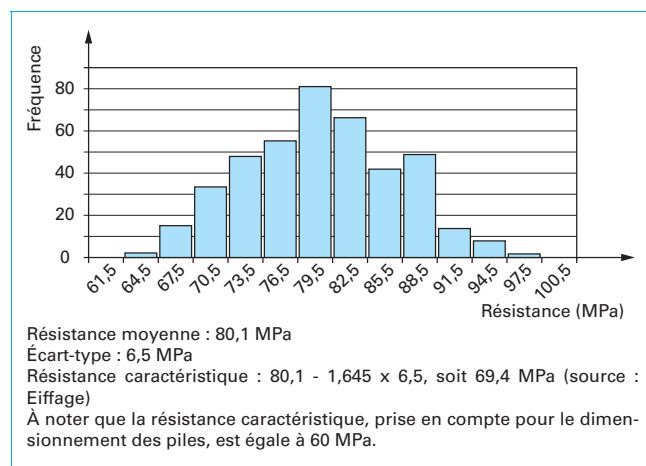


Figure 5 – Distribution des résistances du béton des piles du viaduc de Millau, obtenue à partir de 415 résultats expérimentaux

Par **exemple**, pour une éprouvette de diamètre 16 cm, si l'effort de rupture est égal à 1 000 kN, la résistance de l'éprouvette est égale à 50 MPa.

La norme autorise aussi la pratique de l'essai de compression sur des cubes (c'est ce qui est pratiqué en Allemagne ou au Royaume-Uni). Ce type d'éprouvettes présente l'avantage d'un poids moindre : un cube d'arête 15 cm pèse pratiquement la moitié d'un cylindre  $\phi$  16 x 32 (dont la masse est d'environ 15 kg). De plus, pourvu que le moule de confection le permette, les faces de chargement sont parfaitement parallèles et planes (en faisant faire un quart de tour au cube par rapport au coulage), ce qui n'est pas le cas du cylindre qui doit être surfacé (norme NF EN 12390-3). Ceci permet d'économiser sur l'opération de surfacage. Mais, lorsque l'éclatement n'est pas suffisant, les conditions aux limites de l'essai viennent le perturber et la mesure est faussée.

La figure 6 présente l'évolution de la résistance en fonction de l'éclatement.

Ceci est dû au phénomène de *fretage*, lié à la différence des caractéristiques mécaniques du béton testé et de l'appui de chargement en acier. En effet, les déformations latérales de l'appui sont beaucoup plus faibles que celles du béton s'il était libre de se déformer. Mais, la déformation latérale du béton est gênée par du frottement sous l'appui. L'état de contrainte dans le béton n'est alors plus uniaxial et on a un fort confinement sous l'appui. Ceci fait que la fissuration évite cette zone et explique la rupture typique en cône des éprouvettes cylindriques (figure 7).

Bien entendu, la réglementation prend en compte la manière dont l'essai de compression est pratiqué. Ainsi, l'EC2 donne un tableau permettant de passer de la résistance du cube à celle sur cylindre (tableau 1). Et la dénomination normalisée des bétons comprend les deux valeurs : un C40/50 est un béton de résistance caractéristique 40 MPa sur cylindre et 50 MPa sur cube.

Lorsque l'on utilise des éprouvettes cylindriques, il est nécessaire de surfacer les faces d'appui. Cela peut se faire de différentes manières. Rectification mécanique et surfacage à l'aide d'un mélange de sable et de soufre chauffé sont les méthodes les plus courantes (norme NF EN 12390-3). Le tableau 2 [27] donne une idée des pertes de résistance lorsque ceci n'est pas fait correctement.

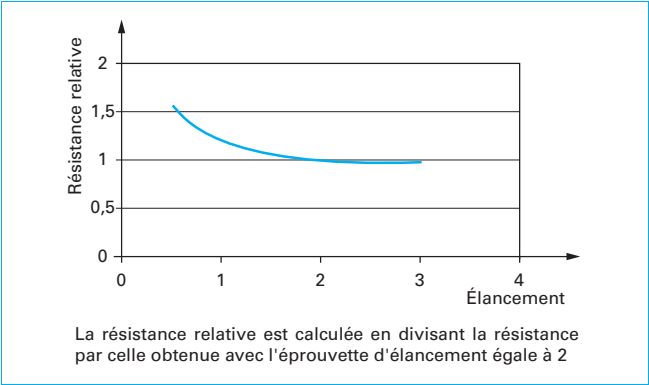


Figure 6 – Évolution de la résistance en compression avec l'éclatement d'une éprouvette cylindrique (d'après [26])

Pour les bétons hautes performances (BHP), l'utilisation de la technique de surfacage des éprouvettes cylindriques est déterminante.

Pour ces matériaux, on pourra pratiquer l'essai après rectification mécanique (à condition que celle-ci soit bien faite [28]), surfacage avec un soufre « haute résistance » ou boîte à sable [29] (le surfacage au soufre « classique » étant à proscrire car de résistance insuffisante).

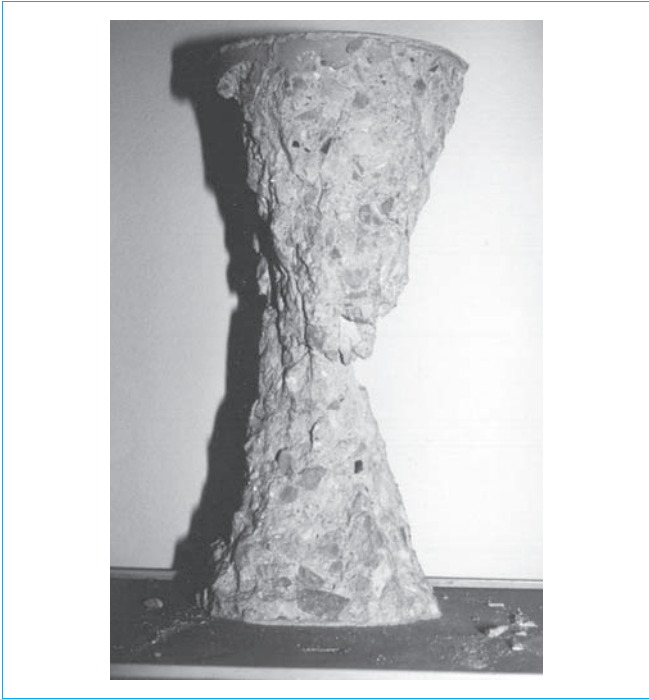


Figure 7 – Éprouvette  $\phi$  16 x 32 après un essai de compression. Le faciès de rupture « en cône » est dû au phénomène de fretage (Crédit Jean Michel Torrenti – LCPC)

Tableau 2 – Causes de pertes de résistance (d'après [27])	
Paramètres	Pertes de résistance (%)
Faces convexes, pas de surfacage	jusqu'à 75
Matériau de surfacage de résistance insuffisante	43
Faces concaves, pas de surfacage	30
Mauvaise planéité des faces avant surfacage	27
Faces convexes avec surfacage	12

Tableau 1 – Correspondance entre résistance sur cylindre et sur cube (EC2)												
$f_{ck,cyl}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105

Les conditions de conservation des éprouvettes peuvent aussi influencer sur le résultat de l'essai de compression. Il faut distinguer ici deux aspects différents du problème : l'absence de cure au jeune âge et l'interruption de la cure avant l'essai de compression.

Au jeune âge, l'absence de cure provoque un arrêt précoce de l'hydratation et conduit donc à des résistances ultimes plus faibles. C'est pourquoi, dans les essais normalisés, les éprouvettes doivent être conservées en piscine ou protégées de la dessiccation (norme NF EN 12390-2). Par contre, si juste avant un essai à 28 jours, on stoppe la cure, on peut constater une augmentation de la résistance de quelques MPa. L'explication la plus couramment avancée est celle d'une mise en « précontrainte » du squelette solide par augmentation des tensions superficielles lors du séchage [30].

