

Documents scientifiques et techniques

CONCEPTION DES BÉTONS POUR UNE DURÉE DE VIE DONNÉE DES OUVRAGES

**Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion
des armatures et de l'alcali-réaction**

**Etat de l'art
et**

**Guide pour la mise en œuvre d'une approche
performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs
de durabilité**

Juillet 2004



Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages

Le présent document a été préparé dans le cadre du groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) : ***"Conception des bétons en vue d'une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité"***.

La rédaction du document a été réalisée par l'animateur du groupe :

Véronique Baroghel-Bouny (LCPC - Paris)

et par les membres du groupe :

Carmen Andrade (CSIC - Institut E. Torroja - Madrid - Espagne)

Marta Castellote (CSIC - Institut E. Torroja - Madrid)

Didier Brazillier (DDE de l'Yonne - Auxerre)

Jean-Louis Costaz (EDF-SEPTEN - Villeurbanne, puis en retraite)

René Couty (ESPCI - Paris)

Robert Degeimbre (Université de Liège - Belgique)

Loïc Divet (LCPC - Paris)

Bruno Godart (LCPC - Paris)

Gilbert Grimaldi (LREP - Melun, puis CETMEF - Aix-en-Provence)

Sylvine Guedon-Dubied (LCPC - Paris)

Lotfi Hasni (CEBTP - Saint Rémy-lès-Chevreuse)

Hugues Hornain (LERM - Arles, puis Matériaux Conseil International - Arles)

Catherine Larive (LCPC - Paris, puis CETU - Bron)

André Le Roux (LCPC - Paris)

Lionel Linger (VINCI Construction Grands Projets - Rueil Malmaison)

Pierre Monachon (VINCI Construction Grands Projets - Rueil Malmaison, puis en retraite)

Micheline Moranville-Regourd (ENS - Cachan)

Ilie Petre-Lazar (EDF R&D - Les Renardières)

Daniel Poineau (SETRA – Bagneux, puis en retraite)

Nourreddine Rafai (LERM - Arles)

Patrick Rougeau (CERIB - Epernon)

Géraldine Villain (LCPC - Paris)

Marie-Pierre Yssorche-Cubaynes (LMDC-INSA-UPS Toulouse)

Ont également contribué à l'élaboration de ce document :

Jacques Baron (ATILH - Paris la Défense)

Patrick Belin (LCPC - Paris)

Thierry Chaussadent (LCPC - Paris)

François Cussigh (GTM Construction - Nanterre)

Pascal Fasseu (LRPC Lille)

Frédéric Guimbal (BOUYGUES Travaux Publics - Saint-Quentin-en-Yvelines, puis LAFARGE LCR - L'Isle d'Abeau)

Dominique Henry (LCPC - Paris)

Pierre Kalifa (CSTB - Grenoble)

Frédéric Skoczylas (Ecole Centrale de Lille - Villeneuve d'Ascq)

Mickaël Thiery (LCPC - Paris)

Ce document a également été relu par :

Stéphanie Bonnet (IUT de Saint-Nazaire)
Bruno Capra (OXAND S.A. - Avon)
Danièle Chauvel (EDF-SEPTEN - Villeurbanne)
Christian Cremona (LCPC - Paris)
Michel Delort (ATILH - Paris-La-Défense)
André Raharinaivo (LCPC - Paris)
Guy Taché (CEBTP - Saint Rémy lès Chevreuse)

et par le Comité Scientifique et Technique de l'AFGC

La coordination a été assurée par Jocelyne Jacob (SETRA), Responsable des publications au sein de l'AFGC et Véronique Baroghel-Bouny (LCPC), Animateur du groupe de travail.

SOMMAIRE

RÉSUMÉ	7
PRÉAMBULE	8
1. PROCESSUS DE DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BÉTON (ARMÉ) TRAITÉS DANS LE PRÉSENT DOCUMENT	10
2. INTÉRÊT D'UNE DÉMARCHE PERFORMANTIELLE CONTEXTE ET CONSTATATIONS	12
2.1. Constatations : cas des ouvrages d'art exemple des ouvrages routiers du réseau national	12
2.2. Constatations : spécificités du bâtiment	15
2.3. Constatations : nécessité d'une démarche performantielle	15
2.4. Recensement des grands projets incluant des critères performantiels relatifs aux propriétés de durabilité	17
3. DURABILITÉ, DURÉE DE VIE ET ÉTATS LIMITES DE DURABILITÉ	21
3.1. La durabilité du matériau	21
3.2. La durabilité des structures en béton (armé ou précontraint)	21
4. DESCRIPTION ET CONDITIONS D'APPLICATION DE LA DÉMARCHE PERFORMANTIELLE PROPOSÉE	25
4.1. Objectifs généraux de la démarche performantielle proposée et principe adopté pour son élaboration	25
4.2. Indicateurs de durabilité et autres paramètres - définitions	25
4.3. Déroulement de la démarche performantielle proposée	26
4.4. Problèmes soulevés par la démarche performantielle proposée	27
4.5. Conclusions pour l'application de la démarche performantielle proposée	28
5. CORROSION DES ARMATURES ET ALCALI-RÉACTION : MÉCANISMES PHYSICO-CHIMIQUES MIS EN JEU	30
5.1. Corrosion des armatures et processus initiateurs	30
5.2. Alcali-réaction	41
5.3. Effet des additions minérales	51
6. INDICATEURS DE DURABILITÉ : SÉLECTION ET JUSTIFICATION	55
6.1. Indicateurs de durabilité sélectionnés et autres paramètres	55
6.2. Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux et des paramètres complémentaires	55
6.3. Justification du choix des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction	58
6.4. Justification du choix pour quelques indicateurs de substitution	69

7. MÉTHODES DE DÉTERMINATION DES INDICATEURS DE DURABILITÉ	73
7.1. Remarque préliminaire	73
7.2. Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux	73
7.3. Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction	81
7.4. Méthodes de détermination d'indicateurs de substitution	84
7.5. Synthèse des méthodes disponibles pour la détermination des indicateurs de durabilité	85
8. CLASSES ET VALEURS LIMITES RELATIVES AUX INDICATEURS DE DURABILITÉ : ÉVALUATION DE LA DURABILITÉ "POTENTIELLE" D'UN BÉTON DONNÉ	88
8.1. Classes et valeurs limites relatives aux indicateurs de durabilité généraux et aux indicateurs de substitution	88
8.2. Evaluation de la durabilité "potentielle" d'un béton donné	91
9. SPÉCIFICATIONS RELATIVES AUX INDICATEURS DE DURABILITÉ EN FONCTION DU TYPE D'ENVIRONNEMENT ET DE LA DURÉE DE VIE EXIGÉE : SÉLECTION OU QUALIFICATION DE FORMULES DE BÉTON POUR UN OUVRAGE DONNÉ	92
9.1. Types d'environnement considérés	92
9.2. Spécifications-types pour la durabilité vis-a-vis de la corrosion des armatures	94
9.3. Spécifications-types pour la durabilité vis-a-vis de l'alcali-réaction	99
9.4. Sélection ou qualification de formules de béton pour un ouvrage donné	104
10. PRÉDICTION DE LA DURABILITÉ (PHASE DE CONCEPTION) OU ÉVALUATION DE LA DURABILITÉ RÉSIDUELLE DES OUVRAGES	105
10.1. Témoins de durée de vie	105
10.2. Modèles prédictifs : calcul des témoins de durée de vie	110
10.3. Prédiction de la durabilité d'un ouvrage neuf (phase de conception)	122
10.4. Diagnostic et évaluation de la durabilité résiduelle d'ouvrages existants	123
10.5. Application : stratégie de suivi des ouvrages - mesure des indicateurs de durabilité et des témoins de durée de vie <i>in situ</i> à des échéances données	123
10.6. Illustration : le pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (Portugal) prédiction de la durabilité à partir du modèle du LERM et validation à partir des résultats des campagnes d'essais	126
11. REMARQUES FINALES ET PERSPECTIVES	128
12. TEXTES DE RÉFÉRENCE (NORMES, RÉGLEMENTS, GUIDES ET RECOMMANDATIONS), MODES OPÉRATOIRES ET NOTICES DE LOGICIELS	131
13. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	135
14. ANNEXES	155

RÉSUMÉ

Ce document vise à une meilleure connaissance des propriétés relatives à la durabilité du béton (armé) et de ses constituants, et à la mise en place de moyens pour maîtriser cette durabilité. Il présente un état de l'art et propose une méthodologie pour la mise en œuvre d'une démarche performantielle, globale et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé), basée sur la notion d'**indicateurs de durabilité** et combinant mesures en laboratoire et codes de calcul (modèles). Deux types de dégradation sont considérés, la corrosion des armatures (induite par la carbonatation ou la pénétration des chlorures) et l'alcali-réaction.

