

# Alcali-réaction dans les structures en béton

## Mécanisme, pathologie et prévention

par **Bruno GODART**

*Directeur technique Ouvrages d'art au Laboratoire central des ponts et chaussées*

et **André LE ROUX**

*Directeur de recherche émérite LCPC (Laboratoire central des ponts et chaussées)*

<b>1. Mécanisme de l'alcali-réaction</b> .....	C 2 252v2 - 2
1.1 Différents types de réaction .....	— 2
1.2 Théories proposées .....	— 2
1.3 Notion de pessimum .....	— 4
1.4 Propriétés des gels.....	— 4
<b>2. Connaissances récentes</b> .....	— 4
2.1 Connaissances relatives au matériau .....	— 4
2.2 Connaissances relatives à la structure .....	— 8
<b>3. Pathologie et gestion des ouvrages malades</b> .....	— 10
3.1 Description des désordres et dépistage.....	— 10
3.2 Synthèse de l'observation des structures en France .....	— 10
3.3 Diagnostic .....	— 11
3.4 Surveillance et évaluation de l'état des ouvrages.....	— 11
3.5 Gestion des ouvrages .....	— 13
3.6 Problématique du traitement .....	— 14
<b>4. Prévention des désordres</b> .....	— 14
4.1 Principes de la prévention .....	— 15
4.2 Choix du niveau de prévention .....	— 15
4.3 Caractérisation de la réactivité potentielle des granulats.....	— 15
4.4 Caractérisation de la réactivité potentielle d'une formule de béton.....	— 16
4.5 Limitation de la teneur en alcalins du béton .....	— 16
4.6 Approche performantielle de la durabilité .....	— 17
<b>5. Conclusion</b> .....	— 17
<b>Pour en savoir plus</b> .....	Doc. C 2 252v2

**L'**alcali-réaction, que l'on appelle aussi communément réaction alcali-granulat, désigne la réaction chimique à l'origine de désordres imputables à un déséquilibre entre les minéraux présents dans les granulats et la solution interstitielle fortement alcaline du béton. Cette réaction, si elle est dominante, n'est cependant pas la seule réaction de gonflement interne du béton.

Cette réaction est à présent décelée dans la plupart des régions du monde. Ce fut probablement R.J. Holden qui observa pour la première fois aux États-Unis, en 1935, la présence de réactions chimiques dans les bétons, entre les ciments et certains granulats. Puis, Kammer et Carlson constatèrent également l'existence de désordres, mais c'est Stanton qui le premier précisa (en 1940) la nature des réactifs en cause dans les dégradations observées sur des chaussées en Californie. En France, il faut attendre la fin des années 1970 pour

certifier la présence d'alcali-réaction au sein de quelques barrages [1] [2], et 1987 pour découvrir que plusieurs ponts sont atteints par cette maladie [3]. Les structures les plus touchées sont celles qui sont en contact avec l'eau ou celles qui se situent dans des environnements humides ; ce sont donc essentiellement les ouvrages de génie civil et certaines pièces humides de bâtiments qui sont les plus vulnérables.

Après avoir expliqué le mécanisme de la réaction puis avoir passé en revue les dernières connaissances acquises sur le sujet, nous aborderons la pathologie des structures atteintes d'alcali-réaction et les problèmes de gestion qui en découlent, puis terminerons par la politique de prévention appliquée en France depuis le début des années 1990 et qui s'avère être efficace avec le recul que l'on peut en avoir actuellement.

## 1. Mécanisme de l'alcali-réaction

### 1.1 Différents types de réaction

Dans leur globalité, ces réactions constituent une réponse des minéraux constitutifs des granulats (qui se trouvaient avant leur extraction dans un environnement de pH voisin de 7) à un déséquilibre avec le milieu du béton dans lequel règne un pH souvent supérieur à 13. Ce sont des réactions chimiques solide-liquide dans lesquelles la phase solide est constituée par les granulats et la phase liquide par la solution interstitielle fortement alcaline du béton. Ces réactions se caractérisent par le fait que la partie réactive des granulats est le plus souvent en faible quantité et irrégulièrement distribuée, et que la solution agressive contenue dans la microporosité du matériau est distribuée de façon hétérogène. On est donc conduit à admettre que les dégradations observées sur les ouvrages sont le résultat moyen des effets localisés de la réaction. On admet également que la réaction observée en un point donné de l'ouvrage peut être dans un état d'avancement bien différent de celui observé en un autre point.

Les conditions qui gouvernent la réaction sont l'abondance et la réactivité des espèces minérales, la quantité d'alcalins et la présence d'eau. En effet, rien ne se passerait sans eau, et une humidité relative d'au moins 80 % semble indispensable au développement de la réaction. Trois types d'alcali-réaction en relation avec le minéral dominant sont le plus souvent citées :

- la réaction **alcali-silice** ;
- la réaction **alcali-silicate** ;
- la réaction **alcali-carbonate**.

Le premier type est de loin le plus répandu. Si l'on met à part la réaction alcali-carbonate dont la cause reste encore controversée, le mécanisme de ces réactions passe par une dissolution de la silice sous l'action des ions  $\text{OH}^-$  de la solution interstitielle, suivie de la précipitation d'un gel silico-calco-alcalin. Pour cette réaction, la présence de chaux est nécessaire, et les alcalins sont le sodium et le potassium. Plusieurs théories ont été proposées pour expliquer le processus d'attaque de la silice et le gonflement du matériau.

### 1.2 Théories proposées

#### 1.2.1 Attaque de la silice

Concernant le processus d'attaque de la silice, on admet que la composition de la solution interstitielle dépend prioritairement de la nature du ciment, mais aussi des granulats susceptibles de libérer des alcalins, des adjuvants et de l'eau. Tous les composants du béton vont donc influencer sur le pH et la concentration en alcalins,

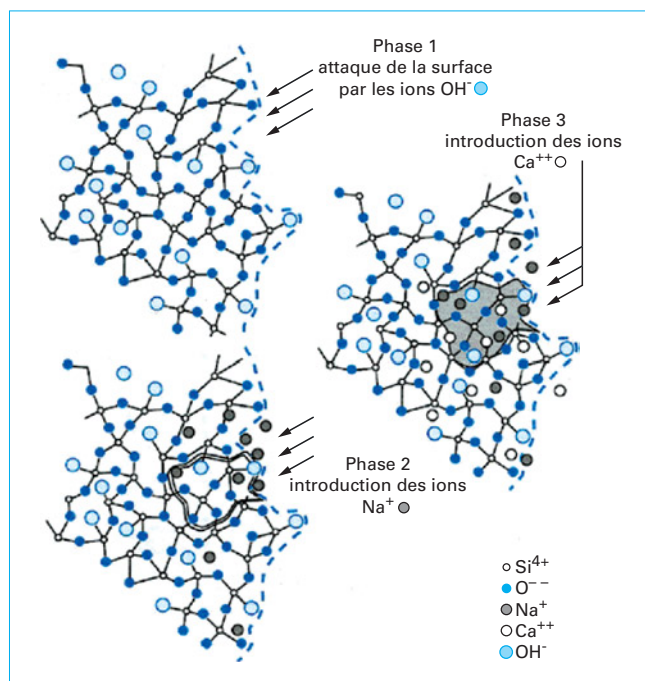
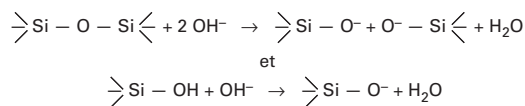


Figure 1 - Mécanisme couramment admis pour la formation des gels d'alcali-réaction (d'après [5])

ces paramètres jouant à leur tour un rôle déterminant sur la quantité et la cinétique de la silice dissoute.

R. Dron a réalisé une étude *in vitro* [4] montrant que la formation du gel était conditionnée par l'existence dans le milieu de rapports de concentrations [silice]/[alcalins] déterminés. En dehors de ces rapports, il ne se forme pas de gels nocifs.

Le schéma de la figure 1 représente le mécanisme le plus vraisemblable conduisant à la formation de gels : l'attaque de la silice se réalise à partir de la surface du granulat grâce aux ions  $\text{OH}^-$ . Au fur et à mesure que les ions hydroxydes diffusent dans la silice hydratée, il y a attaque des liaisons siloxanes  $\text{Si}-\text{O}-\text{Si}$  et des groupements silanols  $\text{Si}-\text{OH}$  par les ions  $\text{OH}^-$  (phase1) :



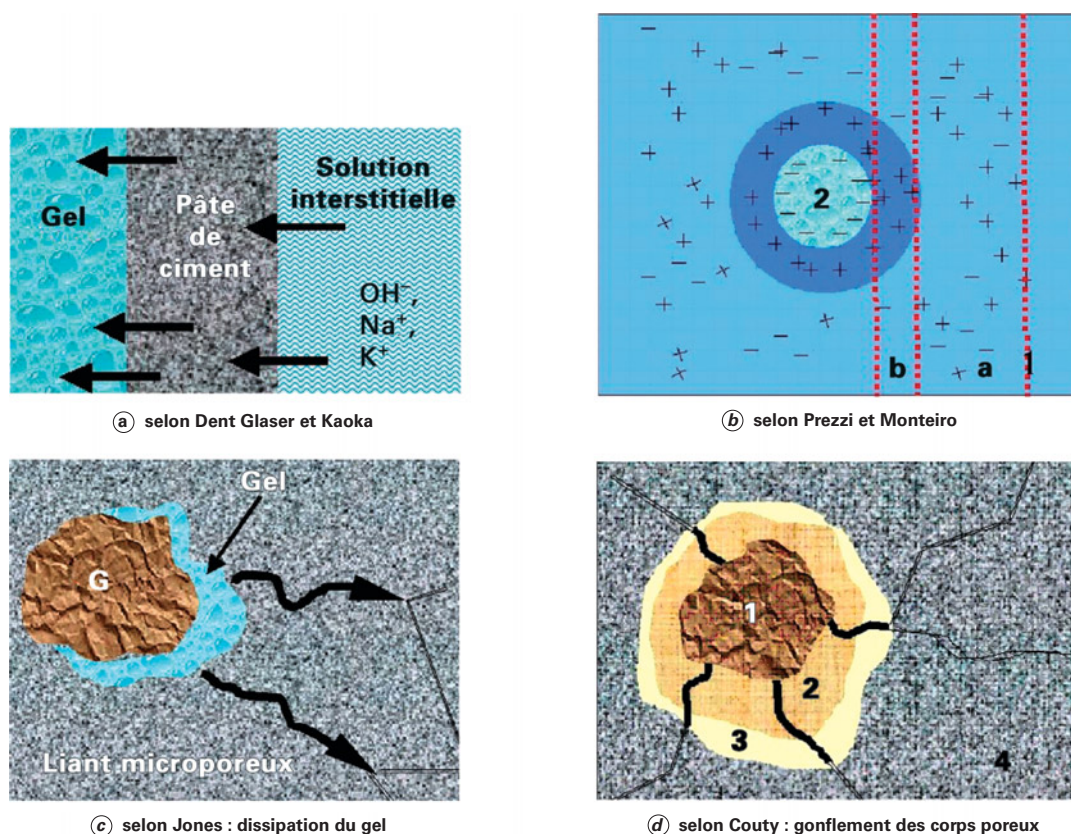


Figure 2 – Gonflement des gels : les différentes hypothèses

L'introduction des ions  $\text{Na}^+$  (ou  $\text{K}^+$ ) (phase 2) conduit à l'apparition de micro-domaines isolés qui vont être progressivement « digérés » en incorporant des ions  $\text{Ca}^{++}$  (phase 3).

Le produit de la réaction est un gel silico-calco-alkalin. Dans les bétons, la formation des gels est très influencée par la présence d'ions  $\text{Ca}^{++}$  ; même si ceux-ci ne sont présents qu'en très faible quantité dans la solution interstitielle, il en existe une réserve quasi inépuisable provenant de la dissolution de la portlandite. La formation de ces gels étant associée, dans le béton, à l'existence d'une fissuration anarchique et évolutive, on leur accorde volontiers des propriétés gonflantes.

### 1.2.2 Gonflement des gels : les hypothèses en présence

Plusieurs hypothèses sont avancées pour expliquer le gonflement des gels, sans cependant que l'une d'entre elles ne fasse référence au niveau international. Examinons les.

#### ■ Hypothèse des pressions osmotiques (Dent Glaser, Kataoka) [6]

Le gel formé au contact pâte-granulat va drainer la solution interstitielle et voir son volume augmenter. Le flux liquide, source du gonflement, génère des pressions qui provoquent la fissuration (figure 2a).