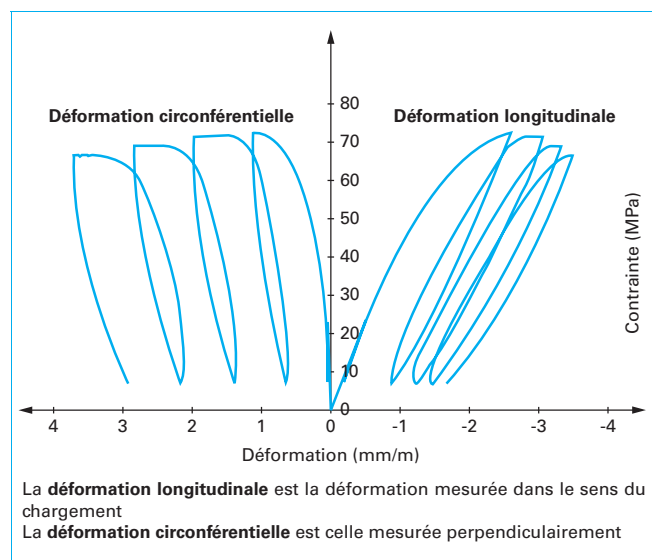
Enfin, parce que le béton est un matériau dont le comportement a une composante visqueuse très importante, la vitesse de chargement a une importance notable sur les caractéristiques du comportement en compression (déformations, mais aussi résistance). Celle-ci diminue lorsque la vitesse de chargement diminue. Cependant, pour autant que l'on reste dans une gamme « raisonnable » de vitesse, les écarts restent faibles.

Par **exemple** quand cette vitesse passe de 0,5 à 0,05 MPa/s, la résistance ne diminue que de 3 à 4 % [41].

### ■ Comportement en compression

La figure 8 présente l'évolution des déformations longitudinales et transversales en fonction de la contrainte appliquée dans un essai de compression piloté à partir de la mesure de la déformation transversale (ce qui permet de passer de manière stable le pic d'effort). Nous pouvons distinguer plusieurs phases dans le comportement du béton (suivant un pourcentage de la contrainte maximale) :

- **jusqu'à 10 %** : phase de serrage, liée à la refermeture des microfissures préexistantes. Il y a raidissement du béton. Cet effet n'est, en général, pas sensible pour les bétons conservés en cure humide car la microfissuration initiale est principalement liée à une dessiccation du béton ;
- **jusqu'à environ 40 %** : le comportement est quasi-linéaire ; le module d'élasticité, rapport entre l'accroissement de contrainte et l'accroissement de déformation dans cette phase, est compris entre 25 et 50 GPa, et le coefficient de Poisson entre 0,15 et 0,20 ;



**Figure 8 – Relation contrainte/déformations en compression simple** (d'après les essais de [60])

– **de 40 à 80 %** : le comportement devient non-linéaire et des irréversibilités apparaissent. Ceci correspond au développement de la microfissuration aux interfaces granulats-matrice. Le module d'élasticité, mesuré sur des cycles, décroît, mais le coefficient de Poisson du béton reste pratiquement constant ;

– **de 80 à 100 %** : le comportement devient fortement non-linéaire. Cette phase est celle où les fissures se propagent dans la matrice parallèlement à la direction de sollicitation. Le matériau a alors un comportement orthotrope. La valeur de la déformation longitudinale au pic d'effort est de l'ordre de 2 ‰. Le module décroît sensiblement. Le coefficient de Poisson apparent devient très grand (les déformations transversales sont alors plus importantes que les longitudinales) et il y a augmentation du volume apparent de l'éprouvette (le volume du solide n'augmente que de manière apparente à cause des fissures internes) ;

– **au-delà** : si le pilotage de l'essai est tel que le raccourcissement de l'éprouvette soit une fonction linéaire croissante du temps, on peut, en général (voir **Nota**), constater une propagation stable des fissures avec une décroissance de la charge. Un tel comportement est dit **radoucissant**. Des mesures du champ de déplacement dans l'éprouvette montrent que cette phase correspond à une **localisation** des déformations : le champ de déformations n'est plus uniforme [31]. De ce fait, à partir de cet instant, la déduction de la loi de comportement à partir de la relation expérimentale force déplacement n'est plus directe. De même, les modèles numériques doivent intégrer ce phénomène.

**Nota.** Les exceptions surviennent pour les bétons de très hautes résistances qui emmagasinent une grande énergie élastique, ce qui induit une propagation instable de la fissuration.

### ■ Module d'élasticité

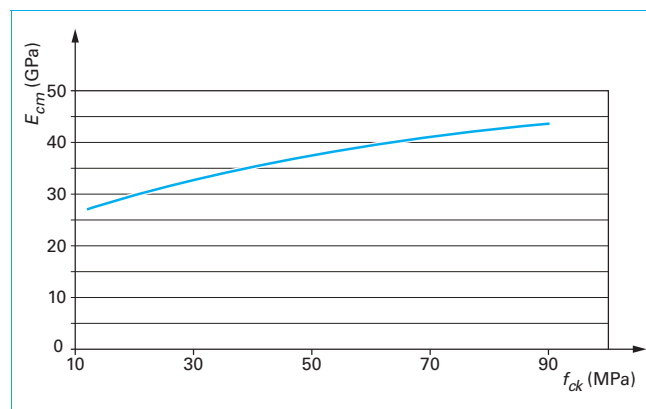
Outre la résistance, un des paramètres les plus importants pour le comportement en service du béton est son module d'élasticité. L'utilité de la mesure de ce paramètre est particulièrement évidente pour les calculs de stabilité de forme, de pertes de précontrainte, de calculs en déformations imposées ou gênées...

L'EC2 permet de l'estimer à l'aide de la relation suivante :

$$E_{cm}(\text{GPa}) = 22[(f_{cm}) / 10]^{0,3}$$

avec  $f_{cm}$  en MPa.

La figure 9 donne l'évolution du module avec la résistance. On remarque qu'il augmente moins vite que celle-ci. On notera, surtout, que cette relation n'est qu'indicative. En effet, le module du béton dépend de la composition de celui-ci et, notamment, de la nature des granulats. Pour les bétons auto-plaçants (BAP), la quantité de pâte plus importante peut entraîner un module plus faible.



**Figure 9 – Évolution du module avec la résistance (relation moyenne de l'EC2)**

L'EC2 indique que le module peut être plus faible de 10 à 30 %, pour des calcaires et des grès, et plus fort de 20 %, pour des basaltes. Le module doit donc être déterminé de manière explicite si la stabilité de la structure est sensible à sa valeur.

Cette mesure demande certaines précautions ([32]) et certaines erreurs, comme la mesure de la déformation entre plateaux, sont à proscrire.

La figure 10 présente un exemple d'extensomètre pouvant être utilisé pour cette mesure.

Lien avec le comportement réglementaire

Hors problème d'instabilités, le comportement en compression du béton est pris en compte de manière simplifiée dans l'EC2 par l'expression suivante :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$
 pour  $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$  et  $\sigma_c = f_{cd}$  pour  $\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$

Les valeurs de  $n$ ,  $\epsilon_{c2}$  et  $\epsilon_{cu2}$  étant définies dans le tableau 3,  $f_{cd}$  est la résistance de calcul en compression. Elle se déduit de la résistance caractéristique en la divisant par le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_c$  (qui couvre les aspects du comportement du béton qui ne sont pas pris en compte, comme les effets d'échelle, la fatigue, les



Deux groupes de pointeaux à 120 °C matérialisent deux sections, de part et d'autre du tiers central de l'éprouvette, et trois capteurs de déplacement mesurent la déformation relative de cette partie de l'éprouvette.

Figure 10 – Essai de module sur éprouvette  $\phi$  16 x 32. Mesure des déformations à l'aide d'un extensomètre adapté (Crédit C. Boulay – LCPC)

erreurs éventuelles de la modélisation par la RdM,...) et par un coefficient  $\alpha_{cc}$  (tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée ; sa valeur recommandée est égale à 1).

$\epsilon_{c2}$  et  $\epsilon_{cu2}$  sont, respectivement, la déformation du béton, lorsque la contrainte atteint  $f_{cd}$ , et la déformation maximale du béton. La figure 11 présente trois exemples de la loi de comportement réglementaire. La partie plastique de la loi de comportement réglementaire rend compte de manière simplifiée du comportement radoucissant du béton. Cette partie est moins importante pour les bétons à très hautes performances, car ils ont une perte de raideur très marquée dans la partie radoucissante.