Ce document inclut notamment les éléments suivants :

- une description des mécanismes chimiques, physiques et mécaniques, et leurs couplages éventuels, à l'origine de la corrosion des armatures et des dégradations générées par l'alcali-réaction. Cette étape permet en outre d'identifier les indicateurs de durabilité, c'est-à-dire les paramètres fondamentaux qui influent sur ces mécanismes, dans un environnement donné,
- une présentation des méthodes d'essai (ou de calcul) à disposition pour quantifier les indicateurs de durabilité,
- une méthode d'évaluation de la durabilité "potentielle" sur la base de classes,
- des spécifications relatives aux indicateurs de durabilité, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée,
- une présentation de modèles de prédiction de la durée de vie, relatifs aux processus susceptibles d'engendrer la corrosion des armatures ou l'alcali-réaction, pour lesquels les données d'entrée incluent les indicateurs de durabilité sélectionnés et les "sorties" sont les **témoins de durée de vie**. Des méthodes de mesure des témoins de durée de vie, applicables en laboratoire sur éprouvettes ou sur prélèvements issus d'ouvrages, sont en outre proposées,
- une méthode de prédiction de la durabilité en phase de conception ou d'évaluation de la durabilité résiduelle des ouvrages existants.

Des compléments théoriques, notamment sur les mécanismes, ainsi que des exemples de méthodes, de modèles, de validation (expérimentale ou numérique) des classes et des spécifications, ainsi que d'application partielle de la méthodologie et de cahiers des charges de projets d'ouvrages, sont rassemblés dans les annexes jointes au texte du guide.

PRÉAMBULE

Le présent document a été élaboré sur la base des connaissances scientifiques et techniques actuelles acquises en France et à l'étranger. L'état de l'art présenté est illustré par des exemples, que ce soit en termes de résultats expérimentaux ou de modélisation, tirés des recherches et des applications (constructions) les plus récentes, certains des travaux cités étant d'ailleurs en cours au moment de la rédaction de ce document.

Ce guide a été écrit dans un but didactique, mais également dans un but de mise en application immédiate dans la pratique.

Les recommandations proposées viennent en complément des règles de l'art habituelles qui permettent d'assurer la qualité du béton et contribuent à sa durabilité. Elles supposent notamment une application correcte des règles de conception et de réalisation des ouvrages. Le présent guide n'est pas un document supplémentaire venant s'ajouter à la collection existante ; il s'appuie en effet sur les documents disponibles sur le sujet (modes opératoires, recommandations, règlements, normes, ...) et les complète le cas échéant. La démarche proposée intègre donc ces documents existants.

Toutefois, étant élaborée dans un cadre prénormatif, il est souhaitable que cette démarche serve également de base à l'évolution de certains textes, tels que les *Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction* [1] ou les normes relatives au matériau béton [2,3]. Par exemple, les exigences de moyens (dosage minimum, rapport E/C maximum, ...), prévalant à l'heure actuelle dans les textes normatifs, feraient place dans une certaine mesure à des critères (performantiels) relatifs à des propriétés de durabilité. Ces critères seraient adaptés à la durée de vie requise pour l'ouvrage considéré.

L'approche performantielle proposée dans ce guide permet par exemple de qualifier une formule de béton pour la construction d'un ouvrage donné. Elle s'adresse en priorité aux ouvrages stratégiques ou aux ouvrages dont la durée de vie escomptée est supérieure à la durée de vie minimale de 50 ans pour laquelle les normes ont généralement été établies. On peut en effet considérer dans un premier temps que, pour les ouvrages courants, les documents réglementaires et normatifs existants suffisent. Toutefois, il paraît important de généraliser cette approche le plus rapidement possible à tous les ouvrages, selon un niveau d'exigence *ad-hoc*. En effet, une telle approche adaptée offre la possibilité de prendre en compte non seulement des paramètres techniques pertinents, mais également des paramètres socio-économiques (importance économique de l'ouvrage, impact sur l'environnement, insertion dans le tissu urbain, risques d'agression divers, durée de vie, ...).

Les formules de béton considérées dans ce guide sont celles des ouvrages courants de bâtiment (B20 - B25) et de génie civil (B30 - B40), la gamme étant toutefois étendue aux bétons à hautes performances (à partir des B60) tels qu'ils sont définis dans l'extension du *BAEL* [37], et aux bétons à très hautes performances. Les bétons fibrés à ultra hautes performances (BFUP) font quant à eux l'objet d'un guide AFGC spécifique [18], établi selon l'approche adoptée dans le présent document. On notera en outre qu'il n'est pas fait référence à des exemples de bétons auto-plaçants par manque de données

disponibles sur ces matériaux à la date de rédaction du guide. Toutefois, la démarche proposée est parfaitement applicable à ces matériaux. Le lecteur pourra se référer à la littérature existant sur le sujet, notamment aux résultats du Projet National "BAP" ou du groupe de travail AFGC "Bétons auto-plaçants", pour connaître les caractéristiques et les spécificités de ces matériaux [16].

Outre les textes de référence et les modes opératoires (liste numérotée donnée au § 12), la littérature citée dans ce document (références listées par ordre alphabétique au § 13) privilégie dans la mesure du possible les ouvrages et les articles de synthèse rédigés en français et les contributions des groupes français, qui seront aisément accessibles par l'ensemble des lecteurs.

1. PROCESSUS DE DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BÉTON (ARMÉ) TRAITÉS DANS LE PRÉSENT DOCUMENT

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations.

Si l'on exclut, d'une part les événements accidentels, et d'autre part les effets à long terme des sollicitations mécaniques, tels que la fatigue due à des sollicitations répétées ou le fluage pouvant engendrer des pertes de précontrainte ou encore l'abrasion, la durée de vie des ouvrages en béton armé ou précontraint peut être limitée par :

- la pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures,
- les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton,
- les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels (de déverglaçage).

La démarche proposée dans ce guide concernera deux types de processus de dégradation, identifiés comme d'importance majeure en matière de durabilité (cf. § 2). Ils seront résumés par les intitulés suivants :

- [corrosion des armatures](#),
- [alcali-réaction](#).

Les attaques sulfatiques, les cycles de gel-dégel et les environnements chimiquement agressifs ne seront donc pas traités ici, bien que ces processus soient également susceptibles d'engendrer d'importantes dégradations sur les ouvrages. L'état des connaissances au moment de la rédaction du guide ne permet en effet pas de disposer de l'ensemble des paramètres prépondérants vis-à-vis de ces processus, ni de méthodes validées permettant de les quantifier, et donc des outils indispensables au développement d'une méthodologie générale. On notera, pour ce qui concerne les réactions sulfatiques, que l'AFGC et le Réseau de Génie Civil et Urbain (RGCU) ont lancé des travaux pour la mise au point de modes opératoires. Il reste toutefois à élucider certains points, en particulier vis-à-vis des réactions sulfatiques internes (formation d'ettringite différée) dues, d'une part, à une trop forte élévation de température (supérieure à 65-70 °C) lors de la prise du ciment et, d'autre part, au choix inadéquat des constituants du béton. Des travaux sont également menés sur les autres processus de dégradation évoqués (gel, attaques chimiques, ...). Des recommandations ont d'ailleurs été proposées pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel [25]. On peut donc penser que, dans un avenir proche, une démarche analogue à celle proposée dans ce guide pour la corrosion des armatures et l'alcali-réaction pourra être mise en place pour les autres dégradations.

On notera que l'effet des sollicitations mécaniques n'est pas pris en compte dans l'approche développée ici, bien qu'il ne soit certainement pas neutre dans le processus de dégradation.

De plus, faute de données quantitatives précises en la matière et vu le caractère peu reproductible de la fissuration dans une épreuve de qualification de formules de béton, celle-ci ne sera pas non plus prise en compte explicitement dans les spécifications proposées dans ce guide. Il a en effet été montré que la fissuration fonctionnelle du béton armé n'influe pas de façon significative sur la durabilité de la structure (tant que l'ouverture des fissures restait inférieure à 0,5 mm) [FRAN 98]. Ce type de fissures n'est donc pas spécifiquement pris en considération dans ce guide. Toutefois, la méthodologie proposée peut aussi bien s'appliquer à un béton fissuré (en tout cas dans les limites du *BAEL 91* [26] ou de l'*Eurocode 2* [27]). La microfissuration (formée sous l'action de sollicitations mécaniques, hydriques et/ou thermiques) est par contre susceptible d'influencer (accélérer) les dégradations. Si elle est importante, elle peut augmenter significativement certains coefficients de transport (cf. Annexe 2). Toutefois, dans bon nombre de cas, elle ne modifie pas les propriétés de durabilité du matériau, en particulier celles des BHP [YSSO 95b]. On notera en outre qu'un certain degré de microfissuration (résultant du retrait, des conditions de conservation, du prétraitement, ...) est inhérent au matériau béton et qu'expérimentalement le matériau est toujours implicitement testé dans cet état.