#### ■ Hypothèse de la double couche électrique (Prezzi, Monteiro) [7]

Le phénomène de répulsion lié à la double couche formée autour des particules colloïdales de gel serait, selon ces auteurs, à

l'origine du gonflement ; suivant le pH et la force ionique, la pression de gonflement peut atteindre 10 MPa. Sur la figure 2b qui schématise cette hypothèse : 1 est le plan de cisaillement, 2 la « particule de gel », a la couche diffuse, et b la couche rigide de Stern.

#### ■ Hypothèse des potentiels chimiques (Dron, Brivot, Chaussadent) [8]

Ces auteurs suggèrent que le gonflement trouve son origine dans la création même du gel. Celui-ci générerait une pression analogue à une pression de cristallisation, des pressions maximales apparaissant lorsque les produits formés sont éloignés des conditions d'équilibre. Dans ses recherches, Dron montre que des gels silico-calco potassiques CKSH peuvent précipiter, et que ces derniers se rencontrent préférentiellement au contact des grains de silice lorsque la composition de la solution est proche de celle rencontrée dans le béton.

#### ■ Hypothèse de la dissipation du gel (Jones) [9]

Les deux étapes principales retenues par Jones sont l'hydratation du gel et le gonflement, puis la dissipation dans la pâte de ciment. Si la vitesse de dissipation est inférieure à la cinétique de formation, il se produit une expansion. La vitesse de dissipation est fonction de la porosité de la pâte (figure 2c).

#### ■ Hypothèse du gonflement des corps poreux (Couty) [10]

Dans la figure 2d qui schématise cette hypothèse du gonflement des corps poreux : 1 représente le cœur du granulat encore sain, 2 la partie externe du granulat devenue poreuse, 3 l'augmentation de volume de la zone 2, et 4 la pâte de ciment. Les zones 2 et 3



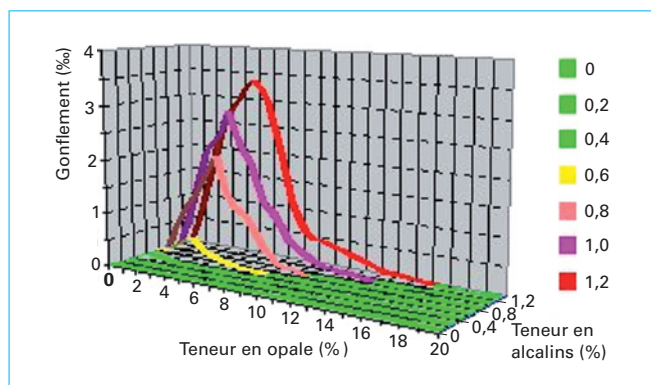


Figure 3 – Illustration de la notion de pessimum. Cas d'une opale

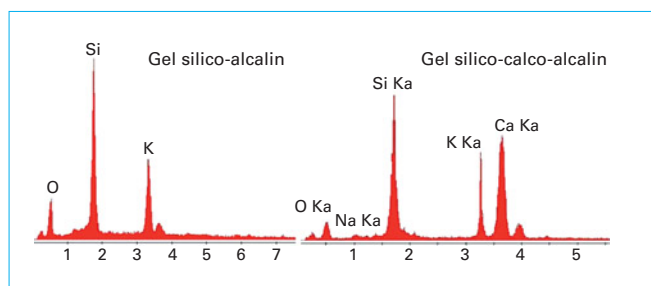


Figure 4 – Analyses montrant l'évolution des gels entre deux points d'un même échantillon de béton

sont injectées par le gel qui va progresser dans la pâte et générer des fissures qui rejoindront un granulat proche.

Il nous semble trop simpliste de vouloir réduire à une seule de ces théories le mécanisme de gonflement et la fissuration associée. Si l'on met à part la théorie de la double couche, on peut admettre que chaque théorie apporte un élément de réponse.

### 1.3 Notion de pessimum

Cette notion vérifiée expérimentalement s'applique à des granulats où une variété de silice très réactive facilement accessible aux solutions agressives est présente en quantité correspondant à une plage de valeurs dénommées pessimales.

La figure 3 montre que, dans la zone active, les gonflements sont une fonction du couple teneur en granulats réactifs – teneur en alcalins du mortier. Dans le cas présent, la teneur pessimale en opale est centrée sur 5 %, valeur située à l'intérieur de la fourchette de 3 à 7 % souvent mentionnée dans la littérature, mais elle ne peut être dissociée d'une teneur en alcalins actifs qui est, pour cette opale, de 1,2 % exprimée en alcalins équivalents ( $\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O}$ ).

### 1.4 Propriétés des gels

L'importance de la réaction et le caractère endommageant des produits formés dépendent de plusieurs facteurs. La figure 4 distingue deux types de gels couramment observés. Le gel, issu de la réaction, évolue avec le temps ; il peut aussi être différent d'un point à un autre du béton. Lorsqu'il est strictement silico-alcalin, il est fluide et suinte à la surface. Lorsqu'il incorpore des ions  $\text{Ca}^{2+}$ , sa viscosité augmente et son pouvoir dégradant aussi.

## 2. Connaissances récentes

### 2.1 Connaissances relatives au matériau

#### 2.1.1 Rôle des granulats

La réaction **alcali-silice**, la plus banale, implique des granulats contenant en proportions variables une ou plusieurs des espèces minérales suivantes : opale, calcédoine, cristobalite, tridymite, quartz microcristallins ou tectonisés, phase vitreuse... Ces espèces minérales peuvent être présentes dans tous types de roches :

- **magmatiques** : granites, pegmatites, aplites ;
- **volcaniques** : rhyolites, basaltes, trachytes ;
- **métamorphiques** : quartzites gneiss, micaschistes... ;
- **sédimentaires** : grès, quartzites, calcaires siliceux, silex.

La réaction **alcali-silicate**, elle, implique des roches polyminérales contenant des minéraux silicatés présents dans des roches de type granite, rhyolite, andésite et basalte, où la silice est sous forme microcristalline, ou vitreuse, mais où les minéraux silicatés peuvent intervenir en libérant des alcalins et une partie de la silice de leur réseau. De telles roches peuvent se rencontrer dans les gisements alluvionnaires pourvu que la géologie, les conditions de transport et de sédimentation soient favorables.

Quant à la réaction **alcali-carbonate**, elle implique les calcaires dolomitiques. Cette réaction bien identifiée au Canada par exemple n'a pas été formellement reconnue lors des études entreprises en France.

Dans la démarche française, la classification vis-à-vis de l'alcali-réaction est obtenue à partir d'essais dont la mise en œuvre et le déroulement sont présentés dans la norme expérimentale XP P18-594, les spécifications faisant l'objet du fascicule de documentation associé P18-542. Cette classification permet de qualifier les granulats en :

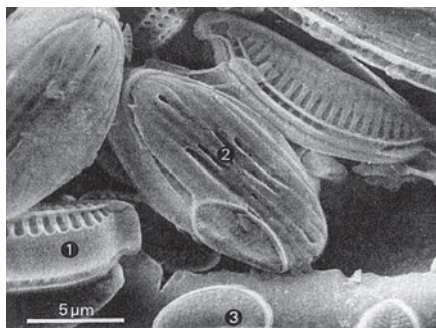
- **non réactifs (NR)** ;
- **potentiellement réactifs (PR)** ;
- **potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP)**.

Des observations pétrographiques permettant la classification de roches sont présentées sur la figure 5.

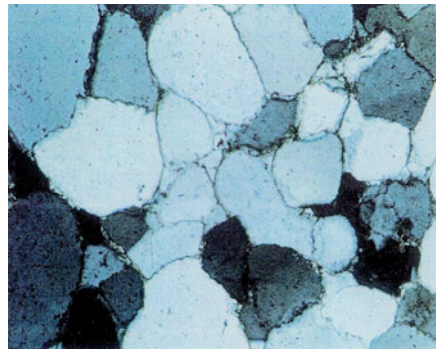
#### 2.1.2 Rôle de la porosité

La viscosité du gel dépend de sa composition chimique, et en particulier du rapport  $\text{Ca/Si}$ . La viscosité du gel, sa vitesse de formation, sa capacité de gonflement et surtout l'espace poreux disponible qui l'entoure sont des paramètres importants de l'expansion du béton. L'espace poreux inclut la porosité propre des granulats, la porosité de la pâte de ciment, l'aurole de transition située entre les granulats et la pâte de ciment, ainsi que les bulles et fissures préexistantes du béton (fissures de retrait et fissures créées par les gradients thermiques au jeune âge). C'est pourquoi il est extrêmement difficile de modéliser le gonflement du béton à l'échelle de la microstructure car il est nécessaire de connaître une grande quantité de paramètres qui s'avèrent difficilement accessibles par la mesure.

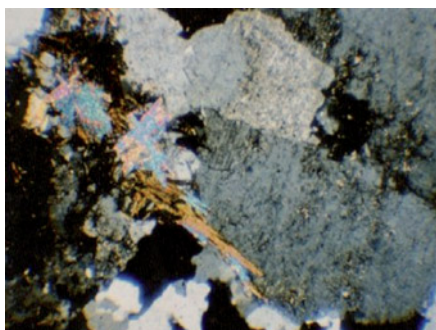
Pour illustrer l'influence de la porosité de la pâte de ciment sur l'expansion, nous considérons l'**exemple d'une expertise conduite sur le béton d'une ancienne passerelle piétons** implantée à Auxerre au-dessus de l'Yonne. Cette passerelle, construite en 1911, était composée de deux grands arcs surbaissés en béton armé. Ces arcs, qui avaient une ouverture de 55 m pour une flèche de 3,80 m, présentaient d'importants désordres dus à la corrosion. L'expertise du béton montra que des produits d'alcali-réaction étaient présents en grande quantité dans les pores et les cavités du béton qui, à l'époque, avait été mis en œuvre par damage (sans vibration). Cependant, les désordres traditionnels dus à l'alcali-réaction n'étaient pas visibles sur les parements de la passerelle, en raison de la grande porosité du béton qui permettait aux gels de faire leur expansion dans les bulles et cavités. La pathologie importante provoquée par la corrosion des aciers conduisit à reconstruire la passerelle en 1995.



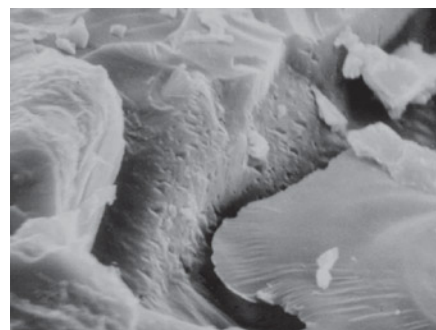
(a) tests siliceux à la surface d'un grain de quartz donnant la qualification PR, voire PRP



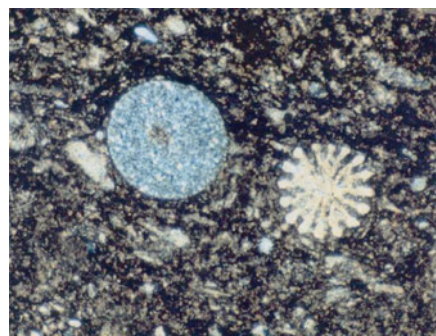
(b) grès à ciment siliceux microcristallin. La qualification sera PR



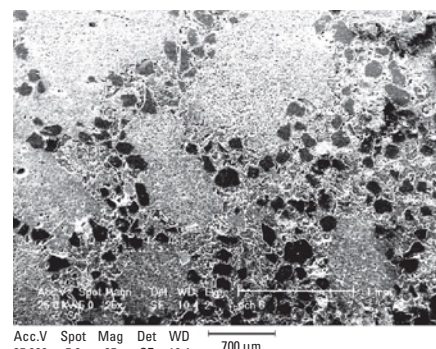
(c) lame mince de granite, feldspaths altérés et quartz à bordures microcristallines → réactivité lente (qualification PR)



(d) observation au microscope électronique à balayage (MEB) de joints de grain élargis dans un granite altéré → circulation facile



(e) calcaire siliceux réactif  $\text{SiO}_2$  15 à 20 % (qualification PR)



(f) calcaire à quartz non réactif  $\text{SiO}_2$  15 à 20 % (qualification NR)

La différence tient au fait que l'un des calcaires contient des variétés de silice d'origine organique très réactive associées à un réseau de silicone identifiée par diffractométrie des RX en opale CT alors que l'autre ne contient, associés à sa phase carbonatée, que des quartz détritiques sains (NR).

Figure 5 – Observations pétrographiques d'échantillons de roche

### 2.1.3 Rôle de la température

Sur la base des résultats publiés par Larive [11], le gonflement asymptotique est pratiquement identique aux températures de 23 °C et 38 °C (moins de 10 % d'écart sur la valeur de l'asymptote).