Paramètres influents

Les relations de Feret [1] ou de Bolomey donnent les paramètres principaux pilotant la résistance en compression du béton. Si on néglige le volume d'air occlus et si le liant est du ciment Portland seulement, la relation de Bolomey s'écrit :

$$f_{cm28j} = k R_{c28} \left( \frac{C}{E} - 0,5 \right)$$

- avec  $E, C$  : masse d'eau et masse de ciment (en kg pour 1 m<sup>3</sup> de béton),
- $k$  : coefficient granulaire,
- $R_{c28}$  : résistance moyenne du ciment à 28 jours,
- $f_{cm28j}$  : résistance moyenne du béton à 28 jours.

Cette relation montre que, pour un type de granulats donné, la résistance en compression du béton ne dépend que du rapport E/C. Plus celui-ci est bas et plus la résistance du béton est élevée.

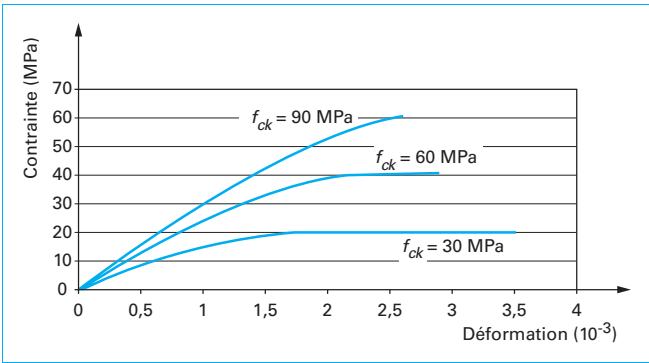


Figure 11 – Exemples de lois de comportement de calcul pour  $f_{ck} = 30, 60$  et  $90$  MPa, avec  $\gamma_c = 1,5$  et  $\alpha_{cc} = 1$

Tableau 3 – Extrait du tableau 3.1 de l'EC2

$f_{ck}$ (MPa)	$\leq 50$	60	70	80	90
$n$	2	1,6	1,45	1,4	1,4
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2	2,2	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5	2,9	2,7	2,6	2,6

On notera que lorsque la résistance augmente le comportement devient plus linéaire ( $n$  se rapproche de 1) et la déformation à rupture diminue.



D'autres paramètres peuvent aussi être, à un degré moindre, influents, comme les additions (fumée de silice, laitier, cendres volantes) ou l'épaisseur moyenne de pâte (voir [1] pour plus de détails).

## 2.1.2 Traction

La mesure de la résistance en traction est beaucoup plus rare que celle de la résistance en compression. Ceci essentiellement parce que, dans les règlements actuels, le béton tendu est généralement négligé (en béton armé et précontraint, mais pas dans les chaussées, par exemple). De plus, cette résistance en traction étant faible, une estimation à partir de la résistance en compression est souvent suffisante.

Pour des calculs allant un peu plus loin que le seul règlement, il peut, par contre, devenir nécessaire de connaître le comportement du béton en traction, au travers de sa résistance, mais aussi de sa déformabilité.

### ■ Différents essais et liens entre eux

Il existe différents essais permettant de mesurer la résistance en traction. On peut pratiquer un essai de traction directe, en général sur un échantillon cylindrique ou prismatique dont les faces terminales sont collées aux appuis de chargement de la presse. Un tel essai demande cependant une préparation importante, n'est pas normalisé et n'est en fait pratiqué que dans les laboratoires de recherche (où l'on mesure alors d'autres paramètres du comportement).

L'essai le plus courant permettant d'estimer la résistance en traction des bétons est l'essai de traction par fendage (norme NF EN 12390-6), appelé aussi « essai brésilien » de par la nationalité de son inventeur. Il est très usité car facile à mettre en œuvre et consiste à charger, suivant un diamètre, un cylindre de béton (figure 12). Il ne donne cependant qu'une valeur indicative de la résistance en traction : on a en général  $f_{ct}$  (traction directe)  $\approx 0,9 f_{ct,sp}$  (fendage).

L'analyse de l'essai fait apparaître, outre une composante de traction perpendiculaire au plan du chargement, une compression du béton parallèle à ce plan. La résistance mesurée devrait donc être plus faible. L'expérience montre qu'il n'en est rien. Ceci s'explique essentiellement par un phénomène d'effet d'échelle dû aux hétérogénéités du béton ([33], [34]). Pour des sollicitations de traction, cet effet est particulièrement marqué. Dans l'essai brésilien, compte tenu du mode de sollicitation, la rupture se produit forcément dans le plan de chargement, il n'y a donc qu'une part faible du volume de l'éprouvette qui est intéressée par le phénomène.

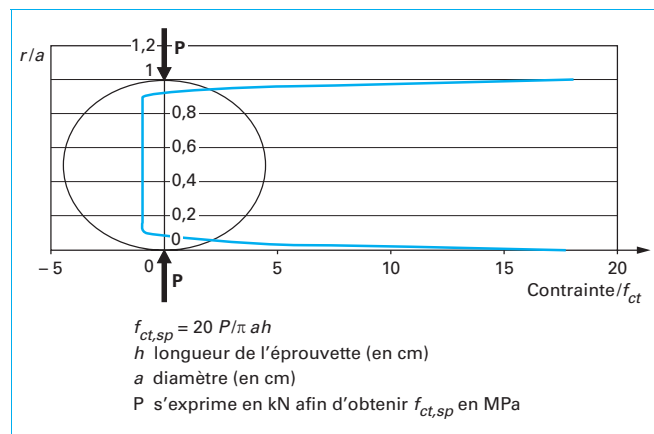


Figure 12 – Contrainte horizontale dans l'essai de traction par fendage

On peut enfin estimer la résistance en traction au moyen d'un essai de flexion quatre points permettant d'avoir une flexion pure dans le tiers central de l'éprouvette (norme NF EN 12390-5). Comme dans l'essai de fendage, cet essai présente un fort effet d'échelle et surestime la résistance, cette fois-ci essentiellement à cause de l'existence de gradients de contrainte dans l'essai [35]  $f_t$  (flexion)  $\approx f_{ct}/0,6$ .

Comme pour la compression, de nombreux paramètres influent sur la résistance en traction : l'âge bien sûr, les conditions aux limites de l'essai (par exemple, dans l'essai de traction par fendage, il convient d'insérer, entre la presse et l'éprouvette, des bandes de chargement qui évitent l'écrasement du béton le long de la génératrice de chargement), la taille des éprouvettes déjà évoquée et les conditions de conservation des éprouvettes. Celles-ci sont particulièrement importantes : un séchage prématuré des éprouvettes peut se traduire par des chutes de résistance en traction [36].

### ■ Lien avec le comportement réglementaire

La résistance en traction moyenne du béton  $f_{ctm}$  est estimée dans l'EC2 par les relations suivantes :

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)} \text{ lorsque } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}) / 10) \text{ lorsque } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

La figure 13 présente l'évolution de  $f_{ctm}$  en fonction de  $f_{ck}$ . On constate que la valeur de  $f_{ctm}$  reste faible, même pour les bétons à hautes performances.

L'EC2 introduit, par ailleurs, un effet d'échelle dans l'estimation de la résistance en traction par flexion en faisant intervenir la hauteur  $h$  de la section droite de l'élément considéré (figure 14) :

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ctm}; f_{ctm}\} \text{ (h s'exprimant en mm)}$$

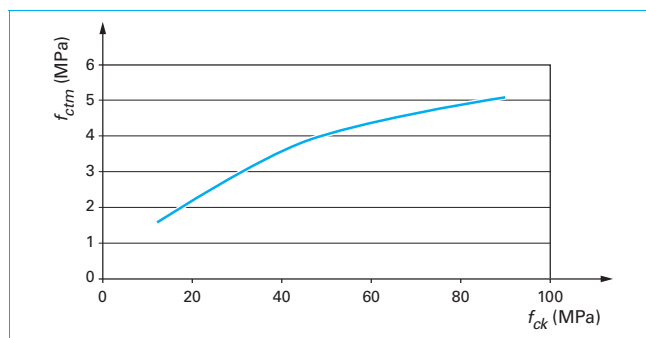


Figure 13 – Évolution de la résistance en traction  $f_{ctm}$  en fonction de  $f_{ck}$

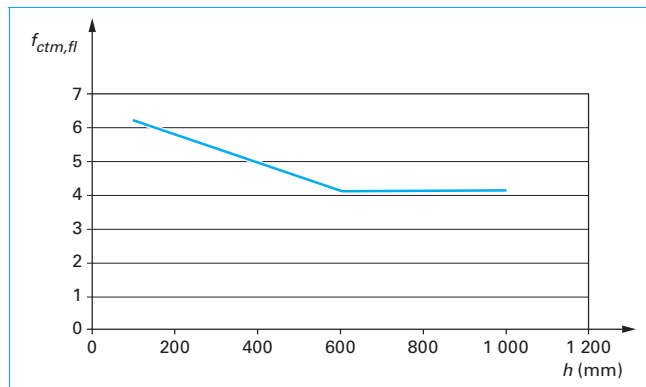


Figure 14 – Résistance en traction par flexion en fonction de la hauteur de la section droite pour un béton de classe C 50/60

■ Comportement en traction

Le comportement est quasi-linéaire et réversible presque jusqu'à la rupture, le module d'Young étant sensiblement le même qu'en compression [58]. La microfissuration se développe perpendiculairement au chargement et aboutit à une surface de rupture unique, c'est-à-dire qu'il y a, là aussi, localisation des déformations. La déformation au pic de l'effort de traction est très limitée (100 à 200.10<sup>-6</sup> environ) et correspond à une contrainte faible en regard de la résistance en compression.