2. INTÉRÊT D'UNE DÉMARCHE PERFORMANTIELLE CONTEXTE ET CONSTATATIONS

2.1. Constatations : cas des ouvrages d'art - Exemple des ouvrages routiers du réseau national

Le parc des ponts routiers du réseau national (autoroutes non concédées et routes nationales) s'est accru dans de fortes proportions depuis la fin de la seconde guerre mondiale (cf. Tableau 1).

Tableau 1 : Parc des ponts routiers du réseau national (les pourcentages ont été calculés par rapport à la totalité du parc et sont issus de l'enquête IQOA 2001)

Période de construction	Inconnue	< 1950	1951 -> 1975	1976 -> 1995	> 1995
Nombre d'ouvrages (%)	3	4,4	32	53	7
Surface des ouvrages (%)	1	3	38	51	7

La totalité du patrimoine s'élève à (campagne d'évaluation *IQOA 2001*) :

- nombre total d'ouvrages : 23 204 u,
- surface totale : 8 389 406 m².

Si l'on excepte les ponts en maçonnerie, ceux entièrement métalliques et les buses métalliques, les chiffres deviennent :

- nombre total d'ouvrages : 16 176 u,
- surface totale : 7 440 406 m².

Les opérations de surveillance organisée de ces ouvrages montrent que de nombreux ponts ou éléments de ponts en béton armé présentent des dégradations du matériau dont les deux causes principales sont :

- la corrosion des armatures, initiée par une carbonatation du béton, ou par la pénétration des chlorures pour les ouvrages en milieu marin ou exposés aux sels (cf. Figure 1)
- l'alcali-réaction (cf. Figure 2).

Les principales origines de la dégradation par corrosion sont :

- un enrobage (cf. Définition dans le *BAEL 91* [26]) insuffisant, ou plutôt le non-respect lors du coulage du béton, de l'enrobage prévu,
- une qualité médiocre ou inadaptée du matériau,
- un environnement agressif.

Le plus souvent, la corrosion des armatures commence à se manifester (par des traces de rouille, des fissures le long des armatures, des éclatements locaux du béton, ou encore des armatures corrodées apparentes) lorsque les ouvrages atteignent un âge compris entre 30 et 50 ans. Par exemple, sur un échantillon de 315 ponts du réseau national (hors ponts métalliques et ponts en maçonnerie), la base IQOA "pathologie" de 1997 indique que 89 d'entre eux sont atteints de corrosion des armatures, soit 28 % de l'échantillon. La corrosion des armatures est également la principale cause de dégradation des ouvrages dans les autres pays d'Europe. Il est à noter que les opérations de surveillance ne prévoient pas pour l'instant la détection préventive du risque de corrosion. La corrosion n'est donc découverte que lorsqu'elle se manifeste au grand jour. Ceci oblige à des réparations lourdes, alors qu'un entretien préventif (mise en place d'un revêtement de protection, par exemple) aurait pu suffire.

En France, les réactions de gonflement interne du béton (alcali-réaction ou attaque sulfatique) touchent, à des degrés divers, plus de 400 ouvrages de l'ensemble des réseaux routiers (Etat, Départements, ...) surtout situés en Bretagne et dans le nord. Il est à noter que les réactions sulfatiques vont souvent de pair avec une alcali-réaction et que les dégradations constatées sur les ouvrages ont plutôt été jusqu'à maintenant attribuées à cette dernière.

L'expérience montre que la plupart des désordres structurels des ponts (défaut de charge portante dû par exemple à des erreurs de conception ou d'exécution, aux conséquences des actions abusives ou accidentelles, ...) se réparent en général sans trop de difficultés et que les réparations sont durables. Les réparations des dégradations dues à la corrosion sont parfois délicates [62]. Par exemple, de nouveaux désordres peuvent apparaître à côté de réparations effectuées quelques années auparavant. Pour ce qui est des dégradations par alcali-réaction, un certain nombre de ponts très atteints ont dû être détruits car les méthodes de réparation en sont encore au stade expérimental. La prévention est actuellement le meilleur rempart contre ce type de désordre. Il est à noter que les enseignements que l'on peut tirer de l'observation des ouvrages existants ne sont pas complètement transposables aux ouvrages nouvellement construits en raison des modifications de la réglementation, des différences de conception, de l'évolution des matériaux, des nouvelles méthodes de construction et aussi de l'évolution des agents agressifs. Par exemple, l'utilisation massive des sels de déverglaçage sur les routes remonte à une quarantaine d'années seulement, et comme mentionné précédemment, entre le moment où un ouvrage est construit et le moment où des désordres dus à la corrosion des armatures ou à l'alcali-réaction sont constatés visuellement, il peut s'écouler plusieurs dizaines d'années.



a) pont en bord de mer



b) bâtiment en zone urbaine

Figure 1 : Dégradations dues à la corrosion des armatures.

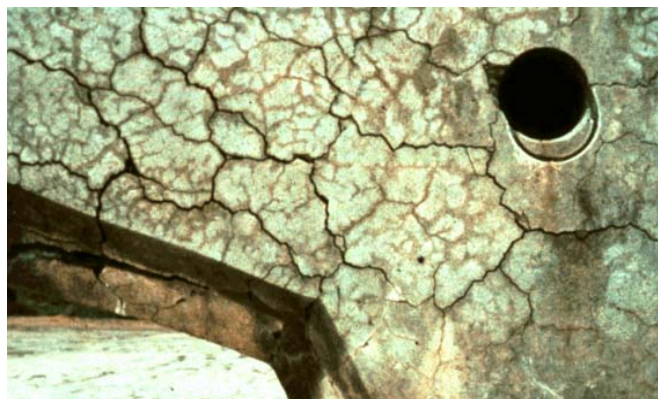


Figure 2 : Dégradations dues à l'alcali-réaction [52].

2.2. Constatations : spécificités du bâtiment

Les ouvrages clos et couverts se trouvent dans une situation très favorable vis-à-vis de la durabilité. Les ouvrages ouverts, tels que les parkings, sont quant à eux plus exposés aux chocs thermiques et hydriques engendrant des déformations gênées et donc une fissuration, ainsi qu'au ruissellement, au gel et aux sels (embruns, sels de déverglaçage).

Parmi les désordres touchant le bâtiment, bon nombre est essentiellement dû à la corrosion des armatures. Les sinistres affectent des bâtiments divers possédant des murs de façade avec des armatures métalliques destinées à limiter les effets du retrait, ou possédant des acrotères, ou encore des nez de balcon. On observe des éclats de béton, des armatures très proches de la surface et recouvertes de produits d'oxydation ou des coulures de teinte rouille. Ces sinistres ne remettent généralement pas en cause la stabilité du bâtiment mais engendrent une forte détérioration de l'aspect (esthétique). Or, l'exploitant est très sensible à la fissuration et aux dégradations superficielles lorsque les ouvrages sont habités. De plus, les réparations sont souvent coûteuses. La corrosion des armatures est principalement due ici à la carbonatation du béton, l'influence des chlorures ne concernant que les ouvrages en milieu marin ou exposés aux sels (cf. § 5.1). Les phénomènes de corrosion peuvent être relativement rapides en cas de porosité excessive du matériau et/ou d'insuffisance d'enrobage.

Très peu de cas d'alcali-réaction sont à signaler dans le domaine du bâtiment, principalement du fait de la faible teneur en ciment (et donc en alcalins) des formulations, de la faible humidité relative (HR) de certains environnements (zones internes des bâtiments) et de la protection des murs de façade par des revêtements. Les faibles HR des zones internes des bâtiments vont en particulier avoir tendance à sécher le béton, qui ne générera ainsi que très peu d'alcali-réaction (cf. § 5.2).

2.3. Constatations : nécessité d'une démarche performantielle

Les normes et la réglementation actuelles fixent pour le béton des prescriptions de composition qui dépendent de l'environnement auquel l'ouvrage sera soumis. Ces prescriptions sont censées garantir la durabilité de l'ouvrage. C'est un progrès par rapport à l'époque où seule la résistance mécanique était considérée (toutefois, pour les ouvrages d'art, un dosage minimum en ciment est exigé depuis très longtemps). Cependant, on se trouve confronté aux difficultés suivantes :

- les textes existants ne sont plus adaptés ou suffisants,
- les textes existants brident le concepteur, alors que celui-ci dispose désormais de multiples possibilités, au moins au niveau de la formulation du matériau, pour atteindre les exigences requises.