La forme des courbes d'expansion est similaire, et seule la cinétique est modifiée (voir figure 6). Des conclusions identiques peuvent être étendues jusqu'à une température de 60 °C. Il est donc nécessaire de prendre en compte ce paramètre pour la modélisation des structures, puisque les conditions thermiques

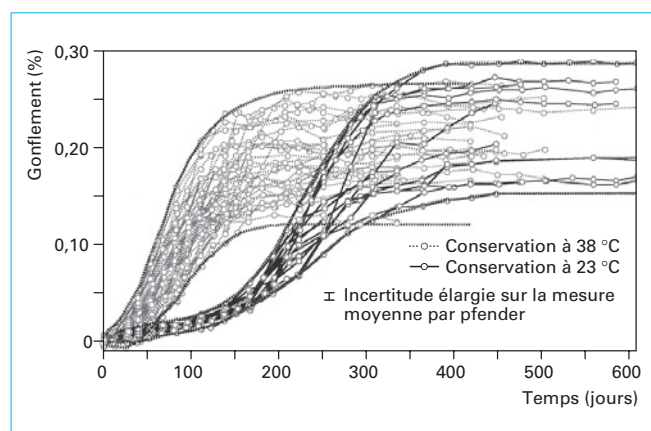


Figure 6 – Comparaison des gonflements libres de cylindres  $\phi 13H24$  à 23 °C et à 38 °C (d'après [11])

dans lesquelles a vécu la structure ont une influence directe sur le développement de la réaction. En outre, les effets de la température sur la cinétique de la réaction peuvent être modélisés par la loi d'Arrhenius [11].

#### 2.1.4 Rôle de l'eau

Larive [11] a montré que l'eau (en tant que réactif) influence l'amplitude du gonflement qui dépend de la quantité d'eau localement disponible au moment de la formation des gels d'alcali-réaction. S'il existe une forte interaction entre le gonflement et le flux d'eau présente, l'étude des variations de poids des éprouvettes de béton montre qu'il n'y a pas de relation directe et linéaire entre ce flux d'eau et l'expansion. Par ailleurs, il semble que, lorsque la réaction est en pleine phase de développement, le gonflement augmente d'autant plus rapidement que de l'eau arrive en quantité importante.

Cela est confirmé par les observations réalisées *in situ* lorsque nous constatons que les parties des structures en contact avec l'eau montrent toujours plus de désordres que les autres parties.

Il a également été démontré, sur la base d'expériences menées sur des éprouvettes complètement enveloppées dans des feuilles d'aluminium et conservées à 100 % d'humidité relative et à une température de 38 °C, que l'eau libre contenue initialement dans les pores du béton lors de sa fabrication suffisait à développer et alimenter la réaction ([11] et [12]).

#### 2.1.5 Rôle des contraintes sur l'expansion du béton

En première approximation, on peut admettre que les contraintes d'origine mécanique n'ont pas d'influence sur le développement et la cinétique de la réaction chimique [11]. Dans le cas d'un chargement uniaxial, il n'existe pas de couplage entre la réaction chimique et la pression appliquée. L'expansion, qui est empêchée suivant la direction de la pression appliquée, est compensée par une plus forte expansion selon les directions non contraintes. La campagne expérimentale menée au LCPC par Larive [11] a montré que le gonflement volumique moyen reste globalement constant lorsque la valeur de la contrainte uniaxiale appliquée sur les éprouvettes reste en dessous de 10 MPa (voir tableau 1).

À partir de niveaux de contraintes de l'ordre de 20 MPa, le fluage joue un rôle significatif sur les déformations des éprouvettes et il devient bien plus difficile de tirer des conclusions sur les effets des contraintes sur le gonflement dû à l'alcali-réaction.

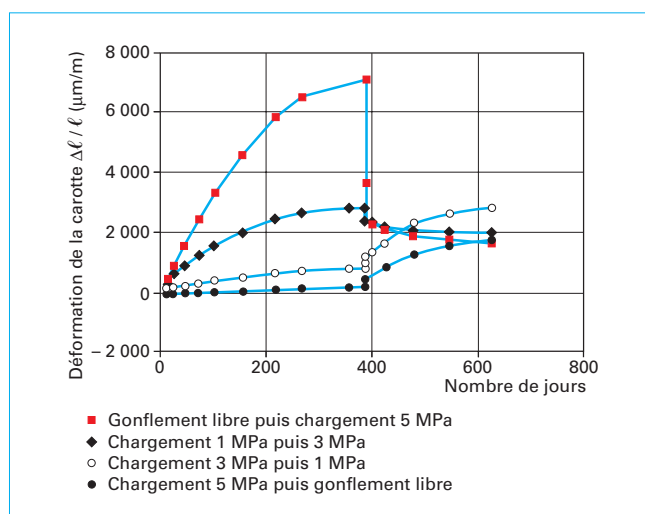


Figure 7 – Influence des contraintes sur l'expansion d'éprouvettes en béton prélevées dans un ouvrage affecté par l'alcali-réaction

Tableau 1 – Déformations d'éprouvettes soumises à un gonflement libre ou à des contraintes appliquées (d'après Larive [11])

Expansion moyenne	Contrainte longitudinale appliquée			
	0 MPa	5 MPa	10 MPa	20 MPa
Expansion longitudinale moyenne.....(%)	0,199	0,23	0,014	- 0,003
Expansion transversale moyenne.....(%)	0,102	0,153	0,208	0,125
Expansion volumique moyenne.....(%)	0,403	0,329	0,430	0,247

Une expérimentation conduite par le LCPC [13] a consisté à prélever des carottes dans un pont fortement endommagé et à les immerger dans l'eau sous différents taux de contraintes (0, 1, 3 et 5 MPa). Les résultats ont montré qu'il fallait appliquer des contraintes de l'ordre de 5 à 10 MPa afin de contrecarrer le gonflement du béton selon la direction d'application de l'effort (voir figure 7). Vers la fin de l'expérimentation, l'éprouvette précédemment chargée à 5 MPa a été déchargée jusqu'à 1 MPa et il a été observé que cette éprouvette commençait à gonfler et que ce gonflement atteignait une valeur proche de celle de l'éprouvette qui avait été chargée à 1 MPa. Nous avons alors conclu que les contraintes s'opposaient au gonflement dans la direction chargée, mais qu'elles ne bloquaient pas la réaction chimique.

#### 2.1.6 Courbe d'expansion du béton

Selon Larive [11], le comportement d'un béton qui gonfle peut être scindé en **deux phases** principales :

- une phase de latence pendant laquelle le gonflement apparaît progressivement et croît après l'apparition de la fissuration du béton ;
- une phase avec une décroissance exponentielle où les conséquences de la formation du gel d'alcali-réaction diminuent en raison de l'augmentation de l'espace poreux qui se produit pendant le développement des déformations et aussi en raison de l'endommagement du béton ; à la fin de cette phase, la réaction chimique n'est pas nécessairement terminée (comme le montrent



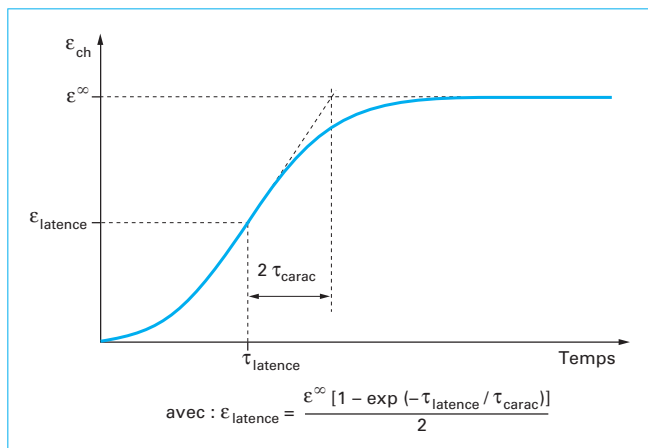


Figure 8 – Courbe typique de gonflement d'un béton (courbe en forme de S) (d'après [11])

certaines résultats de la littérature qui indiquent un accroissement lent des déformations sur le long terme), mais l'espace disponible pour réceptionner les produits de la réaction ne permet pas à ces derniers de créer une expansion significative du matériau.

Du point de vue de la modélisation, et si l'on considère qu'un bon modèle du phénomène est celui qui comporte un nombre nécessaire et suffisant de paramètres mesurables, alors la loi de comportement d'un béton dégradé par l'alcali-réaction fait appel aux trois paramètres suivants (voir figure 8) :

- la période d'accélération initiale (ou période de latence) :  $\tau_{latence}$  ;
- le temps caractéristique :  $\tau_{carac}$  ;
- le gonflement asymptotique :  $\varepsilon$ .

Le gonflement en fonction du temps suit une courbe sigmoïde (voir figure 8). Au début de la courbe, la réaction chimique s'initie

sans créer de gonflement, car il est nécessaire que les produits de l'alcali-réaction remplissent d'abord la porosité du béton. Ensuite, les produits formés gonflent en absorbant plus ou moins d'eau et induisent un gonflement du matériau parce qu'ils ne trouvent pas suffisamment de place pour se nicher. Alors, le béton se fissure et crée des vases d'expansion pour les produits de réaction qui continuent à se former. Vers la fin, il est probable que le volume de fissures et de vides formé est plus grand que le volume des produits d'alcali-réaction formés dont la quantité ralentit, ce qui explique le ralentissement de l'expansion.

### 2.1.7 Mode de déformation des éprouvettes de béton

Il est maintenant évident qu'une éprouvette en gonflement libre, qu'elle soit cylindrique ou prismatique, est soumise à un gonflement anisotrope. Cela a été clairement démontré dans [11], où l'expansion longitudinale d'éprouvettes cylindriques coulées verticalement était environ le double de l'expansion transversale. En fait, ce rapport varie entre 1,3 et 2,8 lorsque l'on considère un ensemble de 46 éprouvettes cylindriques ayant la même composition de béton. Une tentative d'explication de cette anisotropie du gonflement est donnée dans [11] : ce serait une conséquence du développement d'une fissuration perpendiculaire au sens de coulage du béton en raison :

- d'une accumulation d'eau sous les granulats amenant à une plus grande porosité de la pâte de ciment sous les granulats ;
- d'une orientation des granulats de forme oblongue suivant des plans horizontaux pendant le bétonnage ;
- d'une résistance à la traction plus faible suivant la direction de coulage, conduisant à une plus faible résistance au gonflement selon cette direction.

Cette anisotropie a encore été vérifiée par Multon [12], après que celui-ci a mené des expériences sur des cylindres verticaux et sur des prismes horizontaux coulés suivant la même direction verticale (voir figure 9a). L'expansion verticale mesurée sur les cylindres était deux fois plus grande que l'expansion horizontale mesurée sur les prismes (voir figure 9b).

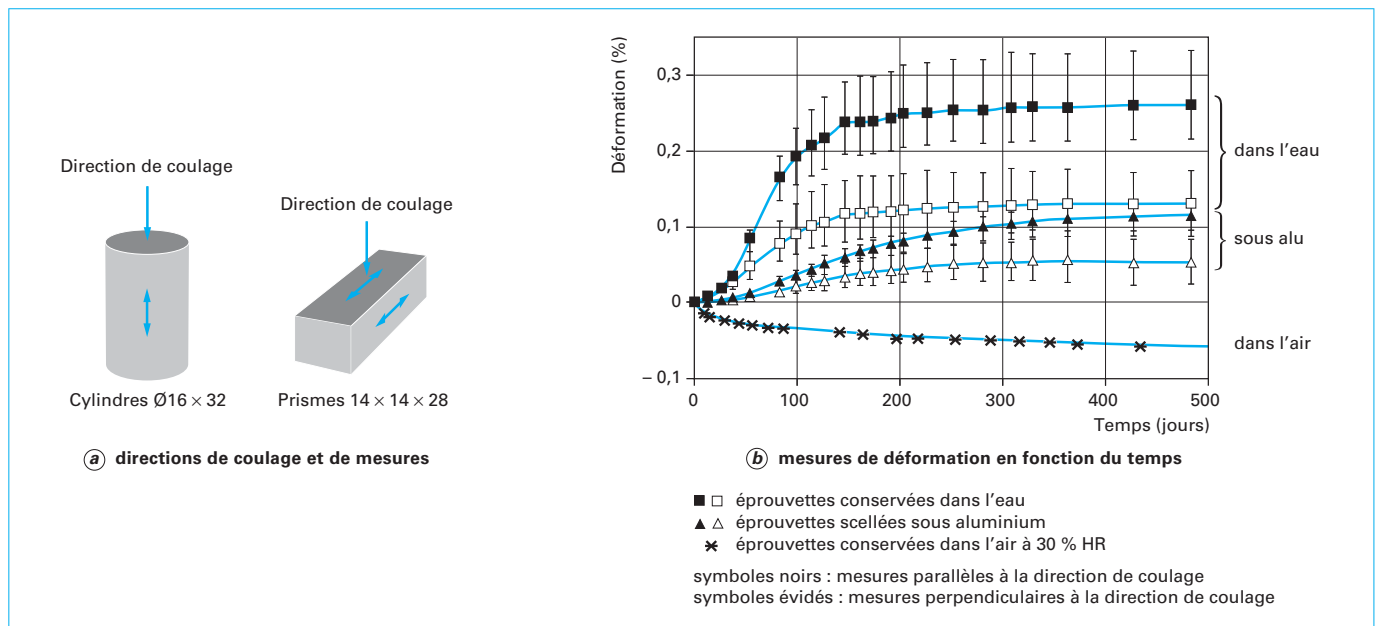


Figure 9 – Éprouvettes cylindriques et prismatiques. Mesures de déformation (d'après [12])