Dans le cas d'un chargement alterné (traction puis compression), l'orientation de la fissuration en traction, selon la direction d'extension maximale, induit un comportement unilatéral. Ainsi, si l'on effectue un essai de traction en pilotant l'essai en déplacement (vitesse de déplacement imposée), que l'on dépasse le pic d'effort, puis que l'on décharge l'éprouvette et qu'on la comprime, les fissures ouvertes en traction se referment pratiquement. Il y a restauration de la rigidité, et la résistance en compression n'est presque pas affectée [37]. Cet effet devra être pris en compte, par exemple, dans la modélisation du comportement de structures soumises à des séismes.

2.1.3 Comportement dynamique

Le béton est un matériau dont le comportement dépend de la vitesse de sollicitation : c'est ce que l'on appelle les effets de vitesse. Ainsi, en compression, sa résistance augmente avec la vitesse de sollicitation. La figure 15 présente la variation proposée par les recommandations du CEB [38].

On constate qu'il existe deux régimes de variation : entre 10<sup>-4</sup>/s et 10/s, l'accroissement relatif de la résistance est assez lent et s'accroît au-delà de 10/s [39]. Les effets de vitesse sont plus marqués pour les bétons de faible résistance car, dans la gamme 10<sup>-4</sup>/s et 10/s, ils sont liés à la présence d'eau libre dans le béton [41] et expliqués par l'effet Stefan (existence de forces de rappel lors de mouvements de fluides visqueux) [40].

2.2 Comportement différé

Le béton est un matériau qui se déforme au cours du temps. En l'absence de charge extérieure, cette déformation s'appelle le « retrait » et, lorsqu'une charge est appliquée, le « fluage » (voir Nota). Le séchage du béton jouant un rôle très important, on décompose aussi les déformations différées selon qu'il y ait, ou pas, un échange d'eau entre le béton et le milieu ambiant.

Cette partie est consacrée à ces phénomènes et est complétée par le comportement en fatigue du béton.

**Nota.** Cette décomposition est en partie artificielle car les phénomènes à l'origine de ces déformations ne peuvent être découplés et sont parfois les mêmes. Par exemple, il ne peut pas y avoir de fluage de dessiccation sans retrait de dessiccation.

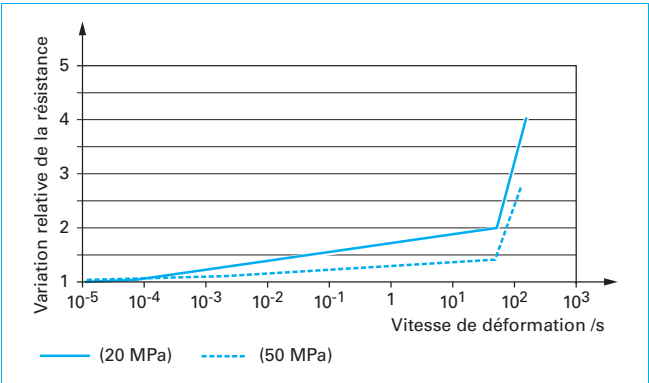


Figure 15 – Recommandations du CEB pour les effets de vitesse en compression (d'après [38])

2.2.1 Retraits

■ Phénomènes à l'origine des retraits

Trois phénomènes (chimique, thermique et hydrique) sont à l'origine des retraits du béton [42] :

- le **bilan volumique de la réaction d'hydratation** : le volume des hydrates formés dans la réaction d'hydratation est nettement inférieur à la somme des volumes des deux constituants, ciment anhydre et eau, qui entrent dans la réaction (contraction Le Chatelier) ; la différence est comprise, selon les ciments, entre 8 et 12 % du volume initial, ce qui correspond à un retrait linéique potentiel de la matrice de 3 à 4 %. En fait, dès le début de la prise, ce retrait est gêné par la structure naissante, et c'est l'**auto-dessiccation** de la pâte liée à la poursuite de l'hydratation qui entraîne un retrait. En l'absence d'échange thermique et hydrique avec l'extérieur, et selon la formulation du béton, on observe alors un retrait endogène ou d'auto-dessiccation, de l'ordre de 10<sup>-4</sup>, dont la plus grande part est effectuée en quelques jours ;
- la **chaleur d'hydratation du ciment** : la réaction d'hydratation est fortement exothermique (entre 150 et 450 J/g de ciment), ce qui conduit, dans les heures qui suivent la fabrication du béton, à des élévations de température qui peuvent atteindre 50 degrés dans les pièces massives ; la prise se fait alors à chaud : d'où un retrait thermique, accompagné de gradients au cours du refroidissement ;
- la **dessiccation du liant** : le séchage naturel entraîne des variations dimensionnelles considérables de la pâte de ciment durcie, difficiles à déterminer directement, à cause de la lenteur du processus et de la fissuration de peau engendrée par les gradients de séchage.

Ces différents phénomènes ont des cinétiques très différentes : dans un cylindre de diamètre 16 cm, la chaleur d'hydratation diffuse pendant 1 ou 2 jours, les effets de l'hydratation sont sensibles un an, alors que le séchage dure plus de dix ans. C'est d'ailleurs ce qui permet de modéliser de manière satisfaisante ces deux processus. À court terme, le séchage reste très superficiel et n'affecte pas (ou très peu) l'hydratation. À long terme, les variations de température sont cycliques et ne modifient pas profondément la cinétique du séchage.

■ Paramètres influents

Les retraits dépendent :

- de la **nature et du pourcentage volumique des granulats** : en effet ceux-ci s'opposent au retrait de la pâte de ciment et limitent donc le retrait du béton d'autant plus qu'ils sont rigides et en proportion élevée ;
- du **rapport E/C** : si celui-ci est élevé (> 0,6) il y aura peu d'auto-dessiccation et donc peu de retrait endogène. *A contrario* il y aura un déséquilibre hydrique plus important avec l'humidité relative ambiante et donc des déformations liées à la dessiccation plus importantes (tableau 4) ;
- de la **taille des pièces** : le séchage est un phénomène diffusif très lent. Si une éprouvette de diamètre 16 cm met 10 ans pour sécher, un poteau de diamètre 32 cm mettra 40 ans. Certaines pièces très massives ne seront donc pas en équilibre avec le milieu extérieur à la fin de leur durée de service. Ceci implique qu'elles ne subiront pas toutes les déformations de dessiccation potentielles.

Tableau 4 – Retraits à long terme de bétons de différentes résistances pour HR = 60 % – pièce mince (rayon moyen < 100 mm)			
Résistance $f_{ck}$ (MPa)	20	60	90
Retrait endogène	25.10 <sup>-6</sup>	125.10 <sup>-6</sup>	200.10 <sup>-6</sup>
Retrait de dessiccation	490.10 <sup>-6</sup>	300.10 <sup>-6</sup>	210.10 <sup>-6</sup>
Retrait total	515.10 <sup>-6</sup>	425.10 <sup>-6</sup>	410.10 <sup>-6</sup>

À partir des relations proposées par l'EC2, on peut donner une estimation des retraits selon la résistance du béton (tableau 4). On constate que l'ordre de grandeur du retrait total est de l'ordre de  $400 \text{ à } 500.10^{-6}$ .