Concernant la prévention vis-à-vis de l'alcali-réaction, les *Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction* de 1994 [1], le *Guide pour l'élaboration du dossier carrières* de juin 1994 [4] et le *Guide du SETRA pour la rédaction des pièces écrites des marchés* de juin 1996 [5] sont des documents essentiels fixant les règles à suivre pour construire des ouvrages pour lesquels les risques de désordres sont très

limités. Cependant, les exigences de ces recommandations conduisent à imposer pour les ouvrages stratégiques, sauf études particulières, l'utilisation de granulats non réactifs (NR, cf. § 5.2.2). Ceci peut conduire à des surcoûts non négligeables dans les zones où l'on ne trouve pas ce type de granulats.

Face à ces constatations, à l'heure actuelle se manifeste le besoin d'une approche performantielle, où les règles porteraient essentiellement sur le résultat à atteindre et laisseraient la liberté des moyens, dans une recherche de qualité croissante et afin de concevoir des structures durables. Cette volonté a été prise en compte pour la rédaction de la norme européenne relative aux bétons *EN 206-1* [3] votée en 1999 et qui est obligatoire dans les pays concernés à partir de juin 2004. Cette norme privilégie une approche performantielle. Cependant, elle traduit pour l'instant un manque de données quantitatives sur lesquelles des spécifications pourraient s'appuyer. En 2005, les nouveaux résultats acquis par la communauté européenne en la matière pourraient permettre la mise en chantier d'une révision.

L'approche performantielle répond à une évolution globale de notre société. En effet, les formules de béton évoluent, avec par exemple l'utilisation de BHP et de BAP, ou plus généralement le recours à des constituants non traditionnels tels que les superplastifiants ou les sous-produits de l'industrie tels que les additions minérales. Ceci résulte d'un souci croissant d'augmenter les performances à moindre coût, tout en préservant l'environnement. Les types d'ouvrages évoluent également, de même que les durées de vie exigées par rapport à la durée de vie de l'ordre de 50 ans classiquement exigée pour les bâtiments, et de 100 ans pour les ouvrages d'art [12]. A titre d'exemple, une exigence de durée de vie de 120 ans a été spécifiée à l'occasion de divers grands projets (Pont Vasco de Gama au Portugal, Tunnel sous la Manche, Pont de Rion-Antirion en Grèce, Viaduc de Millau en France, ..., cf. § 2.4 et annexe 15) et certains bâtiments sont désormais plutôt conçus avec une durée de vie spécifiée de 70 ans. Dans le cas des conteneurs de stockage des déchets radioactifs destinés à être enfouis dans le sol, la durée de vie spécifiée varie en fonction du type de déchets. Elle est par exemple de 300 ans pour les déchets à vie courte (type A). De plus, la durée de vie exigée peut être différente suivant l'élément d'ouvrage considéré, si ces éléments ne sont ni destinés aux mêmes fonctions, ni exposés aux mêmes sources d'agression ou de dégradation. Cette nouvelle tendance nécessite de prendre en compte désormais dès la conception le comportement à long terme des ouvrages.

En outre, une approche performantielle correspond aux attentes de l'industrie du béton. Cette dernière raisonne déjà dans de nombreux cas en termes performantiels. De nombreux produits en béton préfabriqués sont en effet couverts par des normes ou des textes normatifs qui traitent la durabilité en spécifiant des niveaux de performances à atteindre. La norme *NF EN 13369 "Règles communes pour les produits préfabriqués en béton"* [55], par exemple, intègre une approche performantielle. Ceci permet de prendre en compte l'ensemble des facteurs liés aux formules de béton et aux procédés de fabrication. Cette norme s'applique au béton destiné aux produits en béton préfabriqués en usine fixe, non couverts par des textes normatifs prévoyant ces conditions d'environnement (de fabrication) et fixant des exigences de durabilité.

En résumé, il devient donc indispensable de pouvoir spécifier, dès la phase de conception, notamment pour les projets importants, des critères performantiels sûrs et objectifs en matière de durabilité. La phase de conception est en effet capitale : c'est à ce stade que l'on peut agir au maximum sur le niveau de durabilité. Ces critères performantiels doivent être adaptés aux nouvelles exigences de durée de vie, mais aussi, au-delà de la technique, d'une manière générale, aux objectifs économiques, environnementaux et sociaux spécifiques à chaque ouvrage, quelle qu'en soit l'importance. De plus, la phase de conception n'est pas la seule à considérer. Il est important de proposer aux maîtres d'ouvrages et à la profession une démarche générale en matière de durabilité et de prévention, pour la construction, mais également pour la gestion (ultérieure) des ouvrages. Il est en outre nécessaire de proposer des réponses pratiques, applicables dès maintenant sans attendre de nouveaux progrès scientifiques. Dans cette optique, il est important de disposer de paramètres simples mais pertinents pour quantifier les phénomènes et pour élaborer des outils prédictifs.

2.4. Recensement des grands projets incluant des critères performantiels relatifs aux propriétés de durabilité

A la date de rédaction de ce guide, une démarche performantielle complète n'a pas encore été appliquée dans le cadre de projets d'ouvrages. Toutefois, il est possible de recenser les quelques cas réels qui constituent les premiers pas vers une démarche performantielle en vue d'assurer la durabilité.

Le tableau 2 rassemble les projets d'ouvrages pour lesquels des critères performantiels relatifs aux propriétés de durabilité figuraient dans le cahier des charges. Plusieurs d'entre eux sont décrits en détail en annexe 15.

A la lecture de ce tableau, on constate par exemple que :

- l'on ne dispose pas de suffisamment de cas traités de façon similaire pour permettre d'emblée l'établissement de cahiers des charges types,
- les méthodes d'essai utilisées sont très différentes, empêchant toute comparaison entre les spécifications des différents projets. Ces méthodes ne sont souvent même pas précisées. Il est alors impossible de connaître la signification exacte du paramètre mesuré,
- les paramètres à contrôler sont très variables.

Tableau 2 : Recensement des grands projets d'ouvrages pour lesquels des critères performantiels relatifs aux propriétés de durabilité figuraient dans le cahier des charges

Ouvrage	Tunnel sous la Manche (France / Royaume- Uni) (cf. Annexe 15, § A15.1)	Pont de la Confédération (Canada)	Pont Vasco de Gama à Lisbonne (Portugal) [HORN 98], [HOUD 98], [HOUD 00] (cf. Annexe 15, § A15.2)	Tunnel de l'Öresund-link (Danemark Suède) [FAGE 96]
Période de construction	1987-1992	1993-1997	1995-1998	1995-2000
Durée de vie spécifiée	120 ans	100 ans	120 ans	100 ans
Type de béton	B45 (voussoirs courants) B55 (voussoirs d'intersection)	B55	B40, B45 et B50 ⁽¹⁾	B50
Type de liant	CEM I PM (additions interdites)	CEM I + FS	Ciment PM contenant des CV	CEM I + CV
E/C maxi	0,32	0,34	entre 0,33 et 0,42 ⁽¹⁾	0,40
C mini (kg.m ⁻³)	400 pour 425 demandé	-	400	275
C+A mini (kg.m ⁻³)	-	450	-	340
Granulats	NR	Qualif. vis-à-vis de l'alcali-réaction selon normes <i>ASTM</i>	NR	Qualif. vis-à-vis de l'alcali-réaction (analyses pétro., mesures de gonflement) selon normes <i>ASTM</i>
Porosité à l'eau (%)	-	-	-	-
Perméabilité à l'eau k''_{liq} (m.s ⁻¹)	$< 10^{-13}$ (4)	-	-	$< 0,25 \cdot 10^{-13}$ (5)
Perméabilité aux gaz K_{gaz} (CEMBUREAU, oxygène) (m ²)	-	-	$< 10^{-17}$ (à 28 jours)	-
Coef. de diffusion apparent des chlorures (m ² .s ⁻¹)	-	-	$< 10^{-12}$ (à 28 jours) [TANG 96a]	$< 0,5 \cdot 10^{-12}$ (diffusion pendant 90 jours)
Coef. de diffusion de l'oxygène (m ² .s ⁻¹)	-	-	-	-
Quantité d'électricité ⁽²⁾ (Coulombs)	-	< 1000	< 1500 à 28 jours et < 1000 à 90 jours	< 1000