De plus, lorsque l'on mesure l'expansion longitudinale d'une éprouvette cylindrique en moyennant les mesures opérées suivant trois axes longitudinaux faisant entre eux un angle de  $120^\circ$ , on obtient différentes valeurs en raison d'un gonflement non uniforme de l'éprouvette résultant d'une flexion interne qui lui est propre. Cela fut bien mis en évidence par Larive dans le cadre de ses expérimentations menées au LCPC. Pour mesurer l'expansion transversale d'éprouvettes cylindriques ( $\Delta 13 \text{ cm}$  ;  $h = 24 \text{ cm}$ ), Larive a développé un robot capable de mesurer l'expansion diamétrale à trois hauteurs différentes (distribuées au sein de la partie centrale de  $7 \text{ cm}$ ) et à dix positions angulaires différentes (distribuées tous les  $36^\circ$ ). Une analyse fine de ces mesures a montré que la déformée de l'éprouvette avait la forme d'une « pomme de terre », ce qui signifie que la déformation locale mesurée sur une éprouvette cylindrique dépend du nombre de sites réactifs rencontrés le long de la base de mesure (et plus particulièrement les sites proches de la surface) et, à cette échelle de l'éprouvette, le gonflement global apparaît plutôt hétérogène. Il semble qu'il faille considérer l'échelle de la structure pour observer un gonflement homogène.

### 2.1.8 Conséquences mécaniques pour le béton

Le gel d'alcali-réaction qui se développe au sein d'un matériau rigide crée à l'échelle microstructurale des désordres comme des fissures transgranulaires et intragranulaires, des microfissurations autour des particules réactives, et surtout des décollements à l'interface pâte de ciment – granulats bien visibles au microscope électronique à balayage.

La première caractéristique mécanique affectée par la microfissuration qui se développe progressivement est le module de déformation qui subit assez rapidement une baisse significative. La seconde est la résistance à la traction directe du béton qui peut chuter de moitié pour des déformations de l'ordre de  $3$  à  $5 \text{ mm/m}$ . Quant à la résistance à la compression, elle se maintient généralement bien au début de la réaction, et il faut atteindre des déformations de l'ordre de  $2$  à  $3 \text{ mm/m}$  pour que celle-ci commence à diminuer sensiblement.

## 2.2 Connaissances relatives à la structure

### 2.2.1 Mode de déformation des structures

Un important programme expérimental a été lancé au LCPC avec l'aide d'EDF. Le gonflement de six poutres de  $3 \text{ m}$  de long soumises à un gradient d'humidité a été suivi pendant deux années [12]. Les poutres avaient une largeur de  $25 \text{ cm}$  et une hauteur de  $50 \text{ cm}$  ; leur face supérieure était exposée à un air très sec ( $30\%$  d'humidité relative), tandis que le bas des poutres était immergé dans l'eau sur une hauteur de  $7 \text{ cm}$ , et que leurs faces latérales étaient recouvertes de trois couches d'un film d'aluminium étanche pour empêcher l'eau interne de s'évaporer. Les poutres étaient fortement instrumentées :

- par des capteurs à corde vibrante sans raideur disposés suivant les trois directions pour mesurer les déformations locales à l'intérieur des poutres ;
- par des capteurs mesurant les déformations globales externes de la poutre selon les trois directions ;
- par gammadensitométrie et par pesage des poutres pour suivre leur teneur en eau ;
- par des capteurs de température et d'humidité ;
- par des capteurs de déplacement pour suivre leur flèche ;
- etc.

La figure 10 montre la répartition de la variation de masse à différentes étapes. Après 14 mois d'exposition, il apparaît que :

- un fort gradient de séchage existe dans la partie supérieure de la poutre ; à  $8 \text{ cm}$  sous la face supérieure, l'humidité relative passe de  $97\%$  à  $85\%$ , cette dernière valeur restant néanmoins au-dessus du seuil connu pour inhiber la réaction (environ  $80\%$  HR) ;

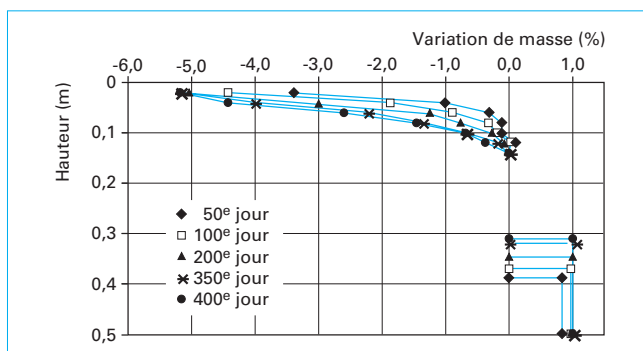


Figure 10 – Profils des mesures de variation de masse le long de la hauteur des poutres, à plusieurs échéances de temps (d'après [14])

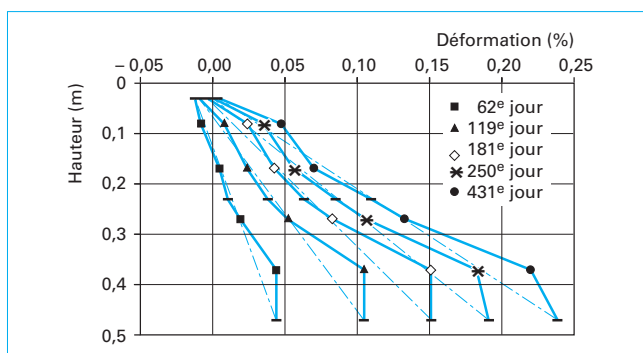


Figure 11 – Déformations longitudinales mesurées dans une section d'une poutre non armée (d'après [15])

- à mi-hauteur de la poutre, l'humidité stagne à  $95\%$  ;
- au bas de la poutre, l'absorption d'eau conduit à un front de pénétration d'eau qui atteint  $18 \text{ cm}$  au-dessus de la face inférieure.

La figure 11 qui représente les déformations longitudinales mesurées dans une section de poutre non armée, montre que le comportement de la poutre suit les hypothèses de Navier-Bernoulli (les sections planes restent planes pendant l'expansion). Des calculs suivant la résistance des matériaux peuvent être menés, et l'intégration de la rotation de la section le long de la poutre permet de calculer la flèche de la poutre qui est en parfaite adéquation avec la flèche mesurée (figure 12).

Les déformations différentielles internes imposées par le gradient d'humidité engendrent des flèches significatives. Les déformations imposées par l'alcali-réaction s'avèrent bien plus importantes que celles imposées par le retrait. La fissuration en face inférieure de poutre apparaît entre le  $130^{\text{e}}$  et le  $160^{\text{e}}$  jour de conservation, sous la forme d'un faïençage typique de l'alcali-réaction.

### 2.2.2 Rôle du ferrailage sur le gonflement de la structure

La figure 13 extraite de [15], montre la flèche moyenne mesurée à mi-travée de cinq poutres où B1, B3 et B4 sont des poutres réactives respectivement :

- non armée pour B1 ;
- armée avec deux aciers HA 16 situés à  $50 \text{ mm}$  de la fibre inférieure et deux aciers HA 10 situés à  $45 \text{ mm}$  de la fibre supérieure pour B3 ;
- armée avec deux aciers HA 32 situés à  $80 \text{ mm}$  de la fibre inférieure et deux aciers HA 20 situés à  $50 \text{ mm}$  de la fibre supérieure pour B4.



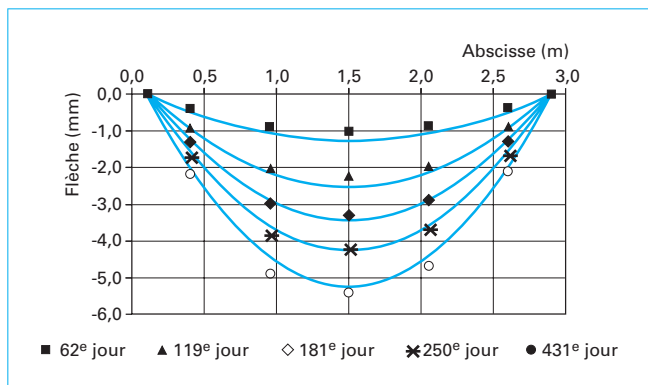


Figure 12 – Comparaison entre les flèches mesurées (symboles) et celles obtenues par intégration des rotations des sections d'une poutre non armée (d'après [15])

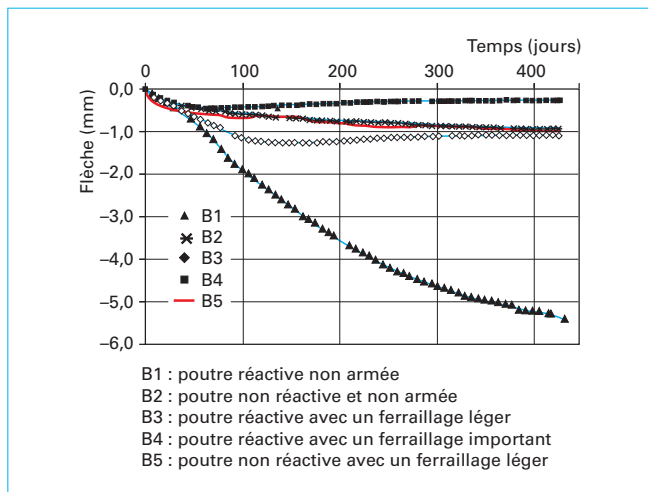


Figure 13 – Flèche moyenne mesurée à mi-travée des cinq poutres (d'après [15])

Les effets des armatures peuvent clairement être visualisés sur la figure 13, avec une réduction de la flèche de 80 % pour B3 et de 95 % pour B4. Les armatures s'opposent à l'expansion longitudinale du béton dans la partie basse de la poutre et y engendrent des contraintes de compression. Cela crée un moment de flexion négatif qui diminue la flèche de la poutre, comme s'il y avait une précontrainte ajoutée dans le bas de la poutre.

La figure 14 présente les déformations longitudinales globales mesurées à mi-hauteur des cinq poutres. Après 400 jours, la déformation de la poutre non armée atteint 0,11 %, tandis qu'elle atteint 0,08 % pour B3 et 0,04 % pour B4. La diminution de la déformation longitudinale globale est en gros proportionnelle aux efforts de traction développés dans les armatures. La fissuration en face inférieure des poutres B3 et B4 est plutôt orientée longitudinalement, suivant ainsi les armatures de renfort.

Le ferrailage constitue donc un élément clé à prendre en compte lors d'une évaluation de l'état limite de service d'une structure. Plus la structure est armée dans les trois directions, plus elle peut supporter le gonflement du béton. Les constatations effectuées sur certains ponts nous enseignent que si le ferrailage est insuffisant, alors il ne peut pas résister au gonflement du béton et des armatures peuvent se rompre. Ceci fut observé sur deux ponts en France :

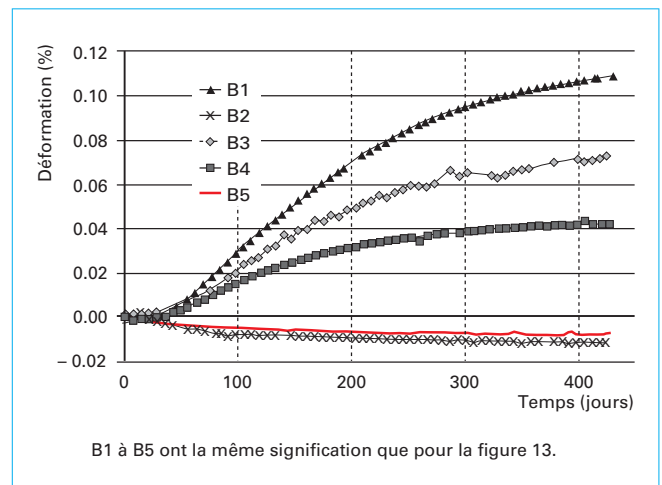


Figure 14 – Déformations longitudinales globales mesurées à mi-hauteur des cinq poutres (d'après [15])

■ Le premier pont fut le **PS 32** situé sur la bretelle de l'autoroute A4 qui va en direction de Meaux. Ce passage supérieur qui comprend trois travées, était constitué par un pont-dalle continu en béton armé d'épaisseur 75 cm, de largeur 9 m et de longueur totale 47,80 m. Outre la fissuration traditionnelle observable sur les ponts-dalles atteints d'alcali-réaction, le tablier présentait une fracture longitudinale sur une longueur de 5 m, située au milieu de la travée centrale, sensiblement alignée selon l'axe de symétrie et traversante. La fracture qui était plus ouverte sur la face supérieure de la dalle, avait une ouverture variant entre 5 et 10 mm ; elle était accompagnée par une autre fissure longitudinale de longueur 3,50 m et d'ouverture comprise entre 2 et 3 mm, située à 40 cm transversalement de la précédente. Deux armatures transversales à haute adhérence de diamètre 10 mm et appartenant à la nappe supérieure, étaient rompues au droit de la fracture, et leur rupture résultait de la concomitance des deux causes suivantes : un effet **mécanique** dû à une ouverture excessive de la fissure qui avait provoqué une surtension de l'armature (striction caractéristique), et un effet **physico-chimique** (corrosion localisée avec une dissolution partielle de l'acier). Il est aussi possible que le gel de l'eau en hiver dans la fissure ait amplifié les désordres. Ce pont fut remplacé en 1987.