#### ■ Effets mécaniques des retraits [42]

Nous n'abordons pas ici les effets du retrait thermique. Pour cela se référer à [21].

Sur deux échelles de temps différentes, les retraits d'autodessiccation et de dessiccation ont des effets mécaniques analogues, à trois niveaux différents :

- à l'échelle des inclusions : ils entraînent une étreinte des granulats et un champ de contraintes complexe dans la matrice ; ces contraintes initiales permettent d'expliquer divers aspects du comportement mécanique macroscopique (déformations irréversibles, fatigue, hystérèse...) ;

- à l'échelle des sections : les gradients qui apparaissent en phase transitoire entraînent des tractions en peau à l'origine d'un certain nombre de problèmes de fissuration et de non linéarité (fluage de dessiccation notamment) ;

- à l'échelle de la structure : d'importantes conséquences technologiques résultent du retrait apparent (joints de dilatation, pertes de précontrainte) et des retraits différentiels (dispositions constructives, phasage de bétonnage).

Dans les conditions d'application de la théorie des poutres (hypothèse des sections planes), un champ donné de déformations imposées peut être décomposé en la somme de deux champs : un champ linéaire et un champ auto-équilibré (figure 16). Le premier est, dans chaque section droite  $S$ , fonction linéaire des coordonnées transversales  $x$  et  $y$ . On l'obtient en écrivant qu'il a les mêmes éléments de réduction (moyenne sur la section et moments par rapport aux axes d'inerties) que le champ réel. Sa première composante (la moyenne) se manifeste par une déformation longitudinale, généralement libre (dilatation ou retrait), la seconde composante que l'on appelle « gradient efficace » se traduit par une déformation de flexion imposée, qui n'est libre que dans une poutre isostatique, où ce premier champ n'entraîne aucune contrainte longitudinale.

La différence entre le champ linéaire et le champ réel que l'on appelle champ « d'auto-contraintes », n'entraîne que des effets locaux (contraintes longitudinales dont l'intégrale sur la section est nulle).

Le retrait, tel qu'il est défini par les textes réglementaires (i.e. comme une déformation uniforme) ne constitue donc qu'une des

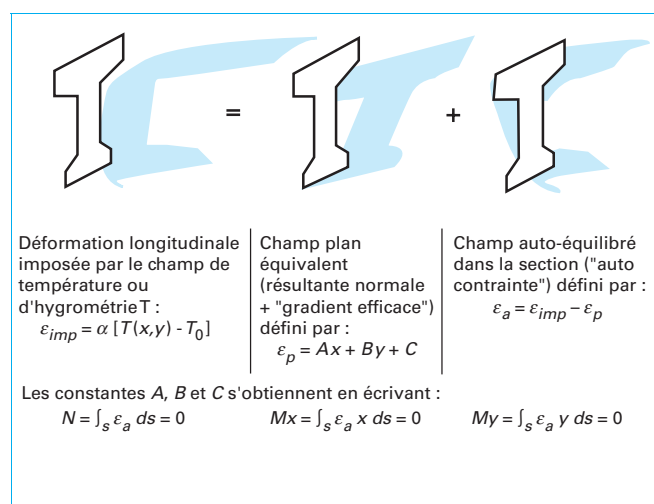


Figure 16 – Décomposition d'un champ de déformation imposé (en théorie des poutres) (d'après [42])

trois composantes qui résultent du séchage du béton. Il faut y ajouter le champ des contraintes auto-équilibrées et, selon la distribution de la teneur en eau dans la section droite, une déformation de flexion imposée, libre ou gênée (si la section est dissymétrique et/ou sèche de manière dissymétrique).

Dans la pratique, la peau du béton est toujours fissurée, ce qui limite la validité de l'approche par la Résistance des matériaux. Cette fissuration a, sur les trois composantes définies ci-dessus, des effets mécaniques de nature très différente, et notamment :

- une redistribution du champ de contraintes initiales ;
- une diminution du retrait apparent ;
- un effet de flexion si la fissuration est dissymétrique.

## 2.2.2 Fluage

Lorsque le béton est soumis à une charge extérieure permanente, outre une déformation instantanée au moment du chargement et une déformation de retrait, il subit une part supplémentaire de déformation différée : le fluage. Cette part supplémentaire est même plus importante que la déformation instantanée. Si l'on définit le module différé comme étant le rapport entre la contrainte appliquée et la somme des déformations (initiales + différées), ce module est environ 3 fois plus petit que le module d'élasticité. C'est ce qui explique que le coefficient d'équivalence acier-béton soit voisin de 15, alors qu'un rapport des modules instantanés acier-béton est plutôt voisin de 5.

Concernant la cinétique, si la charge est limitée à environ 30 % de la résistance, la vitesse de fluage diminue avec le temps. C'est le cas que l'on rencontrera dans les constructions du génie civil et que nous traiterons ici.

#### ■ Paramètres influents

Le fluage dépend essentiellement :

- **de la charge appliquée.** Sous des charges modérées (celles auxquelles sont soumis les ouvrages d'art), on peut considérer qu'il est proportionnel à la charge appliquée ;
- **de l'âge auquel s'effectue le chargement.** Plus le béton est chargé tardivement moins il flue, en amplitude et en cinétique (figure 17) ;
- **de la nature du béton.** Le module d'élasticité du béton est en général un bon indicateur. Il faut noter que l'on pourra avoir des déformations différées assez différentes pour des bétons ayant des résistances équivalentes [43] ;
- **du ferrailage des pièces,** qui s'oppose aux déformations différées ;
- **des conditions ambiantes.** Lorsqu'il n'y a pas d'échange d'eau avec l'extérieur, le fluage (c'est le fluage propre) est à peu près proportionnel à la teneur en eau évaporable. La figure 18 présente les fluages totaux de 3 éprouvettes, l'une ne séchant pas, l'autre

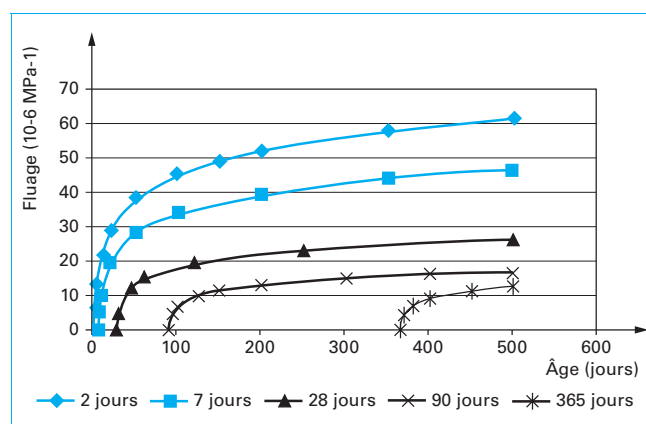
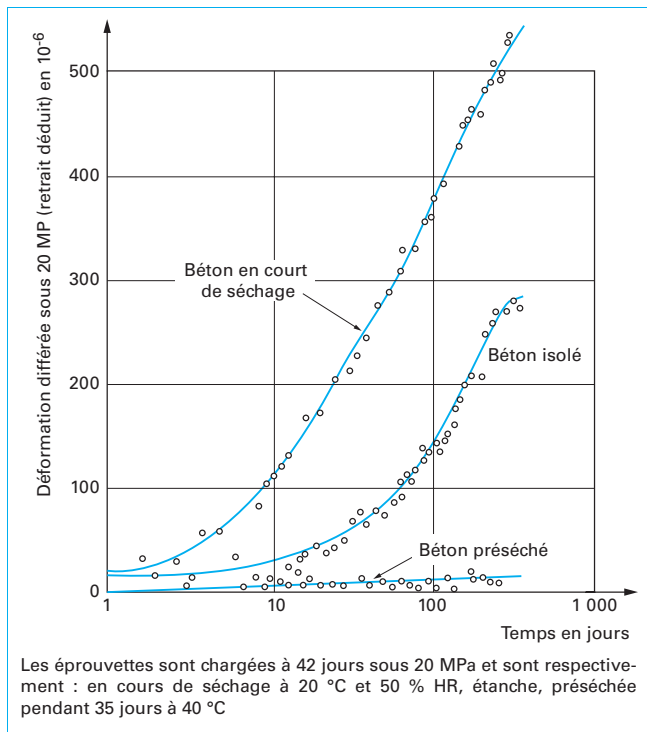


Figure 17 – Illustration du phénomène de vieillissement : fluage de bétons chargés à différents âges



**Figure 18 – Effet Pickett ; déformation différée (déformation instantanée et retrait déduit) de 3 éprouvettes du même béton** (d'après [43])

séchée au préalable et la dernière séchant pendant l'essai. On peut constater que le béton préséché ne flue pratiquement pas, alors que l'éprouvette qui sèche a un fluage beaucoup plus important que le fluage propre (effet Pickett, figure 18).