Ouvrage	Viaduc de la Medway (Royaume-Uni)	Extension du port de la Condamine à Monaco - Digue flottante (France) (cf. Annexe 15, § A15.3) ⁽⁶⁾	Pont de Rion-Antirion (Grèce)	Pont de Millau (France)
Période de construction	1998-2001	1999-2002	1996-2005	2002-2004
Durée de vie spécifiée	100 ans	100 ans	120 ans	120 ans
Type de béton	C40 à C60	B54, B65	C45/55	B60
Type de liant	CEM I + laitier ou CEM I + CV	Liant ternaire recomposé en cimenterie : CEM I PM + CV + FS	CEM III (plus de 60 % de laitier)	CEM I 52,5 N PM ES CP2 - pas d'additions pour le viaduc ⁽³⁾
E/C maxi	0,45 à 0,50	E/liant maxi = 0,35	0,40	E/C maxi = 0,45 E _{eff} /C adopté = 0,335
C mini (kg.m ⁻³)	-	-	-	adopté : 420
C+A mini (kg.m ⁻³)	325 à 350	425	400	-
Granulats	-	Classe A, NR	Classe A, NR	Classe A, NR
Porosité à l'eau (%)	-	< 12 (B54) < 10 (B65)	-	11-13 (piles)
Perméabilité à l'eau k'' _{liq} (m.s ⁻¹)	-	-	-	-
Perméabilité aux gaz K _{gaz} (CEMBUREAU, oxygène) (m ²)	-	< 10 ⁻¹⁶ - 10 ⁻¹⁷ (après 28 jours d'étuvage à 80°C)	-	< 10 ⁻¹⁷ (à 90 jours)
Coef. de diffusion apparent des chlorures (m ² .s ⁻¹)	< 10 ⁻¹²	< 5 · 10 ⁻¹² (B54) < 1 · 10 ⁻¹² (B65) [TANG 96a]	-	< 10 ⁻¹² (à 90 jours) [TANG 96a]
Coef. de diffusion de l'oxygène (m ² .s ⁻¹)	< 5 · 10 ⁻⁸	-	-	-
Quantité d'électricité ⁽²⁾ (Coulombs)	-	entre 100 et 1000 (B65) entre 1000 et 2000 (B54)	< 1000	-

⁽¹⁾ : *suivant la classe d'exposition et/ou les parties d'ouvrage*

⁽²⁾ : *selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202 [30])*

⁽³⁾ : *conformément au critère de teinte claire du parement*

⁽⁴⁾ : *selon méthodes décrites dans [LEVY 92]*

⁽⁵⁾ : *selon méthodes décrites dans [FAGE 96]*

⁽⁶⁾ : *il s'agit ici du cahier des charges complété par les conseils techniques du maître d'œuvre*

3. DURABILITÉ, DURÉE DE VIE ET ÉTATS LIMITES DE DURABILITÉ

La durabilité sous-entend un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau et sa mise en œuvre. Il est donc nécessaire de prendre en compte la durabilité du matériau et celle de la structure. De plus, pour ce qui concerne la structure, différentes notions peuvent être distinguées :

- la durée de vie exigée par le maître d'ouvrage,
- la durée de vie probable estimée par les études,
- la durée de vie réelle *in situ*.

3.1. La durabilité du matériau

Pour le matériau, on dira qu'il est durable s'il conserve, aussi longtemps qu'il le faut, à la fois son intégrité et les caractéristiques requises. Ces objectifs doivent toutefois être atteints au moindre coût.

3.2. La durabilité des structures en béton (armé ou précontraint)

Même si la durabilité du matériau est assurée, celle-ci n'entraîne pas forcément celle de la structure. Il convient donc de mettre en œuvre des moyens supplémentaires pour assurer cette dernière (dispositions constructives, traitement des assemblages, ...).

3.2.1. Définitions

3.2.1.1. Durée de vie, périodes d'incubation et de propagation

Il faut entendre par *durée de vie*, la durée de service ("*service lifetime*", en anglais) sans précaution initiale particulière (telle que protection cathodique, par exemple), sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure (cf. Définition de l'*Eurocode 1* [12]). Elle correspond donc à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique (propreté des parements, par exemple). Il est à noter que cette durée de vie ne concerne ni les dispositifs de protection (chapes d'étanchéité, ...), ni les équipements des ouvrages.

La durée de vie des structures en béton, et notamment de celles en béton armé, est fonction de deux périodes qui gouvernent les processus de dégradation des matériaux [TUUT 82] (cf. Figure 3) :

- la période d'incubation (dans le cas du béton non fissuré) ou la période d'incubation suivie de la période "dormante" (dans le cas du béton fissuré). Ces périodes peuvent être définies comme celles où les agents agressifs transitent dans le matériau et où des processus physico-chimiques à l'origine de la corrosion des armatures peuvent avoir lieu à l'échelle microscopique, mais où aucune dégradation n'est visible à l'échelle macroscopique d'observation,
- la période de propagation.

Dans le cas de la corrosion des armatures, la période d'incubation (appelée également période d'initiation) est définie comme le temps nécessaire pour que les aciers soient dépassivés par la carbonatation ou par la pénétration des chlorures (cf. § 5.1). Après la dépassivation, la corrosion devient possible et sa progression est fonction de l'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage (humidité relative, quantité d'oxygène disponible, ...). On entre alors dans la phase de propagation. Des travaux menés par *François & al.* [FRAN 94], [FRAN 98] sur des poutres à l'échelle 1 placées dans une ambiance agressive (cycles d'humidification-séchage en présence de chlorures) ont montré qu'entre la fin de la période d'incubation et le démarrage de la phase de propagation, il pouvait en fait s'écouler plusieurs années.

Selon la description de Tuuti [TUUT 82], la façon la plus simple et la plus efficace d'augmenter la durée de vie des ouvrages consiste à augmenter la durée de la période d'incubation. C'est l'approche qui est choisie dans ce guide, où ***seule la période d'incubation est traitée***. La durée de vie des structures en béton armé est donc évaluée ici à partir de la durée de la période d'incubation. Il s'agit donc d'une approche conservatrice (sécuritaire), car cette phase ne conduit pas à une perte immédiate de capacité portante de l'ouvrage.

Dans le cas de l'alcali-réaction, le problème est un peu plus délicat. Comme évoqué précédemment, il est possible d'éviter l'apparition de désordres en choisissant des granulats non réactifs (NR) [1]. Dans ce premier cas, la question de la durabilité ne se pose pas réellement. Par contre, si l'on utilise des granulats potentiellement réactifs (PR), une alcali-réaction peut se développer si la teneur en alcalins de la solution interstitielle n'est pas suffisamment basse (cf. § 5.2). L'alcali-réaction se développe alors également suivant deux étapes (incubation et propagation) qui sont un peu plus difficiles à définir que dans le cas de la corrosion. La période d'incubation peut être définie comme la période de latence de la réaction, période pendant laquelle les produits de réaction ("gels") se développent sans endommager notablement la structure. Ensuite, on entre dans une phase de propagation où les fissures se généralisent et s'ouvrent de plus en plus, puis où des morceaux du "béton d'enrobage" peuvent se détacher, et enfin où des aciers peuvent se plastifier puis se rompre par excès de traction.

3.2.1.2. Etat-limite de service (ELS) et état-limite ultime (ELU) de durabilité

Lorsque l'on franchit la phase d'incubation, les états-limites de durabilité sont en général divisés en deux catégories :

- Etats-limites de service (ELS) de durabilité : les conséquences de dépassement de cet état-limite sont en général uniquement économiques,
- Etats-limites ultimes (ELU) de durabilité : les conséquences de dépassement de cet état-limite peuvent être graves vis-à-vis de la sécurité (mise en danger des usagers de l'ouvrage).

Entre ces deux états-limites, il est possible d'envisager des états-limites qui correspondent à des conséquences pécuniaires prédéfinies (réparation, renforcement, ..., cf. Annexe 5).

3.2.2. La durée de vie des structures en béton (armé ou précontraint) exigée par le maître d'ouvrage

La durée de vie exigée par le maître d'ouvrage dépend naturellement du type d'ouvrage (et du niveau d'exigence) et de sa fonction (importance sociale, économique et stratégique), ainsi que des conditions présumées d'exploitation et éventuellement d'environnement. Des exemples figurent en annexe 15 de ce document.