■ Le second pont est le **PS 17** situé dans une ville du Nord de la France. Son tablier métallique repose sur des murs de culée en béton armé. Dans la partie supérieure du pont, une fissure s'est développée dans un angle du mur jusqu'à atteindre une ouverture de 10 mm. Une armature verticale de faible diamètre était visible dans la fissure ; cette barre était rompue et après avoir dégagé quelques morceaux de béton, on put constater que la barre n'avait pas résisté à l'ouverture de la fissure. La barre présentait une striction, sans corrosion particulière (voir figure 15).

### 2.2.3 Conséquences mécaniques pour la structure

L'alcali-réaction provoque une expansion hétérogène des différentes parties d'une structure. L'hétérogénéité des déformations longitudinales, transversales et verticales engendre des contraintes très élevées et autoéquilibrées qui induisent une forte fissuration de la partie de structure, même si cette dernière est isostatique.

Il est important de noter que, parce que le ferrailage passif n'a pas d'expansion propre, des contraintes spécifiques autoéquilibrées sont générées : les armatures sont soumises à des contraintes de traction et le béton à des contraintes de compression. Les contraintes autoéquilibrées résultantes peuvent être très élevées, puisqu'une barre de limite d'élasticité de 400 MPa entre dans le domaine plastique quand elle est soumise à une elongation moyenne de  $2 \cdot 10^{-3}$ , une valeur qui n'est pas si rare avec l'expansion du béton.

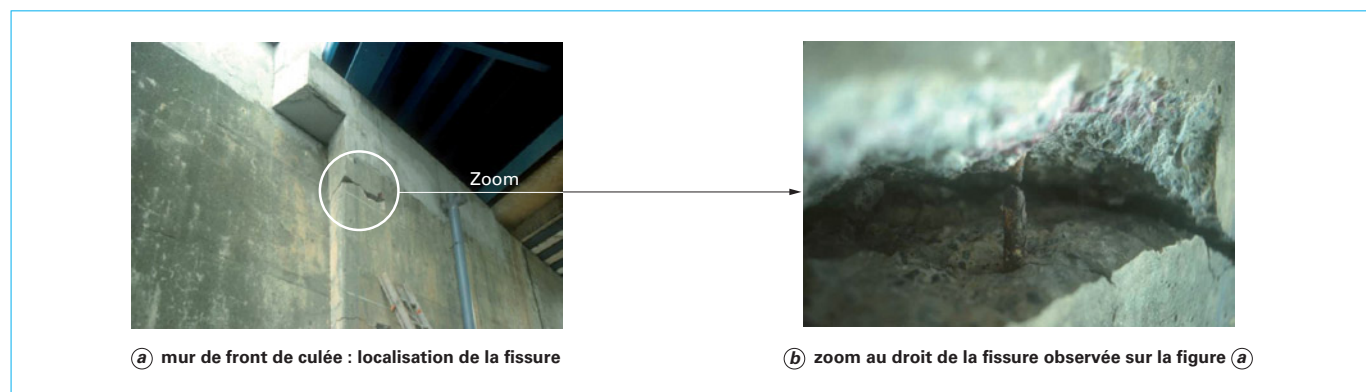


Figure 15 – PS 17 dans le Nord de la France. Rupture avec striction d'une barre HA dans une fissure située sur une arête du mur en partie supérieure

Ces contraintes autoéquilibrées très importantes donnent lieu à une fissuration en réseau qui est caractéristique d'une réaction de gonflement interne. De plus, il semble que dans les cas extrêmes, elles peuvent aussi causer le délaminage du béton dans des plans parallèles à l'axe longitudinal des poutres, et cela se concrétise notamment par un décollement du béton d'enrobage autour des armatures.

En outre, des gonflements différentiels peuvent exister entre la surface et le cœur des structures, comme le démontre la forme en « V » assez typique des fissures qui apparaissent très ouvertes en surface. Le cœur gonfle davantage que la surface, principalement à cause des gradients d'humidité existants (la surface est plus sèche que le cœur et le retrait peut même y exister), et aussi à cause de la lixiviation des alcalins et de la carbonatation (réduction du pH) existant à la surface des structures.

Les principales conséquences mécaniques sont :

- des contraintes normales et de cisaillement autoéquilibrées qui apparaissent sur toutes les facettes et génèrent une fissuration en réseau ; cette dernière tend cependant à disparaître à l'état limite ultime par ouverture des fissures et plastification des matériaux (aciers et béton). Mais il est souhaitable de vérifier que l'ouverture des fissures ne remet pas en question la durabilité de la structure et que l'allongement des armatures reste acceptable au droit des fissures les plus ouvertes ;
- des contraintes normales et de cisaillement résultant des déformations empêchées dans les structures hyperstatiques. Contrairement au développement des contraintes internes autoéquilibrées, celles-ci sont libérées seulement en partie par la fissuration et la plastification lorsque l'on s'approche de l'état limite ultime dans certaines sections. En fait, comme les effets hyperstatiques résultent d'un « blocage » des déformations globales de la structure, la plastification locale d'une seule section n'est pas suffisante pour les libérer complètement, sauf lorsque l'on atteint de très hauts niveaux de déformation plastique (généralement inacceptable pour des matériaux). D'un autre côté, elles devraient être faciles à calculer, si l'on connaissait les déformations globales des sections (allongement au niveau de l'axe neutre et rotations des sections) ; malheureusement, ce n'est généralement pas le cas.

### 3. Pathologie et gestion des ouvrages malades

#### 3.1 Description des désordres et dépistage

La présomption initiale de l'existence d'une alcali-réaction dans un ouvrage est généralement fondée sur la présence de symptômes

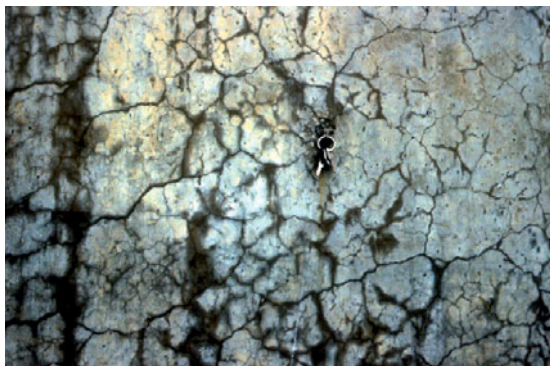
visuels détectés lors d'une visite ou d'une inspection. Parmi les manifestations les plus connues (figure 16), sont souvent citées les fissurations sous forme de maillage, plus ou moins denses selon le degré d'évolution de la réaction, ou orientées lorsque des efforts de compression s'opposent au gonflement interne (cas des ouvrages précontraints, ou des poteaux par exemple). Mais une réaction de gonflement peut aussi engendrer bien d'autres formes de désordres apparents sur un ouvrage, tels que mouvements, déformations, gonflements différentiels, petits cratères (*pop-out*), etc. Dans certains cas extrêmes et heureusement rares comme le cas des structures insuffisamment ferrillées, le gonflement du béton peut provoquer la rupture d'armatures passives. Le « Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art » [16] publié par le LCPC en février 1999 apporte une aide utile pour l'identification des diverses manifestations pouvant traduire l'existence d'une telle réaction.

En l'absence d'un recensement exhaustif, on estime à environ 400 le nombre d'ouvrages d'art atteints en France par une réaction de gonflement interne du béton, que celle-ci ait pour origine une alcali-réaction ou une réaction sulfatique interne. Les ouvrages concernés sont des ponts, des murs de soutènement et une petite dizaine de barrages. La plupart ont été construits dans les années 1970 à 1980. Ils sont atteints à des degrés très divers, et il ressort des différentes enquêtes menées que beaucoup d'ouvrages sont peu affectés, et qu'à l'inverse un faible nombre le sont gravement ; à ce jour, une dizaine d'ouvrages atteints d'alcali-réaction ont été démolis [17]. Les régions les plus touchées par l'alcali-réaction sont le nord de la France et la Bretagne, et les désordres sont souvent observés entre 3 et 10 ans après la construction de l'ouvrage.

#### 3.2 Synthèse de l'observation des structures en France

L'inspection des ouvrages du réseau autoroutier du nord de la France montre que les passages inférieurs sont plus affectés par l'alcali-réaction que les passages supérieurs. Si l'on examine l'ensemble des structures du patrimoine routier atteintes par cette réaction, il apparaît que les parties d'ouvrages les plus affectées sont les piédroits des ponts cadres et des ponts portiques, les culées et leurs sommiers, les murs de soutènement et les murs en aile. Cependant, on observe également que des éléments comme certains tabliers de ponts-dalles en béton armé, ou quelques poutres précontraintes sont aussi touchés par l'alcali-réaction.

Cette analyse montre aussi que les structures ou parties de structure en contact permanent avec des terres humides ou constamment arrosées par l'eau (comme par exemple à cause d'une chape d'étanchéité défectueuse ou de joints de chaussées non étanches) sont les plus dégradées par l'alcali-réaction, et ce



(a) maillage de fissures sur un mur en aile



(b) fissuration orientée horizontalement sur une poutre précontrainte



(c) déformation excessive (flèche d'une travée de pont-dalle en béton armé)



(d) rejet de 2 mm d'une fissure (gonflement différentiel)

**Figure 16 – Illustration de désordres visibles sur les parements des structures atteintes d'alcali-réaction**

fait confirme le rôle prédominant joué par l'eau dans le développement de cette pathologie.

Il pourrait être jugé comme paradoxal qu'aucune pathologie n'ait été découverte dans des fondations d'ouvrages dont les structures sont malades ; plusieurs raisons peuvent être avancées pour expliquer ce fait, parmi lesquelles nous retiendrons l'utilisation relativement fréquente de ciment de type CEM III contenant une forte teneur en laitier, mais aussi l'absence d'investigations systématiques pour évaluer l'état réel de ces fondations.

### 3.3 Diagnostic

Il n'existe pas de défaut ou de désordre observable sur un ouvrage qui soit caractéristique d'une alcali-réaction. Il est donc nécessaire d'avoir recours à des prélèvements d'échantillons de béton pour pouvoir porter un diagnostic fiable de la maladie [17].

Un premier diagnostic rapide de l'alcali-réaction peut être tenté avec un essai de fluorescence des ions uranyle [18]. Ce test, simple et rapide, consiste à pulvériser sur un échantillon de béton une solution d'acétate d'uranyle puis à soumettre l'échantillon à un éclairage sous UV. La présence de produits issus de l'alcali-réaction se traduit par une fluorescence jaune-verte. Des artefacts pouvant aussi conduire à une fluorescence, il convient donc de confirmer systématiquement le test par des examens au microscope électronique à balayage (MEB). Cet essai est surtout utile pour donner une information sur l'étendue de la réaction alcali-silice, et pour orienter le choix des échantillons soumis à l'examen au MEB.

Le MEB, associé à la microanalyse élémentaire reste actuellement la seule technique permettant d'identifier des produits résultant d'une alcali-réaction. Celle-ci se signale par la présence de zones craquelées, lisses, mamelonnées ou en rosettes, visibles le plus souvent au contact des granulats, et pouvant injecter parfois la pâte de ciment [19]. Une observation minutieuse d'un échantillon de béton au MEB peut montrer des gels de réaction ; cela, cependant, ne suffit pas pour établir un diagnostic. Par contre, si une structure dégradée présentant une fissuration évolutive montre à l'observation au MEB des produits de la réaction, alors on est bien en présence d'une alcali-réaction pathologique.