#### ■ Prédiction du fluage dans les structures : principe de superposition

En général, les essais en laboratoire sont réalisés avec une charge constante. On définit à partir de ces essais une fonction de fluage  $J(t, t_0)$  représentant la part de déformation dépendante de la charge appliquée, par unité de contrainte :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E} \left[ \frac{E}{E(t_0)} + \phi(t, t_0) \right]$$

avec  $E$  module d'Young à 28 jours,  
 $E(t_0)$  module à  $t_0$  date du chargement,  
 $\phi(t, t_0)$  coefficient de fluage.

La déformation est alors égale à :

$$\varepsilon(t, t_0) = J(t, t_0) \sigma$$

(formulation qui équivaut à utiliser un module différé).

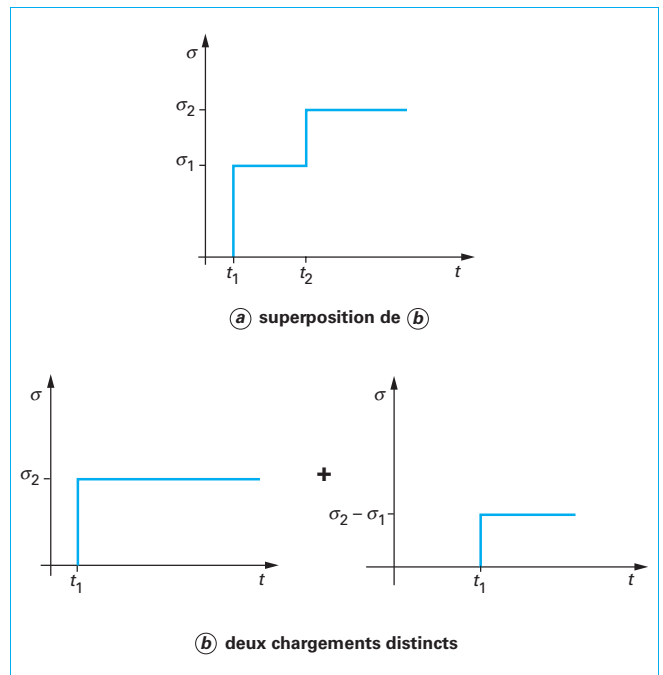
Dans la réalité, la contrainte est rarement constante. Aussi, pour modéliser les effets du fluage, on se place en général dans le cadre de la viscoélasticité linéaire (principe de superposition).

**Exemple.** Prenons le cas du chargement de la figure 19a.

L'application du principe de superposition conduit à écrire que ce chargement est équivalent à la superposition des deux chargements de la figure 19b.

La déformation est donc égale à :

$$\varepsilon = J(t, \tau_1) \cdot \sigma_1 + J(t, \tau_2) (\sigma_2 - \sigma_1)$$



**Figure 19 – Exemple du principe de superposition**

Dans le cas d'une histoire de chargement quelconque, ceci se généralisera en :

$$\varepsilon(t, \tau) = \int_0^t J(t, \tau) \cdot \dot{\sigma}(\tau) \cdot d\tau$$

Lorsque l'histoire des sollicitations est compliquée, et c'est le cas dans la plupart des structures, un calcul utilisant cette formulation devient vite très gourmand en mémoire car il faut stocker toute l'histoire des sollicitations et des déformations correspondantes. Un moyen de contourner cette difficulté est d'utiliser une décomposition de la fonction de fluage en série de Dirichlet [44], modèle rhéologique tel que :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + \sum_{s=1}^n \frac{1}{E_s(t_0)} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t-t_0}{\tau_s}\right) \right]$$

Un nombre raisonnable d'éléments du modèle permet de représenter correctement la fonction de fluage (voir, par exemple, [62]). L'intérêt est qu'il suffit de stocker, à chaque pas de calcul, les déformations de fluage de chaque terme de la série et la contrainte appliquée, tout en restant dans le cadre de la viscoélasticité linéaire.

#### ■ Recouvrance

Si, lors d'un essai de fluage, on décharge l'éprouvette, celle-ci va se rallonger. C'est la « recouvrance », qui comprend une déformation instantanée et une partie de retour de fluage (figure 20). Ce retour de fluage n'est pas symétrique du fluage, ce dernier étant en partie irréversible.

Dans le cas d'une structure qui subit une succession d'accroissements de contrainte, l'application du principe de superposition ne pose pas de problème. Dans le cas d'une diminution de contrainte, le principe de superposition ne peut pas rendre compte de l'irréversibilité de la réponse (si l'on utilise une loi de retour de fluage différente de la loi de fluage, on sort alors du principe de superposition et cette loi ne peut s'appliquer que dans le cas d'une décharge unique).



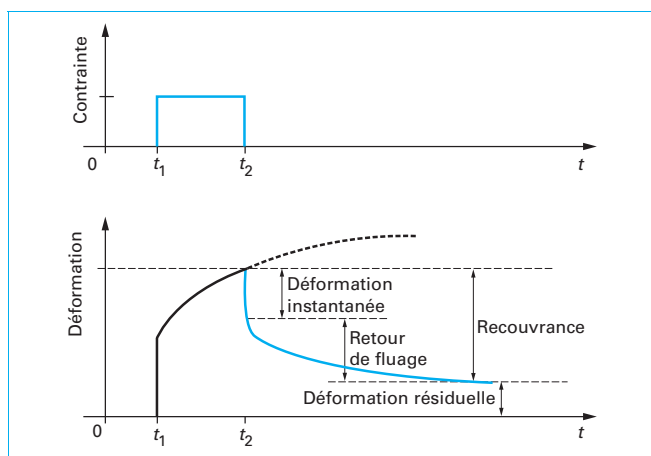


Figure 20 – Retour de fluage

### ■ Fluage dans l'EC2

L'Eurocode 2 permet d'obtenir le **coefficient de fluage** :

$$\phi(t - t_0) = \varepsilon_{cc}(t, t_0) / \varepsilon_{ci}(t_0)$$

rapport des déformations de fluage à l'instant  $t$  d'un béton chargé à  $t_0$  par rapport à la déformation initiale élastique.

La déformation initiale élastique  $\varepsilon_{ci}(t_0)$  est le rapport entre la contrainte appliquée au béton  $\sigma_c$  et le module d'élasticité tangent du béton  $E_c$ .

Si l'on ne recherche pas une précision extrême, l'EC2 propose un abaque pour déterminer le coefficient de fluage. Dans ce cas, ne sont pris en compte que la résistance du béton, l'hygrométrie de l'ambiance pour RH = 50 ou 80 %, l'âge au chargement et le rayon moyen. Pour plus de précision, il convient de se reporter à l'annexe B de l'EC2. Dans ce cas, des paramètres complémentaires sont pris en compte : l'humidité ambiante est prise à sa valeur réelle estimée, la maturité du béton au moment du chargement ( $\beta(t_0)$ ), les caractéristiques du ciment employé, etc.

Il convient de noter que les modèles de comportements différés réglementaires sont bien évidemment calés sur des comportements moyens de bétons standards. Même pour ces bétons, la fourchette d'incertitude sur la précision est estimée à  $\pm 30\%$ .

Pour des bétons particuliers avec, par exemple, des granulats sortant de l'ordinaire ou une grande quantité de pâte, les variations peuvent être du simple au double, voire au-delà.

Enfin, il existe également dans l'EC2 destiné à l'application aux ouvrages d'art (NF EN 1992-2) une annexe informative plus élaborée permettant d'évaluer les déformations différées (retrait et fluage) dans le cas des BHP, notamment ceux utilisant des fumées de silice ([Doc. C 2 240]).