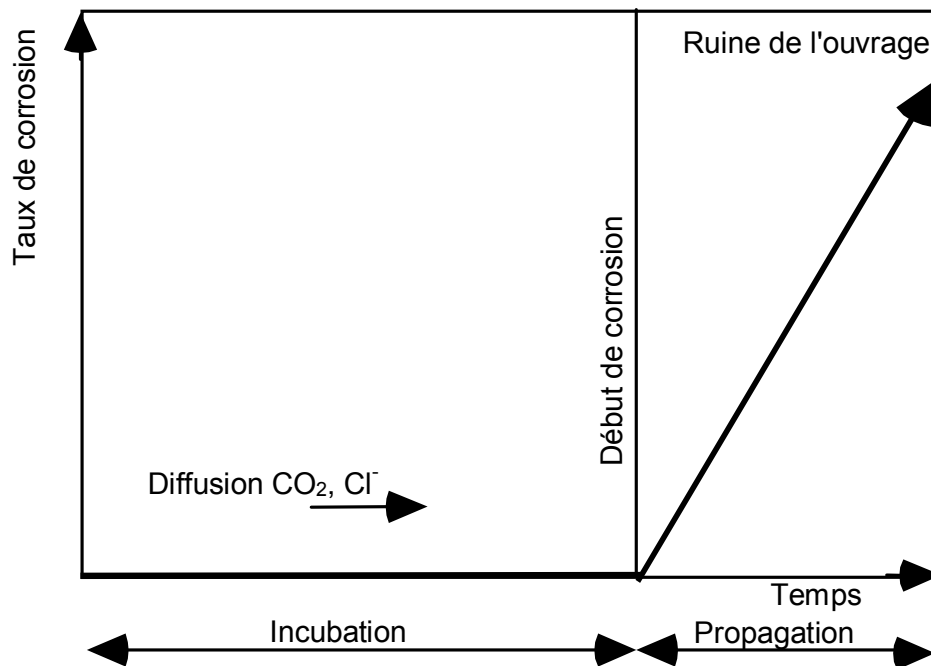
3.2.3. La durée de vie probable des structures en béton (armé ou précontraint) estimée par les études

La durée de vie probable estimée par les études est celle qui concerne *l'ELS de durabilité*. Parmi les exemples figurant dans la littérature, l'approche du *Projet BRITE DURACRETE* [SCHI 97], [GEHL 99], [36], [58] et celle de *Vesikari* [VESI 00] sont résumées en annexe 5 à titre d'illustration. Pour concevoir une structure durable avec ces approches probabilistes, il est nécessaire de disposer notamment de :

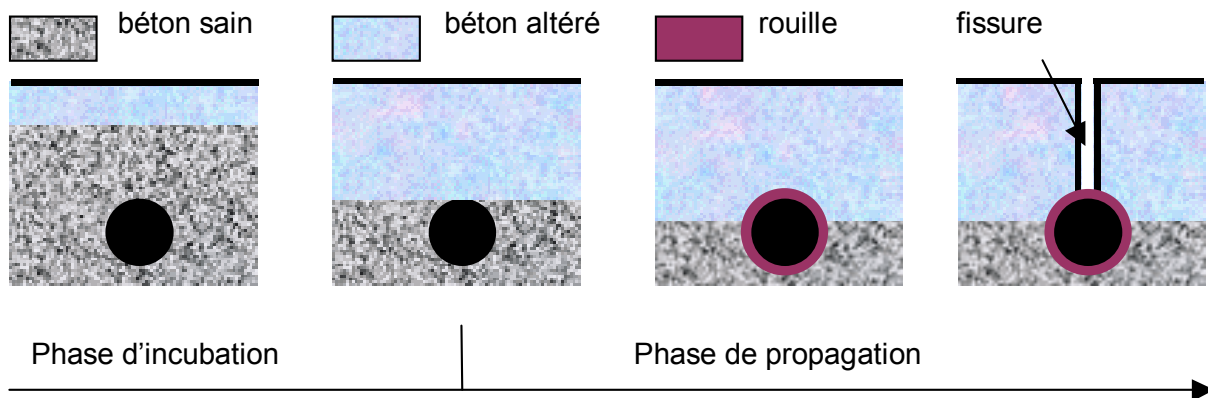
- un modèle de conception qui prenne en compte les modèles de dégradation des matériaux, pour décrire l'évolution dans le temps de la résistance de la structure et de la sollicitation appliquée par l'environnement,
- des états-limites bien identifiés,
- la probabilité maximale de défaillance associée à l'état-limite identifié précédemment, définie par le maître d'ouvrage,
- la durée de vie exigée par le maître d'ouvrage.

3.2.4. La durée de vie réelle des structures en béton (armé ou précontraint) *in situ*

La durée de vie réelle est la période au bout de laquelle la structure est reconnue structurellement ou fonctionnellement obsolète. Cette durée de vie réelle peut être plus importante que la durée de vie probable estimée par les études, lorsque la structure a fait l'objet de réparations lourdes ou de renforcement pour prolonger sa durée de vie ou lorsque l'on continue à exploiter une structure structurellement déficiente, sachant que son état est situé entre les ELS et ELU de durabilité. On peut par exemple prolonger la durée de vie d'une structure en la maintenant en exploitation réduite. Mais dans ce cas, se pose naturellement la question de la gestion de cette situation dégradée (report de trafic sur d'autres itinéraires). La durée de vie réelle peut de même être moins importante que la durée de vie probable estimée par les études. Ce peut être le cas lorsque les contraintes d'exploitation rendent la structure inapte (construction d'une déviation, changement de gabarit,...).



a) Modèle conceptuel de corrosion des aciers dans le béton armé, d'après [TUUT 82]



b) Schématisation de l'évolution des dégradations du béton armé

Figure 3 : Corrosion des armatures du béton armé. Phases d'incubation et de propagation.

4. DESCRIPTION ET CONDITIONS D'APPLICATION DE LA DÉMARCHE PERFORMANTIELLE PROPOSÉE

4.1. Objectifs généraux de la démarche performantielle proposée et principe adopté pour son élaboration

Le présent document a notamment pour objet de proposer une méthodologie novatrice et efficace pour l'obtention d'un béton apte à prémunir les ouvrages vis-à-vis d'une dégradation donnée (ici corrosion des armatures ou alcali-réaction), en particulier dans le cadre contractuel où il doit satisfaire à une exigence de durée de vie. L'approche proposée est une démarche performantielle et globale, basée sur des propriétés relatives à la durabilité du matériau sain, plus précisément sur la notion d'***indicateurs de durabilité***. Elle s'appuie sur les connaissances acquises jusqu'à présent sur la microstructure des bétons et sur les mécanismes physico-chimiques mis en jeu dans les processus de dégradation considérés.

Ainsi, une fois les exigences de durée de vie fixées, le maître d'ouvrage pourra, grâce à cette approche, disposer de spécifications relatives aux propriétés de durabilité à inclure dans le cahier des charges du projet, qui pourront relever de typologies générales (ouvrages à la mer, en montagne, ...) ou de problématiques spécifiques.

La sélection d'un nombre réduit d'indicateurs de durabilité et la spécification de critères d'acceptation (en termes de classes et/ou de valeurs limites) pour ces indicateurs, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, constituent les deux étapes majeures dans l'élaboration de la démarche performantielle proposée.

4.2. Indicateurs de durabilité et autres paramètres - Définitions

Les ***indicateurs de durabilité*** sont des paramètres qui apparaissent comme fondamentaux dans l'évaluation et la prédiction de la durabilité du matériau et de la structure vis-à-vis du processus de dégradation considéré (pertinence théorique). De plus, ces paramètres doivent être aisément quantifiables à partir d'essais de laboratoire pratiqués sur éprouvettes ou sur prélèvements, de façon reproductible et selon des modes opératoires bien définis.

Deux catégories d'indicateurs de durabilité peuvent être définies :

- les ***indicateurs de durabilité généraux*** (valables pour les différentes dégradations envisagées) (cf. § 6.1.2),
- les ***indicateurs de durabilité spécifiques*** à un processus de dégradation donné (par exemple l'alcali-réaction, cf. § 6.1.3).

La détermination de certains indicateurs de durabilité peut être remplacée par celle d'***indicateurs de substitution*** (cf. § 6.1.4). De plus, pour toute étude de durabilité, la connaissance des ***caractéristiques de base*** du matériau (paramètres quantifiant sa qualité globale, telles que les propriétés mécaniques, cf. § 6.1.1) est indispensable. Par ailleurs, suivant le problème considéré, outre les caractéristiques de base et les

indicateurs de durabilité, la détermination de **paramètres complémentaires** peut s'avérer nécessaire (cf. § 6.1.5).