Dans le cadre d'une expertise ou d'un examen plus approfondi, il est souhaitable de faire appel à des techniques comme les examens pétrographiques [20] (observations de lames minces en lumière polarisée), les examens et calculs minéralogiques du béton [21], et la quantification de la microfissuration du matériau [22].

### 3.4 Surveillance et évaluation de l'état des ouvrages

La surveillance des ouvrages atteints d'alcali-réaction constitue en premier lieu un moyen d'assurer un suivi quantifié de l'évolution des désordres afin de pouvoir prendre des décisions adéquates pour la gestion des ouvrages. Elle permet également d'obtenir des données d'entrée pour la modélisation qui s'avère indispensable pour l'évaluation de leur capacité portante.



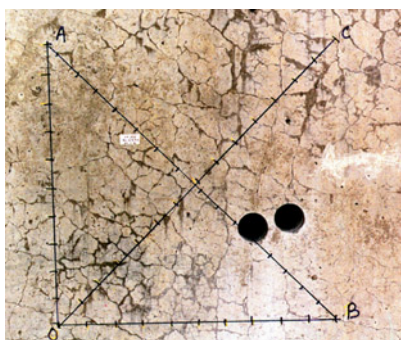


Figure 17 – Exemple d'implantation d'un repère de suivi de fissuration sur un ouvrage

### 3.4.1 Suivi de la fissuration

La méthode la plus courante pour suivre une fissuration non orientée est celle présentée en référence [23]. Elle consiste à relever à l'aide d'un fissuromètre ou d'une loupe, et de façon exhaustive, toutes les fissures interceptant un repère constitué de quatre axes tracés dans une zone d'un mètre carré sur la partie de parement à étudier (figure 17). Compte tenu de la précision requise dans l'application de cette méthode, il est conseillé de mesurer la largeur des fissures avec une précision de 0,05 mm. L'emploi d'un appareil photographique numérique, équipé d'une loupe de grossissement ( $\times 10$ ), facilite cette opération.

Plusieurs repères de mesure sont en général implantés sur un ouvrage ; leur nombre dépend de l'importance de l'ouvrage et de l'étendue des désordres. On implante en général un repère par type d'élément présentant des fissures (exemple : mur, piédroit, poutre...) sur la zone la plus touchée de cet élément, et il est aussi fortement recommandé d'implanter un repère en zone indemne de fissuration.

Une indication globale de l'importance de la fissuration est fournie, sous forme chiffrée et objective, par l'indice de fissuration d'une zone déterminée, IF, qui est la somme des ouvertures des fissures interceptées par les quatre axes, rapportée à l'unité de longueur (ouvertures/m). Dans le cas d'une fissuration orientée, la valeur de l'indice de fissuration à considérer n'est pas la moyenne des valeurs obtenues sur les différents axes du repère mais la valeur maximale obtenue sur l'axe perpendiculaire aux fissures.

Cette méthode fournit une valeur absolue de la fissuration depuis la construction de l'ouvrage et présente l'avantage de faire appel à un matériel simple et facile à mettre en œuvre par un gestionnaire d'ouvrage.

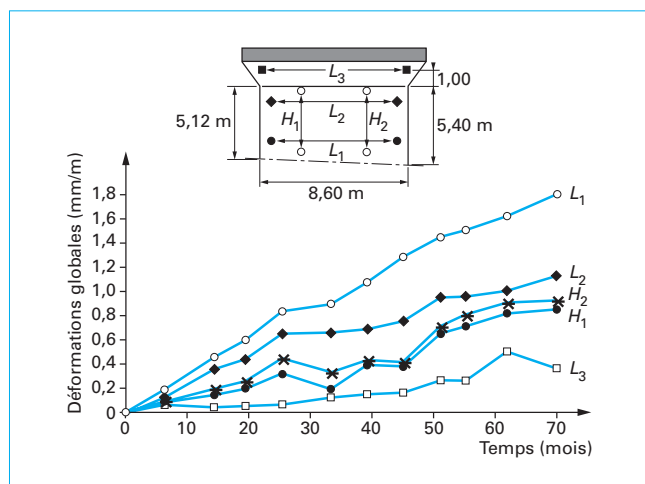


Figure 18 – Pont de Nanteuil-les-Meaux – Évolution des déformations globales fournies par des distancemètres à fil d'invar installés sur le piédroit ouest et la dalle (après corrections thermiques)

### 3.4.2 Suivi des déformations globales

La mesure des déformations globales constitue le meilleur moyen de suivre l'expansion d'une structure. Outre les mesures géodésiques et topographiques, ainsi que les mesures d'inclinaison à l'aide d'inclinomètres ou de pendules (comme dans le cas des barrages), les mesures d'élongation à l'aide de distancemètres sont les mieux adaptées. Les moyens de suivi de déformation globale couramment utilisés sont indiqués dans le tableau 2.

Le choix du moyen de mesure est fonction de la taille de l'élément à suivre, des conditions d'accès à la structure et de la précision recherchée. Dans tous les cas, on cherchera à suivre les déformations d'ensemble avec des bases de longueur proche des dimensions de la pièce, et ce dans les trois directions.

Ce type de suivi permet de connaître précisément l'évolution future de l'ouvrage sous l'effet de l'alcali-réaction et sert aussi, le cas échéant, à paramétrer les modèles de recalcul de la structure ou encore à évaluer l'influence d'un éventuel traitement ultérieur.

Un exemple de suivi des déformations globales par distancemètres à fil d'invar est illustré sur la figure 18 qui représente l'évolution de l'expansion d'un piédroit d'un pont portique en béton armé dans le département de Seine-et-Marne. Pendant six ans, il a pu être mesuré une évolution significative de l'expansion du piédroit réactif (0,35 mm/m par an) qui était 3 fois plus importante dans la direction horizontale que dans la direction transversale

Tableau 2 – Moyens de suivi de déformation globale (d'après [17])

Moyen de mesure dimensionnelle	Gamme d'emploi		Résolution absolue théorique. Résolution relative sur base maxi
	Base mini – maxi	Course	
Distancemètre par fil invar	1 – 20 m	100 mm	0,1 mm $5 \cdot 10^{-6}$
Distancemètre infrarouge	3 – 100 m	pleine échelle	0,1 mm $1 \cdot 10^{-6}$
Extensomètre LCPC de 400 mm	400 mm	4 mm	0,001 mm $2,5 \cdot 10^{-6}$
Pied à coulisse à grande capacité	500 – 1 500 mm	pleine échelle	0,01 mm $20 \cdot 10^{-6}$



(0,12 mm/m par an), et plus importante dans le bas (base  $L_1$ ) que dans le haut (base  $L_2$ ), ce qui était en adéquation avec le développement de la fissuration et en relation avec la gêne apportée par la dalle non réactive encastrée en tête sur le piedroit. On peut aussi noter que la déformation globale croît de façon relativement linéaire pendant quatre ans et que cette quasi-linéarité a été observée plusieurs fois sur d'autres ouvrages.

### 3.4.3 Essai d'expansion résiduelle et son interprétation

Les essais d'expansion résiduelle sont généralement pratiqués pour évaluer le comportement futur de structures atteintes d'alcali-réaction. Ceux-ci sont habituellement réalisés sur des carottes extraites de la structure et mises en vieillissement accéléré pendant un an dans une enceinte régulée à 38 °C et 100 % HR. Le béton qui a subi un gonflement dû à l'alcali-réaction va normalement développer, lors de cet essai, une expansion qui est plutôt rapide au jeune âge et qui se ralentit avec le temps. Au début de l'essai, l'expansion est provoquée par plusieurs facteurs :

- la disparition des contraintes qui s'exerçaient sur la carotte dans l'ouvrage avant son prélèvement et qui sont libérées par le carottage ;
- la reprise d'eau qui engendre un gonflement naturel du béton ;
- la reprise d'eau qui permet aux gels existants de se réhydrater et donc de gonfler ;
- la poursuite de la réaction avec formation de nouveaux gels.

Il est impossible de faire la part entre ces quatre formes d'expansion, sauf pour la seconde que l'on peut estimer en mesurant l'expansion d'un béton similaire non réactif et soumis à une absorption d'eau. C'est pourquoi la méthode d'essai du LCPC [24] propose de se baser sur l'accroissement des déformations entre 8 et 52 semaines pour caractériser la réactivité résiduelle du béton. Cependant Multon *et al.* [25] recommandent de prendre en compte l'ensemble de la courbe d'expansion pour évaluer le comportement mécanique de structures endommagées.

Avant de carotter dans les structures, il est important de planifier soigneusement le nombre, la localisation et la direction de prélèvement des carottes. Puisque la direction de coulage peut provoquer de l'anisotropie, des carottes forées selon différentes directions peuvent conduire à des expansions résiduelles différentes. Les prélèvements sont également à implanter en fonction de l'état hydrique *in situ* : des carottes prélevées dans des parties sèches de la structure devraient aboutir à de fortes expansions résiduelles à la fin de l'essai, mais cette expansion n'est pas vraiment représentative de l'expansion que cette carotte aurait eu si elle était restée en place dans la zone sèche de l'ouvrage ; à l'opposé, des essais réalisés sur des carottes extraites de parties humides fourniront des informations sur la possibilité de stabilisation de l'expansion dans les zones les plus exposées de la structure. Selon Multon *et al.* [25], il semble que la totalité de la courbe d'expansion soit à considérer pour évaluer la dégradation de structures malades, à condition d'appliquer des corrections pour prendre en compte les différentes conditions thermo-hygrométriques qui ont régné pendant les essais et dans les structures.

### 3.4.4 Modélisation et évaluation

Le recalcul de structures dégradées est destiné à fournir aux ingénieurs et gestionnaires une estimation de la résistance résiduelle de l'ouvrage, un résultat quantitatif de l'évolution de la dégradation, et une simulation des effets de traitements envisagés. La grande difficulté du recalcul réside dans la modélisation. On sait par exemple qu'une modélisation basée sur une simulation du gonflement par une analogie de type dilatation thermique n'est absolument pas fondée car cela ne tient pas compte de la distribution de l'humidité au sein de la structure. La modélisation doit au moins enchaîner les trois étapes de base suivantes :

- une modélisation mécanique de l'évolution du gonflement au cours du temps à l'échelle du matériau ;

– un calibrage du modèle pour le béton structural prenant en compte les résultats des essais d'expansion résiduelle ;

– un recalcul complet de la structure, tant temporel que spatial, avec le modèle calibré à l'étape précédente, et intégrant l'historique des variations thermohygrométriques de l'ouvrage [26] [27].

Un calcul adapté de structure nécessite un processus itératif à cause du couplage existant entre les déformations imposées et l'état de contraintes : dans une première étape, il est nécessaire d'introduire en chaque point de la structure une déformation imposée représentative de l'expansion (basée sur des calculs thermiques et hydriques) ; dans une seconde étape, il faut déterminer l'état de contrainte qui en résulte (basée sur un modèle de comportement chémo-plastique du béton) ; dans une troisième étape, il convient de modifier la déformation imposée en tenant compte de l'état de contrainte précédemment calculé, et ceci jusqu'à ce que le calcul global converge... Parce que chaque alcali-réaction est différente, ce type de calcul exige des données acquises sur la structure comme l'évolution des déformations globales et l'expansion résiduelle libre du béton [17].

## 3.5 Gestion des ouvrages

Une méthode d'aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne a été mise au point par le LCPC [17]. Cette méthode s'adresse au gestionnaire d'un parc d'ouvrages qui cherche à optimiser sa gestion sous des contraintes budgétaires significatives. Compte tenu du coût des différentes techniques d'investigations, et sachant que le gonflement est un phénomène qui évolue en général assez lentement, du moins dans les conditions climatiques de France métropolitaine, il ne saurait être question de les mettre en œuvre toutes, systématiquement et de manière identique, sur l'ensemble des ouvrages atteints ou supposés atteints d'une réaction de gonflement.

Le guide [17] propose donc d'adopter une démarche progressive en fonction de l'état apparent de l'ouvrage et de la vitesse d'évolution de ses désordres. Hormis le cas des ouvrages très atteints, pour lesquels l'ensemble des moyens d'investigation sera simultanément mis en œuvre, la démarche proposée privilégie le suivi dimensionnel des ouvrages, relativement facile à réaliser, non destructif et permettant de bien observer l'évolution des phénomènes dans le temps pour en mesurer la rapidité, plutôt que le recours systématique à des carottages, destructifs, aux fins d'analyses en laboratoire coûteuses. La méthodologie proposée consiste tout d'abord à effectuer un tri entre :

– d'une part, les ouvrages présentant des **désordres avancés affectant une zone vitale de l'ouvrage** : ouvrages classés en **priorité de niveau 1** ;

– d'autre part, les ouvrages présentant des **désordres moins prononcés ou dont les désordres n'affectent pas une partie vitale** : ouvrages classés en **niveau 2**.