### 2.2.3 Fatigue

Le comportement du béton en fatigue a été étudié principalement pour des applications offshore pour lesquelles il est particulièrement important de connaître le comportement sous ce type de sollicitations. En laboratoire, cette étude passe par le suivi du comportement sous une charge variant de manière sinusoïdale entre une valeur  $S_{\min}$  et une valeur  $S_{\max}$  de la contrainte relative ( $S_{\max} = \sigma_{\max} / f_{ck}$ ).

Pour des essais de compression, dans la référence [63], à partir de résultats expérimentaux, nous avons proposé la modélisation présentée à la figure 21. L'endurance, mesurée par le nombre de cycles  $N$  avant rupture dépend de la valeur de la contrainte relative maximale  $S_{\max}$ , mais aussi de l'amplitude des cycles  $S_{\max} - S_{\min}$ . Plus cette dernière est élevée et plus l'endurance est faible.

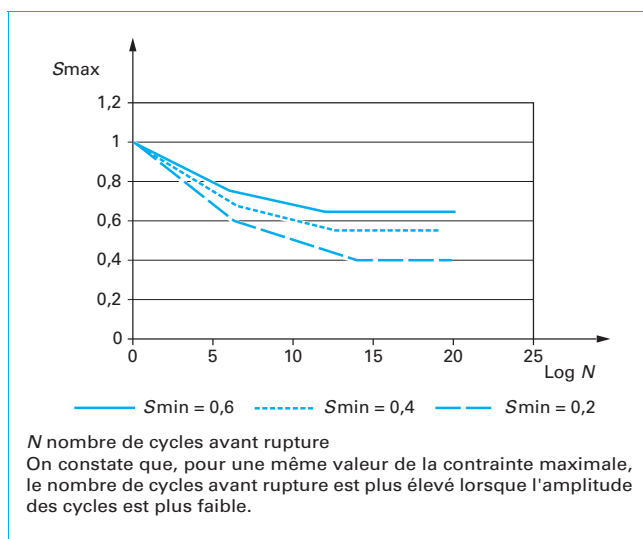


Figure 21 – Modélisation du comportement en fatigue (d'après [63])

## 2.3 Propriétés de transport

Les propriétés de transport sont essentielles dès lors qu'il s'agit de considérer la durabilité des structures en béton. La perméabilité et la diffusivité sont ainsi des indicateurs généraux de durabilité retenus pour l'approche performantielle de la durabilité [4]. Ces grandeurs interviennent dans de nombreux phénomènes comme le séchage, la carbonatation, la pénétration des chlorures ou des sulfates, par exemple.

### 2.3.1 Perméabilité

La perméabilité du béton  $k$  quantifie sa capacité à être traversé par un fluide (gaz ou liquide) sous un gradient de pression. Elle est définie par la relation de Darcy qui exprime le débit volumique  $Q$  d'un fluide de viscosité  $\mu$  traversant une épaisseur  $dz$  de matériau de section apparente  $A$  sous la différence de pression  $dp$  :

$$Q = \frac{k}{\mu} A \frac{dp}{dz}$$

avec  $k$  perméabilité en  $m^2$ .

Les hypothèses de cette relation sont un écoulement laminaire et aucune interaction du fluide circulant avec le milieu. Ce dernier point est très important car il explique les disparités constatées entre la mesure de perméabilité à l'eau et au gaz (oxygène ou azote, par exemple) [45]. La mesure de la perméabilité au gaz fait également apparaître deux points à prendre en compte [46] :

- elle dépend fortement de la saturation en eau du béton. En effet, si de l'eau remplit une partie de la porosité, elle s'opposera au passage du gaz. La manière de préparer les éprouvettes est donc très importante (voir [4] pour plus de détails) ;
- le débit passant à travers un échantillon en béton dépend de la pression moyenne  $P_m$  d'injection du gaz : c'est l'effet Klinkenberg. Il est dû au fait que l'écoulement n'est pas laminaire, mais aussi moléculaire, car la taille des pores du béton est du même ordre de grandeur que le libre parcours moyen des molécules de gaz qui s'écoulent. La perméabilité intrinsèque s'obtient alors à partir de la relation :

$$k = \frac{k_a}{1 + \frac{\beta}{P_m}}$$

avec  $k_a$  perméabilité apparente mesurée sous  $P_m$ ,  
 $\beta$  coefficient empirique obtenu en faisant plusieurs essais sous différentes valeurs de  $P_m$ .

Les bétons sont en général des matériaux peu perméables. Le tableau 5 en donne quelques ordres de grandeur pour divers bétons.

2.3.2 Diffusivité

La diffusivité  $D$  du béton quantifie sa capacité à être traversé par un ion ou une molécule sous l’action d’un gradient de concentration. En se plaçant à un niveau microscopique, on peut montrer que les mouvements de ces ions ou molécules correspondent à une agitation moléculaire qui a pour conséquence statistique la diminution des gradients de concentration.

La diffusion peut se faire sous forme de vapeur (c’est, par exemple, le cas de la carbonatation du béton dans laquelle le  $\text{CO}_2$  pénètre essentiellement sous forme de gaz) ou de liquide (c’est le cas des chlorures qui diffusent par le liquide interstitiel). Mais, dans les deux cas, elle met en jeu des phénomènes complexes que nous ne développerons pas ici (pour plus de détails, voir [4] et [46]).

2.3.3 Paramètres influents

Les propriétés de transport dans les bétons sont affectées par des paramètres de composition, mais aussi de mise en œuvre.

■ Le premier paramètre est la porosité (voir Nota) du béton, celle-ci dépendant très directement du rapport E/C. Le tableau 6 donne l’évolution de la porosité d’une pâte de ciment en fonction du rapport E/C. On constate que lorsque ce rapport augmente la porosité s’accroît fortement, ce qui facilite les transports (figure 22).

Nota. En fait c’est surtout la porosité capillaire, vestige de l’eau initialement présente dans le béton et ayant la taille la plus grande (typiquement au-delà de 100 nm) qui joue le rôle essentiel vis-à-vis des propriétés de transport [46].

Tableau 5 – Ordre de grandeur des perméabilités des bétons (mesures sur bétons secs – perméabilité à l’oxygène) (d’après [51])	
Types de bétons	Perméabilité $k$ ( $\text{m}^2$ )
Courant	$\approx 10^{-15}$
À hautes performances	$\approx 10^{-16}$
À très hautes performances	$\approx 10^{-17}$

Tableau 6 – Porosité* de pâtes de ciment CEMI âgées de 28 jours (d’après résultats de Mehta repris par [46])							
Rapport E/C	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Porosité %	4,2	8,2	13,3	24,6	32,6	41,3	56,0

\* Mesures effectuées au porosimètre à mercure. Cette mesure sous-estime la porosité totale car les pores les plus fins ne sont pas accessibles. Elle donne toutefois une bonne indication sur les pores plus gros (pores capillaires) qui sont les plus importants pour le transport.

■ Les additions jouent également un grand rôle vis-à-vis des propriétés de transport. Bien que la porosité totale ne soit pas plus faible, on constate en effet que la perméabilité et la diffusivité des bétons contenant des fumées de silice, des laitiers de haut fourneau et/ou des cendres volantes, sont considérablement améliorées (figure 22).

Pour les bétons contenant des laitiers de haut fourneau (qui ont une réactivité plus faible que le clinker) ou des cendres volantes (pour lesquelles la réaction pouzzolanique est assez lente), les propriétés s’améliorent au cours du temps. Toutefois, pour le béton de peau, ceci n’est vrai que si l’on permet aux réactions de se poursuivre effectivement en évitant une dessiccation trop précoce. Comme c’est ce béton qui protège les armatures de la corrosion, il est donc encore plus important, pour les bétons contenant des additions minérales, de soigner la cure.

■ Enfin, les granulats ont une influence sur les propriétés de transport. Ils ont en général une perméabilité du même ordre de grandeur que les pâtes de ciment [46]. Dans le cas des pâtes de bas E/C, ils seront plus perméables. Dans le cas contraire (forts E/C), ils joueront un rôle d’obstacle et amélioreront les propriétés de transport du béton.

2.4 Effet des hautes températures

Lors d’un incendie, le béton peut subir des élévations de température très importantes. Dans les accidents survenus dans les tunnels, la température a été estimée à 1 000 °C (tunnel sous la Manche [54], tunnel sous le Mont Blanc). Dans ces conditions, le béton subit de fortes transformations de sa microstructure, son comportement mécanique est très affecté et la structure peut subir de gros dégâts (destruction totale du revêtement dans le cas de l’incendie du tunnel sous la Manche, par exemple [48]).