4.3. Déroulement de la démarche performantielle proposée

La démarche proposée comprendra en général les étapes suivantes :

1. définition de la catégorie de l'ouvrage (importance économique et stratégique) et en particulier sélection de la durée de vie à exiger. Cette première étape conditionne l'importance des moyens à mettre en œuvre pour atteindre l'objectif de durabilité souhaité (application simple de la norme ou renforcement par rapport aux spécifications de base, choix des matériaux, étendue du programme d'essais, moyens de calcul à mettre en œuvre, ...),
2. définition des conditions environnementales générales (ouvrage) et particulières (parties d'ouvrage), incluant par exemple le type d'agressivité (milieu marin, ...), les variations de l'humidité relative et de la température du milieu environnant. Le type d'environnement correspondant sera alors défini (cf. § 9.1.2 et 9.1.3),
3. définition des risques de dégradation (corrosion des armatures et/ou alcali-réaction dans les cas qui intéressent le présent guide),
4. choix des indicateurs de durabilité pour le béton (complétés éventuellement par des paramètres complémentaires), en fonction des caractéristiques (mécaniques, physiques, chimiques et économiques) de l'ouvrage et de son environnement et choix des dispositions constructives (enrobage, ...),
5. sélection des spécifications relatives aux indicateurs de durabilité (définis à l'étape 4) en fonction de l'importance de l'ouvrage et de la durée de vie exigée (fixés à l'étape 1), du type d'environnement (cf. § 9.1.2 et 9.1.3) (défini à l'étape 2), des risques de dégradation (identifiés à l'étape 3) et des dispositions constructives (définies à l'étape 4) (cf. § 9.2 et 9.3),
6. formulation des bétons devant satisfaire aux critères fixés (à l'étape 5),
7. qualification des formules de béton (choisies à l'étape 6) par des essais réalisés en laboratoire sur des éprouvettes conservées dans les conditions et pendant la durée préconisées dans ce guide (cf. § 7 et 9.4),
8. choix d'un modèle prédictif de durée de vie, où les indicateurs sélectionnés (ou au moins certains d'entre eux) apparaissent en temps que données d'entrée,
9. Suivant le stade à partir duquel on met en œuvre la démarche (cf. § 10) :
 - phase de conception (amont : avant la construction) : prédiction de la durabilité (durée de vie probable), calibration et validation ultérieure des modèles par des contrôles *a posteriori* sur ouvrage et un suivi dans le temps de l'ouvrage,

- phase d'expertise d'un ouvrage existant (dégradé ou non) : analyse de l'état actuel (diagnostic) et prédiction de son évolution future en évaluant par exemple sa capacité portante de service résiduelle (pronostic).

Il est possible d'appliquer la démarche de façon itérative, afin d'optimiser la conception et la rendre économique.

Il est à noter que la durée de vie de la structure ne pourra être atteinte que si l'ensemble de la conception et de la réalisation prend en compte les exigences prédéfinies.

4.4. Problèmes soulevés par la démarche performantielle proposée

4.4.1. Problèmes techniques

La grande difficulté dans l'application d'une démarche performantielle pour le cas qui nous concerne réside dans la complexité du matériau béton. Dans les phénomènes de dégradation considérés, les paramètres mesurables sont rarement intrinsèques au matériau : ils dépendent souvent de la taille des échantillons de mesure, de leur état hydrique, du degré d'avancement des réactions d'hydratation, de la microfissuration, etc. De plus, la mesure de ces paramètres, et en particulier des indicateurs de durabilité, nécessite la plupart du temps une *accélération* des phénomènes susceptible de modifier ces derniers.

La démarche proposée dans ce guide privilégie l'aspect matériau. Elle peut donc ne pas traduire ce qui se passe réellement sur les ouvrages. En effet, l'expérience montre que les ouvrages ne se dégradent pas d'une façon uniforme. Certains éléments se dégradent plus rapidement que d'autres. Même un élément donné ne se dégrade pas non plus uniformément, à cause de sa conception, de son environnement, de son exposition, des sollicitations mécaniques, de ses conditions de maintenance, ...

Dans le cas d'ouvrages de grande importance économique, la démarche performantielle peut demander des études préalables relativement lourdes et longues pour obtenir des résultats fiables. Il y aura donc lieu de bien circonscrire dans chaque cas les actions à mener en fonction des critères techniques et économiques spécifiques (cf. § 4.3, étape 1).

L'utilisation de modèles (cf. § 4.3, étapes 8 et 9) peut poser des difficultés et nécessiter des précautions :

- risques liés à l'incertitude des calculs prédictifs (mécanismes en jeu, hypothèses retenues, conditions aux limites, couplages chimie-mécanique, ...) et à l'incertitude des sollicitations réelles subies par l'ouvrage,
- validation des modèles par confrontation avec le comportement du béton de l'ouvrage en question.

L'expérience montre aussi que, selon le modèle utilisé pour estimer une durée de vie, la réponse peut être différente.

4.4.2. Problèmes juridiques

Dans les domaines du bâtiment et du génie civil, les garanties et les responsabilités issues du Code Civil, du Cahier des Clauses Techniques Générales (C.C.T.G.) et des contrats (marchés) sont des notions bien ancrées. Les garanties et les responsabilités sont relativement limitées dans le temps (durée du chantier, période de parfait achèvement, garanties particulières décennales, ...), sauf en cas de dol (responsabilité trentenaire). L'introduction de la démarche performantielle dans les contrats (marchés) va donc certainement soulever des problèmes juridiques de garantie contractuelle. Il sera donc nécessaire, non seulement de démontrer (théoriquement) que la durée de vie exigée peut être atteinte, mais aussi de contrôler *in situ* que la durée de vie a des chances d'être atteinte pour l'ouvrage considéré. Il faudra également fixer les conditions de maintenance minimale pour bénéficier de la garantie contractuelle, mais aussi les conditions d'utilisation (évolution potentielle du trafic, de l'agressivité de l'ambiance environnante, ...).

4.5. Conclusions pour l'application de la démarche performantielle proposée

La démarche performantielle proposée est une démarche globale qui doit prendre en compte tous les aspects technico-économiques et sociaux spécifiques à chaque ouvrage (importance de l'ouvrage, environnement, sollicitations physico-chimiques et mécaniques, risques induits, durée de vie demandée). L'exigence de durée de vie doit donc porter sur la conception de l'ouvrage, sur le choix et l'étude des matériaux et des produits, sur l'exécution et sur les contrôles de performance.

Sur le plan pratique, cette démarche performantielle peut être envisagée dans les différents cas suivants :

- lors de la conception des grands ouvrages (ou de lots d'ouvrages). Ces ouvrages constituent en effet des points singuliers d'une importance capitale dans les réseaux routiers et autoroutiers, compte tenu du coût d'investissement qu'ils représentent et des problèmes et du coût économique qu'entraînerait une interruption de trafic pour réparation,
- pour compléter (ou éventuellement remplacer) les exigences de moyens d'un document à caractère normatif,
- pour mettre au point des formules de béton régionales. Ceci permettrait d'ailleurs d'envisager, par ce biais, une démarche performantielle pour les ouvrages types petits et moyens (Passages Inférieurs et Passages Supérieurs d'autoroutes) par type d'environnement (mer, montagne, urbain-industriel, ...).

Les exigences du maître d'ouvrage en matière de durabilité devront figurer dans le programme (cf. *Recommandation n° T 1-94 pour l'établissement des programmes exigentiels dans le domaine du génie civil du G.P.E.M. / T.M.O.* [8]). Ce programme définit l'ensemble des besoins auxquels doit répondre le futur ouvrage, et l'ensemble des conditions et contraintes particulières à prendre en compte pour sa réalisation ou son entretien (cf. Loi n° 85-704 du 12 juillet 1985 modifiée, dite loi "MOP", relative à la Maîtrise d'Ouvrage Publique et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée). C'est à

ce programme que le maître d'œuvre doit apporter une réponse technique, financière et architecturale. Les exigences du maître d'ouvrage devront être retranscrites dans le contrat (marché) sous forme "performantielle", c'est-à-dire sous la forme de critères (valeurs limites) à respecter pour les paramètres quantifiables (indicateurs de durabilité).

Ces exigences devront s'accompagner d'une vigilance vis-à-vis de la qualité d'exécution de l'ouvrage.

5. CORROSION DES ARMATURES ET ALCALI-RÉACTION : MÉCANISMES PHYSICO-CHIMIQUES MIS EN JEU

5.1. Corrosion des armatures et processus initiateurs

Les mécanismes sont présentés ici de façon très synthétique. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter par exemple aux références suivantes [BARO 94], [BARO 96], [CHAU 97], [RAHA 98], [CHAU 99] et [17], sur lesquelles sont notamment basés les éléments des sections qui suivent.