Pour les premiers (niveau 1), il y a lieu d'engager simultanément le suivi sur site et l'analyse de carottes en laboratoire. En outre, il convient, dans les cas les plus graves d'ouvrages particulièrement endommagés, de s'interroger sur l'aptitude au service et, le cas échéant, de mettre en œuvre les mesures de sauvegarde qui s'imposent.

Pour les seconds (niveau 2), il suffit d'initier dans un premier temps un suivi de l'ouvrage faisant appel à la fois à de la distance-métrie et à un suivi de la fissuration. Ce n'est que si l'évolution du gonflement ou de la fissuration dans le temps s'avère rapide que le prélèvement de carottes doit alors être réalisé pour des analyses.

La fréquence des mesures à effectuer au cours du suivi de l'ouvrage est fonction de son état de fissuration lors de la mise en place de ce suivi (état initial). Plus la fissuration initiale de l'ouvrage est importante, plus la fréquence préconisée des mesures est grande.

Si au cours de cette période, l'évolution de l'indice de fissuration, et le cas échéant celle de l'ouverture des fissures isolées déjà fortement ouvertes, et celle du gonflement restent limitées, l'ouvrage retombe dans le cycle normal des inspections et visites. Si, au contraire, l'évolution de la fissuration ou du gonflement dépasse des seuils limites, des carottages doivent alors être réalisés dans l'ouvrage.

Le diagnostic de l'origine de la pathologie étant confirmé, l'évolution du gonflement étant constatée sur site, le problème est alors de savoir si l'ouvrage va encore continuer à gonfler et si son aptitude au service risque d'être affectée, si elle ne l'est pas déjà. Pour cela, des essais d'expansion résiduelle sur éprouvettes peuvent être réalisés afin d'estimer si, dans des conditions d'ambiance favorisant le gonflement, le béton est encore susceptible de gonfler et dans quelles proportions.

Dans l'hypothèse où il est mis en évidence que le béton a encore une forte capacité potentielle de gonflement, il peut être envisagé, pour établir un pronostic sur la capacité résistante de la structure, de procéder à un calcul spécifique de l'ouvrage prenant en compte les effets du gonflement du béton.

C'est à l'issue de ce pronostic d'évolution que l'on pourra tirer des conclusions sur les suites à donner et notamment sur la faisabilité d'un traitement. La figure 19 résume ce processus décisionnel.

### 3.6 Problématique du traitement

Il n'existe pas actuellement de méthodologie de traitement qui soit suffisamment efficace pour réparer durablement les ouvrages atteints d'alcali-réaction, voire même pour arrêter l'évolution des désordres. Tant que les ingrédients nécessaires au développement et à la poursuite de la réaction chimique sont présents en quantité suffisante au cœur des ouvrages, il apparaît en effet assez illusoire d'arrêter ce type de réaction qui développe des efforts de gonflement considérables par rapport aux efforts mécaniques mis en jeu par des actions plus courantes.

En matière d'alcali-réaction, les deux solutions de traitement qui pourraient être envisagées pour agir directement au niveau des ingrédients de la réaction sont le séchage des ouvrages (action sur l'eau libre interne contenue dans le béton, qui est généralement en quantité suffisante pour amorcer et alimenter la réaction) et la carbonatation du béton (action sur la chaux qui, en devenant carbonatée, disparaît en tant que réactif nécessaire au gonflement) ; malheureusement, même si ces deux solutions semblent réalistes, leur mise en œuvre butent sur des obstacles techniques et économiques.

Sur la base de l'analyse des différentes solutions de traitement employées jusqu'à présent, il est possible de retenir les principales conclusions suivantes [17] :

- l'injection et le pontage des fissures sont des remèdes inopérants qui n'ont aucune incidence sur les réactions en jeu, et qui n'apportent pas d'amélioration sensible de la résistance du béton au développement de la fissuration. Ces techniques ont néanmoins le mérite d'empêcher l'eau de pénétrer à l'intérieur des fissures à condition que le produit injecté ou utilisé en pontage soit suffisamment souple pour suivre l'ouverture future des fissures ;
- l'application d'une peinture n'a qu'une très faible efficacité et il vaut mieux appliquer un revêtement d'étanchéité qui, ayant une épaisseur suffisante, permet d'agir sur la réaction en réduisant la pénétration de l'eau dans la structure. C'est une solution provisoire permettant de prolonger la durée de vie des ouvrages ;
- le « blocage » mécanique (mise en œuvre d'une précontrainte) n'a aucun effet selon les directions non traitées ; il a une efficacité à court terme qui est non systématique, et une efficacité à long terme qui n'est pas démontrée. Si un « blocage » est envisagé comme traitement, alors un blocage actif tridimensionnel est recommandé ;
- la libération des contraintes par sciage partiel de la structure présente une efficacité à court terme, mais elle nécessite souvent

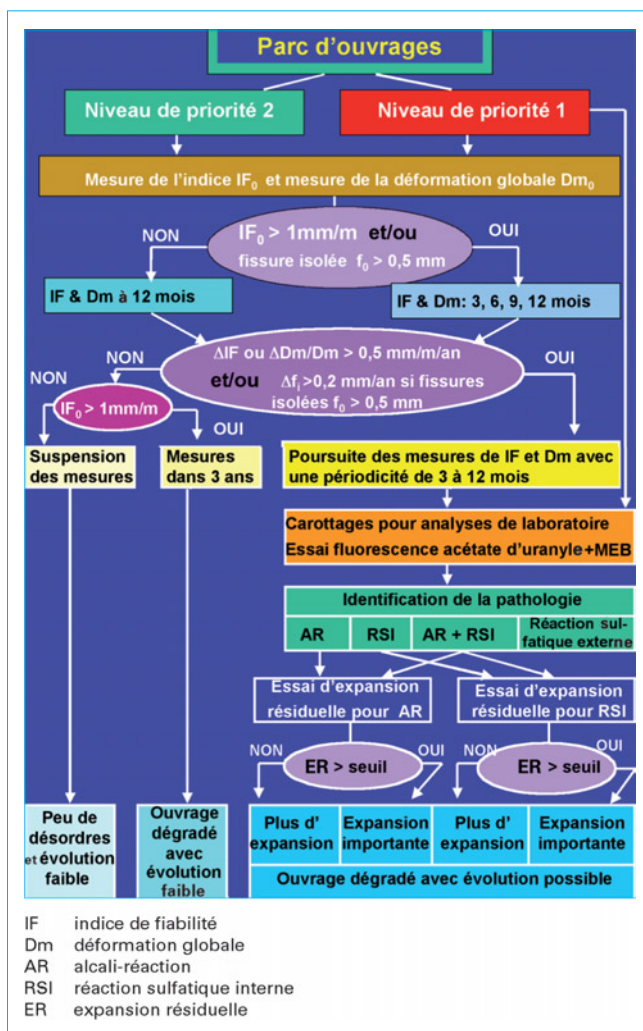


Figure 19 – Logigramme décisionnel (d'après [17])

de reconduire l'opération dans la mesure où elle ne s'oppose pas à la poursuite de la réaction. Elle reste donc une solution applicable dans des cas bien particuliers, comme les ouvrages en béton non armé et notamment les barrages (cette technique a déjà été appliquée sur le barrage de Beauharnois au Québec et sur le barrage du Chambon en France) ;

– la démolition puis le remplacement d'un ouvrage est une solution parfois inéluctable, mais onéreuse. Les aspects coûteux ou traumatisants de ce traitement peuvent être atténués par la réalisation d'une démolition partielle suivie d'une reconstruction.

## 4. Prévention des désordres

Les difficultés à mettre en œuvre des traitements efficaces, capables de redonner aux ouvrages malades une durée de vie conforme à celle prévue initialement ainsi qu'une aptitude au service adéquate, rendent indispensable une politique de prévention des désordres dus à ces réactions. Les recommandations éditées par le LCPC [28] et le guide pour l'élaboration du dossier carrière [29], éta-

blissent les principes de cette prévention dont la philosophie de la démarche préventive peuvent se résumer en trois points :

- responsabiliser les acteurs de la construction ;
- gérer au mieux les ressources naturelles (développement durable) ;
- construire durablement au meilleur coût.

## 4.1 Principes de la prévention

L'alcali-réaction, comme il apparaît dans ce qui précède, trouve un de ses moteurs dans la présence d'alcalins au-delà d'une valeur seuil associée à l'existence de granulats réactifs et d'eau. Les réactions, quant à elles, seront plus ou moins développées suivant la nature des granulats, le type de ciment, mais aussi suivant l'environnement du béton.

Si l'on veut réduire les risques, la solution se trouve donc dans la gestion de ces paramètres, mais également dans le niveau de risque que l'on est prêt à accepter, celui-ci prenant en compte des critères techniques, économiques, environnementaux et sociaux. Si, par méconnaissance, légèreté ou souci d'économie, la méthodologie décrite dans les recommandations devait être tronquée, il n'y aurait plus aucune garantie quant à la prévention des risques. C'est ainsi qu'il faut être très attentif aux « fausses bonnes solutions », comme par exemple la déclaration de non-réactivité d'une fourniture de granulats sur la base d'un essai dont le choix ne serait pas issu d'une connaissance pétrographique conforme à la démarche recommandée par le fascicule de documentation P 18-542 et réalisé selon la norme XP P 18-594. À l'opposé, le recours à toute la panoplie d'essais décrite dans ce fascicule, outre qu'elle allonge inutilement l'étude, ne constitue pas un rempart plus solide contre l'apparition de désordres.

## 4.2 Choix du niveau de prévention

Le choix du niveau de prévention dépend du type d'environnement dans lequel se situe l'ouvrage et de la catégorie dont il relève, cette catégorie prenant en compte son importance stratégique et économique, sa dimension, sa destination, les contraintes qui seraient générées par des interventions de maintenance, etc. Du choix de ce niveau dépendra le type d'étude réalisé et la réponse de la formulation retenue aux agressions du milieu.

Le tableau 3 issu de [28] présente les trois niveaux de prévention retenus. À chaque niveau de prévention A, B ou C est associé le type de précaution suivant :

- **Niveau A : pas de précautions particulières**, les seules règles sont les pratiques habituelles de construction d'ouvrages ;

**Tableau 3 – Choix du niveau de prévention en fonction de la catégorie de l'ouvrage et de la classe d'environnement**

Catégorie d'ouvrage	Classe d'environnement			
	1	2	3	4
	Sec ou peu humide	Humide et eau	Humide avec gel et fondant	Milieu marin
I Risque faible – acceptable	A	A	A	A
II Risque peu tolérable	A	B	B	B
III Risque inacceptable	C	C	C	C

- **Niveau B : cas général des ouvrages de génie civil**, cinq solutions possibles, toutes équivalentes quant à leur efficacité ; quatre d'entre elles sont adaptées à l'utilisation de granulats potentiellement réactifs, et il suffit que l'une d'elles soit satisfaite pour se mettre à l'abri du risque. Ces solutions sont les suivantes :

- utilisation de granulats non réactifs ;
- utilisation de granulats PRP avec les conditions afférentes ;
- satisfaction au bilan des alcalins ;
- satisfaction au critère de performance (essai de gonflement sur la formule de béton) ;
- utilisation d'additions inhibitrices en quantité suffisante.

- **Niveau C : précautions maximales**, il est recommandé d'utiliser des granulats non réactifs (NR) et éventuellement pour des raisons techniques, économiques ou environnementales, il sera possible de mettre en œuvre des granulats caractérisés comme potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP), sous réserve que les conditions particulières à leur emploi et mentionnées dans [28] soient respectées. Dans l'hypothèse où l'approvisionnement en matériaux NR ou PRP est particulièrement difficile, les recommandations autorisent l'emploi de granulats potentiellement réactifs, à la condition qu'il soit procédé à une étude approfondie de la formulation de béton envisagée, sur des bases expérimentales définies contractuellement. La procédure utilisée peut être un essai de performance sur formule réelle ou une série d'essais sur éprouvettes de béton réalisées avec des teneurs croissantes en alcalins encadrant le seuil des 3 kg/m<sup>3</sup> d'alcalin par exemple.

La démarche préventive implique, pour les ouvrages de catégorie B ou C une connaissance des granulats envisagés (gisement, homogénéité, pétrographie) et une qualification de leur réactivité au moyen d'un essai normalisé adapté. Cette exigence se réfère à l'existence d'un dossier carrière [29]. Le dossier carrière constitue un élément du plan qualité du fournisseur de granulats. Il donne les informations suffisantes pour que la qualification du matériau vis-à-vis de l'alcali-réaction soit connue.