2.4.1 Dilatation thermique

Lors d’une montée en température, la déformation thermique du béton est due :

- à la dilatation thermique de chacun des constituants (granulats et pâte) ;
- au retrait de la pâte, conséquence du départ de l’eau.

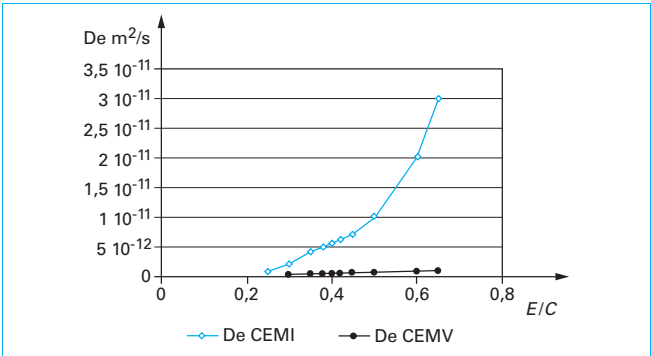


Figure 22 – Évolution de la diffusivité au tritium de pâtes de ciment CEMI et CEMV (d’après [47])

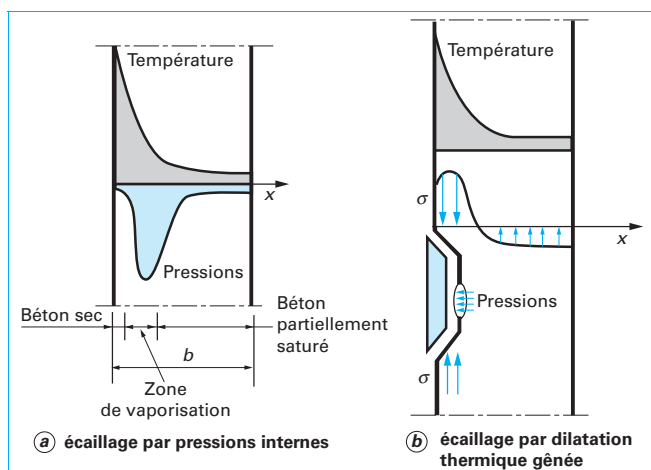


Figure 23 – Hypothèses de l'écaillage (d'après [54])

Pour des pâtes de ciment, le retrait peut compenser en grande partie la dilatation thermique. Ce résultat ne sera pas le même pour un béton, car les granulats ne contribuent qu'à la dilatation et représentent les 2/3 du volume. Des mesures effectuées sur béton montrent d'ailleurs une expansion. Le coefficient de dilatation thermique varie peu, jusqu'à 300 °C. La valeur de ce coefficient dépend surtout de celui des granulats.

### 2.4.2 Fluage thermique transitoire

Le fluage thermique transitoire est la déformation supplémentaire qui existe lorsqu'un béton chargé est soumis à une élévation de température. Il se traduit par un raccourcissement d'autant plus important que la charge appliquée est élevée. Ce fluage semble être dû, à partir de 100 °C, à une adaptation des incompatibilités thermiques entre la pâte de ciment qui rétrécit et les granulats qui se dilatent. Pour des températures supérieures, des changements liés à la déshydratation de la pâte de ciment (polymérisation des CSH notamment) s'ajouteraient au phénomène [49]. Si l'on refroidit le béton, puis qu'on le chauffe à nouveau, le fluage thermique recommence dès lors que l'on dépasse la température maximale atteinte précédemment.

Ce phénomène doit être pris en compte si l'on veut estimer les contraintes existant dans une structure en béton soumise à une élévation de température.

Prenons deux **exemples** :

- dans le cas d'une structure soumise à un incendie, des contraintes sont générées. Si l'on ne prend pas en compte le fluage thermique transitoire, l'évaluation de ces contraintes sera largement faussée ;
- une pièce dont les déformations sont gênées : pendant que la température est élevée, la dilatation thermique génère des contraintes de compression. Le fluage thermique va relaxer une grande partie de ces contraintes. Mais, au refroidissement, on risque de générer des contraintes de traction et, donc, une fissuration.

### 2.4.3 Cas de l'incendie

#### ■ Question de l'écaillage

Des événements, comme l'incendie du tunnel sous la Manche, ont mis en évidence des phénomènes d'écaillage, voire d'éclatement de structures en béton, surtout lorsque ceux-ci avaient un rapport E/C bas (cas des bétons à hautes et à très hautes performances – BHP et BTHP). **Deux hypothèses sont avancées pour expliquer ces désordres (figure 23).**

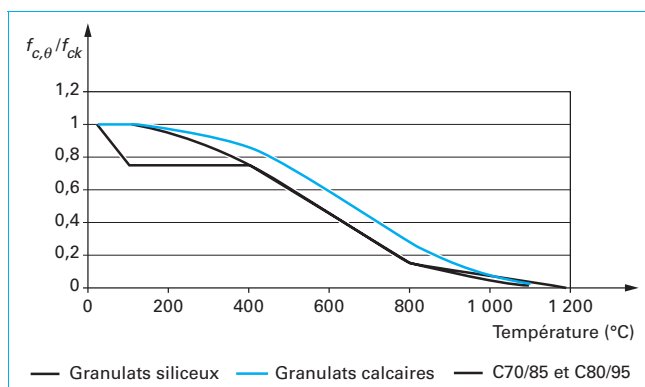


Figure 24 – Évolution de la résistance relative en compression  $f_{c,\theta}/f_{ck}$

- La **première hypothèse** est celle d'un écaillage lié aux pressions internes ([50], [51]). La très faible perméabilité des BHP empêche, en effet, l'évacuation de la vapeur d'eau générée dans le matériau par la montée en température (cette vapeur d'eau provenant de l'eau liquide contenue dans le béton, mais aussi de la déshydratation de la pâte de ciment durcie).

Plusieurs auteurs ont pu mesurer ces pressions. On citera les essais récents du CSTB [52]. Ces essais, montrent qu'avec des comportements thermiques très comparables les pressions, dans un BHP et dans un BO, sont très différentes : de l'ordre de 4 MPa pour le BHP, et 2 MPa pour un béton ordinaire. Ces valeurs sont toutefois insuffisantes pour expliquer à elles seules l'écaillage. Mais, sans doute, la technique de mesure utilisée minimise les pressions mesurées.

Des travaux récents montrent, de plus, que ces pressions peuvent expliquer des propagations de fissure [64] qui seraient dues aux incompatibilités des déformations de la pâte et des granulats.

- Une **autre hypothèse** a été développée : celle d'un écaillage par dilatation thermique gênée ([53], [54]). Le gradient de température crée, en effet, en peau, une dilatation thermique gênée par le cœur du béton, qui est à une température moindre. Il y a alors création de contraintes de compression biaxiale en peau lesquelles sont d'un ordre de grandeur qui permet d'expliquer l'écaillage.

- Les **deux phénomènes** sont en fait du même ordre de grandeur [65] et ils s'additionnent pour conduire à l'écaillage. D'un point de vue pratique, il a été montré expérimentalement que l'ajout de fibres de polypropylène (voir § 1.3.2) (2 à 4 kg/m<sup>3</sup>, fibres de 10 à 20 mm de long) permet de supprimer l'écaillage ([55], [56], [57]). Ces fibres fondent assez vite (vers 170 °C) et créeraient ainsi des canaux évitant une montée en pression trop élevée. L'EC2 (partie 1-2) préconise 2 kg/m<sup>3</sup> de fibres polypropylènes (de diamètre < 50 μm (pour avoir un nombre important de fibres et une bonne répartition) et de longueur comprise entre une fois et quatre fois la taille des plus gros granulats).

#### ■ Évolution des propriétés mécaniques et réglementation

Les fortes évolutions de la porosité du béton lors d'un incendie se traduisent par une diminution des résistances mécaniques. L'EC2 (partie 1-2) donne l'évolution de la résistance en compression résiduelle (figure 24). Ce règlement est particulièrement conservatif pour les BHP et BTHP. Il distingue aussi les bétons avec granulats siliceux et calcaires, dans un sens qui ne correspond pas toujours aux constatations expérimentales [57].

L'auteur remercie MM. Paul Acher, Claude Boulay et Nicolas Roussel pour leur relecture attentive.