## 4.3 Caractérisation de la réactivité potentielle des granulats

Dans la démarche française, cette caractérisation est obtenue à partir d'essais dont la mise en œuvre et le déroulement sont présentés dans la norme XP P18-594, les spécifications faisant l'objet du fascicule de documentation associé P18-542.

### ■ Norme XP P18-594

Dans son article 5, elle offre la possibilité de recourir à une procédure rapide dite essai crible. Elle propose un essai crible de référence (autoclavage) et deux essais cribles alternatifs. Ces différents essais autorisent tous la qualification en NR, PR ou PRP. Comme toutes les normes d'essai, elle précise la procédure opératoire, les matériels et produits, les calculs et les incertitudes qui sont associés à l'essai utilisé. Dans son article 6, elle décrit un essai à long terme qualifiant sable ou gravillons. Cet essai est inspiré de l'essai décrit dans l'ancienne norme P18-587.

### ■ Fascicule P18-542

Il propose une méthodologie et fixe des spécifications. Une qualification directe est possible si la teneur en silice est inférieure à 4 %. Dans la suite des opérations, il est possible de mettre en œuvre un essai crible rapide (essai de référence ou un essai alternatif). Il faut savoir que le diagnostic issu de l'essai crible peut être tempéré par le recours à l'essai long terme ; cette approche offre une double garantie à la fois pour le producteur de granulats et pour le maître d'ouvrage.

- Cette évolution dans la normalisation est un pas significatif vers une saine gestion de la ressource. Outre le recours à ces deux normes, il est possible de mettre en œuvre un **essai dit de performance sur béton**.

## 4.4 Caractérisation de la réactivité potentielle d'une formule de béton

Cette caractérisation est obtenue à partir d'un essai de gonflement sur béton réalisé à une température de 60 °C suivant la norme NF P18-454, les spécifications faisant l'objet du fascicule de documentation associé FD P18-456.

### ■ Essai de performance NF P18-454

Lorsqu'il est réalisé conformément à la norme, cet essai permet de donner des garanties suffisantes quant au comportement ultérieur du matériau béton, et ce en fonction du type de granulats mis en œuvre :

- lorsque les granulats sont de minéralogie dite simple : grès calcaires, mélange silico-calcaire où la silice est apportée par des silex, le diagnostic quant au comportement de la formulation peut être donné dès le troisième mois ;
- lorsque la minéralogie est dite complexe, cas des roches silicatées en général, le diagnostic devra attendre le cinquième mois pour être crédible ;
- lorsque la formulation met en œuvre des additions, le temps de réponse de l'essai est encore augmenté et peut atteindre 12 mois.

Cet essai est un essai de prévention du risque, il permet aux acteurs de la construction, maîtres d'œuvre, maîtres d'ouvrage, entrepreneurs, en l'absence d'une certitude de non-réactivité des granulats, d'avoir une solution satisfaisante garantissant le matériau contre le risque de désordres ultérieurs dus à l'alcali-réaction.

### ■ Fascicule de documentation FD P18-456

L'interprétation des résultats de cet essai est relativement simple :

- dans le cas d'un béton formulé avec un ciment CEM I et n'incorporant pas d'additions minérales, la formule testée est acceptée à condition que l'expansion soit inférieure au seuil de 0,02 %, à l'issue de la durée de l'essai prenant en considération le type de granulats (3 ou 5 mois) ;
- dans le cas des autres formulations de béton, et notamment en présence d'additions minérales, la formule de béton est acceptée si l'expansion est inférieure à 0,02 % à 5 mois et que la pente de la courbe de gonflement entre 3 et 5 mois reste limitée, ou si l'expansion est inférieure à 0,03 % à 12 mois ;
- si l'expansion est au-delà des seuils précédemment définis, la formulation est considérée comme réactive. Il est alors nécessaire de rechercher soit de nouveaux granulats, soit des ciments différents.

## 4.5 Limitation de la teneur en alcalins du béton

La teneur totale en alcalins du béton est la somme des quantités apportées par chacun des constituants. Elle est exprimée en  $\text{kg/m}^3$  de béton.

### ■ Alcalins des ciments

Suivant le type de ciment utilisé, le calcul de la quantité d'alcalins apportée se fera différemment. Pour connaître le bilan des alcalins actifs apportés par le ciment, il est nécessaire d'avoir une analyse chimique complète de tous les constituants du ciment.

Dans l'état actuel de nos connaissances (au niveau international), nous pouvons dire que la proportion d'alcalins actifs rapportée aux alcalins totaux est égale à :

- pour le clinker :  $AK = 100\%$  des alcalins équivalents totaux aK ;
- pour les laitiers granulés de haut fourneau :  $AS = 50\%$  des alcalins équivalents totaux aS ;

- pour les cendres volantes :  $AV = 17\%$  des alcalins équivalents totaux aV ;
- pour les pouzzolanes :  $AZ = 17\%$  des alcalins équivalents totaux aZ ;
- pour les fillers calcaires :  $AL = 100\%$  des alcalins équivalents totaux aL ;
- pour le gypse :  $AG = 100\%$  des alcalins équivalents totaux aG.

Le bilan des alcalins actifs A est alors obtenu en sommant les contributions de chacun des constituants du ciment proportionnellement à leur teneur respective (K, S, V, Z, L et G), comme l'indique la formule ci-dessous :

$$A = (1 - G)(K \cdot AK + V \cdot AV + S \cdot AS + L \cdot AL + Z \cdot AZ) + G \cdot AG$$

### ■ Alcalins des granulats

Il est indispensable de séparer les alcalins en :

- alcalins **totaux** : ils représentent la totalité des alcalins du granulat dosés par l'analyse chimique et exprimés en oxydes  $\text{Na}_2\text{O}$  et  $\text{K}_2\text{O}$  ;
- alcalins **actifs** : ils représentent les alcalins qui sont extraits du granulat et viennent enrichir la solution interstitielle du béton ; ils sont évalués sur la base du mode opératoire LPC n° 37 [30].

### ■ Alcalins des adjuvants

Les adjuvants, bien qu'utilisés à des dosages voisins de 2 % du poids du ciment, apportent, du fait de leur composition, une quantité importante d'alcalins facilement libérables. Ils sont donc comptabilisés en totalité. Leur teneur est donnée par le fournisseur.

### ■ Alcalins de l'eau de gâchage

Ils sont le plus souvent en très faible quantité.

### ■ Limitation de la teneur en alcalins

La teneur en alcalins actifs du béton est évaluée en sommant les teneurs en alcalins actifs apportés par chacun des constituants (figure 20).

En France, dans le cas d'emploi de granulats potentiellement réactifs, cette règle générale s'applique, et les teneurs moyenne  $T_m$  et maximale  $T_{max}$  en alcalins du béton sont limitées aux valeurs données par les formules suivantes (les cimentiers mesurent les alcalins actifs et fournissent des données statistiques sur les variations des teneurs en alcalins qui sont utilisées dans ces formules) :

- Pour les bétons incorporant des ciments CEM I, CEM II ou CEM V

$$T_m < \frac{3,5}{1 + 2V_c} \quad \text{et} \quad T_{max} < 3,5 \text{ kg/m}^3$$

où  $V_c$  est le coefficient de variation de la teneur en alcalins du ciment, c'est-à-dire le rapport de l'écart-type sur la moyenne des valeurs des teneurs en alcalins obtenues sur les 12 derniers mois de production.

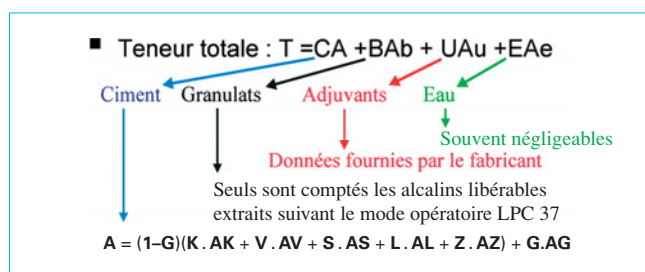


Figure 20 – Calcul de la teneur en alcalins actifs du béton



En l'absence de données sur les dispersions des teneurs en alcalins, les teneurs moyenne et maximale en alcalins sont respectivement limitées aux valeurs suivantes :

$$T_m < 3,0 \text{ kg/m}^3 \text{ et } T_{\max} < 3,3 \text{ kg/m}^3$$

• **Pour les bétons incorporant des ciments CEM III a,b, c**

On s'assure que le laitier est en quantité suffisante et on vérifie que la teneur moyenne en alcalins totaux du ciment  $a_m$  reste en dessous d'un seuil donné par les formules suivantes :

- pour les CEM III a,b :  $a_m < 1,1 \%$  et  $60 \% < L < 80 \%$  ;
- pour les CEM IIIc :  $a_m < 2 \%$  et  $L > 80 \%$ .

La teneur en alcalin est déterminée par l'analyse chimique.

## 4.6 Approche performantielle de la durabilité

Jusqu'à présent, les critères de durabilité étaient basés sur des obligations de moyens. Désormais, afin de mieux prendre en compte les évolutions des techniques et des mentalités, il est progressivement demandé de satisfaire à des obligations de performance. Avant de décrire cette approche, il est important d'avoir présent à l'esprit les définitions relatives aux notions de durabilité et de durée de vie.

La **durabilité d'un béton** est définie comme la capacité du matériau à maintenir ses caractéristiques physiques et ses performances mécaniques dans des conditions de sécurité satisfaisantes pendant la durée de vie prévue pour l'ouvrage, compte tenu des conditions de service existantes.

La **durée de vie d'un ouvrage** est définie par la norme NF EN 206-1 comme la période durant laquelle le comportement du béton dans la structure demeurera à un niveau compatible avec les exigences de performance de la structure si celle-ci est correctement entretenue.

Les principes de base de l'approche performantielle sont définis dans le guide de l'AFGC [31] et synthétisés par V. Baroghel-Bouny dans les références [32] et [33]. La démarche est basée sur l'utilisation d'indicateurs de durabilité et la définition de seuils associés à ces indicateurs en fonction des classes d'exposition.

Les indicateurs de durabilité sont des paramètres fondamentaux pour l'évaluation et la prévision de la durabilité du matériau vis-à-vis du processus de dégradation considéré, mais aussi des paramètres mesurables par des essais (souvent accélérés) selon des modes opératoires bien définis.

Cette démarche, dans sa méthodologie, reprend en partie les recommandations et demande de suivre le cheminement suivant les 9 points ci-dessous :

1. Définition de la catégorie de l'ouvrage, ou de l'élément préfabriqué.
2. Examen des conditions environnementales.

3. Définition des risques de dégradation.

4. Choix des indicateurs de durabilité.

Pour ce qui concerne l'alcali-réaction, les trois indicateurs spécifiques retenus sont :

- la quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps ;
- la concentration en alcalins équivalents actifs de la solution interstitielle ;
- les déformations de gonflement d'éprouvettes de béton.

5. Sélection des spécifications relatives à ces indicateurs.

6. Formulation des bétons.

7. Qualification des formules de béton.

Lorsque la durée de vie demandée est particulièrement importante :

8. Choix d'un modèle prédictif de durée de vie.

9. Suivi de l'évolution du béton sur site.

## 5. Conclusion

Au niveau de la compréhension des phénomènes, des recherches fondamentales sont encore nécessaires pour bien comprendre les mécanismes de formation et d'expansion des gels, en résumé le « moteur » du gonflement. La modélisation au niveau du matériau et de la structure reste un champ de recherches très ouvert.

En matière de pathologie, il convient de noter que la situation est plutôt rassurante en termes de sécurité. Les techniques de diagnostic de l'alcali-réaction sont maintenant bien assises ; une méthodologie d'aide à la gestion des ouvrages touchés par l'alcali-réaction existe et demande encore à être utilisée le plus souvent possible de façon à accroître sa pertinence. Sur la base de l'expérience acquise, on sait qu'il n'existe pas de solution éprouvée et pérenne pour réparer les ouvrages, mais il semble que la méthode de traitement la plus appropriée dans la majorité des cas soit en premier lieu de rétablir les systèmes d'évacuation des eaux pluviales si ceux-ci sont défectueux, et en second lieu de mettre en œuvre un revêtement d'étanchéité. À défaut de constituer un traitement définitif, cette méthode permet de ralentir la progression des désordres.

La politique de prévention des désordres fondée sur les recommandations publiées par le LCPC en 1994 semble avoir porté ses fruits puisque l'on n'a pas observé de nouveaux cas d'alcali-réaction sur les ouvrages construits selon leurs préceptes. Les principes de ces recommandations ont d'ailleurs été intégrés dans la nouvelle norme NF EN 206-1 relative aux bétons. L'ouverture vers l'approche performantielle représente le passage de ce qui était l'obligation de moyens à une obligation de résultats ce qui s'inscrit dans la démarche actuelle de développement durable.