Dans le système "béton armé" constitué du béton sain et de ses armatures en acier, l'alcalinité de la solution interstitielle contenue dans les pores du béton engendre la formation sur la surface des armatures d'une couche d'oxydes ou d'hydroxydes de fer, d'une épaisseur comprise entre 10^{-3} et 10^{-1} μm , les protégeant de la corrosion (cf. Annexe 1). On dit alors que l'acier est passivé. Cependant, certaines espèces chimiques provenant du milieu environnant peuvent, dans certains cas, traverser la barrière physique que constitue "le béton d'enrobage" et venir dépassiver le premier lit d'armatures. Ceci signifie que les oxydes ou d'hydroxydes formés ne sont plus stables et que les aciers ne sont plus protégés contre la corrosion.

La carbonatation du béton et la pénétration des ions chlorure (issus d'un contact avec de l'eau de mer, des embruns, ou des sels de déverglaçage) sont les deux processus susceptibles de dépassiver les armatures et d'engendrer leur corrosion.

5.1.1. La carbonatation du béton

Le dioxyde de carbone (CO_2) présent dans l'air pénètre sous forme gazeuse dans le béton par le réseau poreux ou fissural. En présence d'eau (qui existe au moins dans les pores les plus petits), il provoque une réaction chimique avec la pâte de ciment hydratée, dite de carbonatation. Cette réaction transforme les produits d'hydratation, notamment l'hydroxyde de calcium (portlandite) $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et les C-S-H, en carbonates de calcium CaCO_3 . Cette carbonatation n'est pas nocive pour le béton. Par contre, en raison de la consommation de la réserve basique que constitue la portlandite, la carbonatation abaisse le pH de la solution interstitielle du béton (initialement entre 12,5 et 13,5) jusqu'aux environs de 9.

La carbonatation modifie toutefois la structure poreuse du béton. Ainsi, après carbonatation accélérée, la porosité mesurable par intrusion de mercure ou par gammadensimétrie diminue (cf. Figure 4 [THIE 03a]). Ce phénomène est le résultat de volumes molaires des produits de la réaction de carbonatation supérieurs à ceux des hydrates à partir desquels ils se forment. Par exemple, la différence de volume molaire entre CaCO_3 et $\text{Ca}(\text{OH})_2$ est d'à peu près 4 cm^3/mol [PAPA 91a]. Elle passe de 12 à 16 cm^3/mol entre un C-S-H sain et un C-S-H carbonaté. Les carbonates formés occupent donc une partie des vides capillaires initiaux. Cependant, une analyse théorique [THIE 03a] montre que la seule carbonatation de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et des C-S-H ne permet pas d'expliquer les importantes diminutions de porosité observées. Il est probable que certains autres hydrates (ettringite, monosulfoaluminates, ...), bien qu'en quantité assez faible dans un béton, soient concernés par la carbonatation et induisent des variations de porosité importante. La répartition des volumes poreux est en outre modifiée au

cours de la carbonatation [YING 87], [NGAL 97], [MIRA 99], [THIE 03a], [THIE 04]. On enregistre après carbonatation accélérée une diminution significative de l'amplitude du mode poreux principal compris entre 30 et 60 nm ($1 \text{ nm} = 10^{-9} \text{ m}$). Ceci est à corrélérer avec la diminution globale de porosité observée après carbonatation. Pour les bétons ordinaires à fort rapport E/C (supérieur à 0,7), on observe en plus la création d'un nouveau mode vers les plus gros pores entre 120 nm et 180 nm (cf. Figure 5). On notera que cette évolution de la distribution poreuse peut potentiellement entraîner une augmentation de la perméabilité intrinsèque à l'eau liquide *via* l'augmentation du diamètre critique repérant le mode poreux principal (élevé au carré, voir par exemple formule de Katz-Thompson au § 7.2.4.3), et ce malgré la diminution de la porosité totale induite par la carbonatation [THIE 04]. Pour les bétons à E/C plus modéré (inférieur à 0,7), on ne note pas de création de nouveau mode poreux ; on enregistre uniquement le comblement de la porosité autour du mode poreux principal (cf. Figure 5). Dans ce dernier cas, les perméabilités aux gaz et aux liquides diminuent.

Il est attendu que la réduction de porosité induite par la carbonatation entraîne une amélioration des performances mécaniques du matériau. En effet, il a souvent été mentionné dans la littérature scientifique que la résistance mécanique et le module d'élasticité augmentaient après carbonatation. Cependant, il est à noter que les bétons contenant des ciments aux laitiers de haut fourneau voient leurs caractéristiques mécaniques se détériorer après carbonatation. Ceci est d'ailleurs à relier à l'augmentation de leur porosité après carbonatation [DE-CE 93].

Par ailleurs, la carbonatation libère une partie de l'eau qui était à l'origine liée chimiquement aux hydrates. On peut ainsi illustrer par gammadensimétrie l'augmentation du taux de saturation en eau liquide qui résulte de la carbonatation de la matrice cimentaire [THIE 03a]. Quelques exemples de résultats apparaissent en figure 6. On démontre que cette augmentation est liée, physiquement d'une part, à la diminution de porosité engendrée par la carbonatation, et chimiquement d'autre part, à la carbonatation de la portlandite seule, la carbonatation des C-S-H n'affectant pas suffisamment la nature de l'eau pour qu'elle se libère. Cette eau libre relarguée participe potentiellement aux transferts hydriques dans le matériau.

La vitesse de progression du front de carbonatation diminue avec le temps, d'autant plus que la formation de carbonates de calcium et le relargage d'eau libre colmatent partiellement les pores (auto-protection par ralentissement de la diffusion du dioxyde de carbone) et rendent les hydrates moins accessibles pour la dissolution (formation d'une gangue de carbonate de calcium à la surface de la portlandite, par exemple). Cette vitesse dépend des caractéristiques du matériau (porosité, nature du ciment, etc.). L'humidité relative du milieu environnant, qui détermine la teneur en eau du béton conformément aux isothermes de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau [BARO 94], est un paramètre également fondamental (cf. § 6.2.4). Pour que la carbonatation soit maximale, l'humidité relative doit être :

- suffisamment faible pour qu'une phase gazeuse connectée permettant la diffusion du CO_2 gazeux soit présente (en phase liquide, le coefficient de diffusion du dioxyde de carbone est 10^4 fois plus faible : de l'ordre de $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, contre $10^{-8} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ en phase gazeuse),
- suffisamment importante pour que la réaction de carbonatation proprement dite puisse avoir lieu en phase aqueuse. En effet, la carbonatation de la portlandite

passe inévitablement par la rencontre des cations Ca^{2+} , provenant de la dissolution de la portlandite en phase aqueuse, et des anions CO_3^{2-} , provenant du passage en solution du CO_2 . Un mécanisme réactionnel hétérogène, faisant intervenir directement $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en phase solide et CO_2 en phase gazeuse, est en effet cinétiquement peu probable.

La figure 7 illustre l'intervention combinée des trois phases gazeuse, aqueuse et solide, au cours du processus de carbonatation de la portlandite. La carbonatation est donc maximale lorsque l'humidité relative a une valeur modérée, c'est-à-dire lorsqu'elle est comprise entre 40 et 60 %, ou entre 40 et 80 % [VAN-B 94], [SAET 95], voire entre 84 et 92 % [ROY 99], selon les auteurs (cf. Figures 8a et 8b). Ce domaine correspond en moyenne à quelques couches de molécules d'eau adsorbées sur la surface du solide [BARO 94], [CHAU 99]. La carbonatation ne se produit donc pas dans un béton totalement sec ou complètement saturé en eau.

Non seulement les caractéristiques "intrinsèques" du matériau, mais également les conditions de mise en œuvre influencent la vitesse de carbonatation (coffrages, vibration, arasage, ...). *Miragliotta* [MIRA 00] a notamment étudié les effets de parois.

La pénétration du CO_2 et sa réaction avec les hydrates de la pâte divise le béton en deux zones : non carbonatée et carbonatée. Malgré la complexité des phénomènes, on admet généralement que l'épaisseur de la zone carbonatée $x(t)$ (en mm), à un instant donné t de la vie d'un ouvrage, est donnée par la relation (1) :

$$x(t) = x_0 + K \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

où x_0 : épaisseur carbonatée initiale (en mm),
 K : constante prenant en compte à la fois la composition du béton (rapport E/C, dosage et nature du liant, ...) et les conditions d'environnement (humidité relative, température, pression, ...).

En effet, la relation (1) est celle que l'on obtient théoriquement lorsque l'on fait l'hypothèse que les réactions chimiques liées à la carbonatation (passage en solution du CO_2 , dissolution de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, précipitation de CaCO_3 , ...) sont infiniment plus rapides que la diffusion du CO_2 gazeux à travers la matrice cimentaire, qui est supposée ne pas évoluer au cours du temps. La diffusion du CO_2 devient alors l'étape limitante et l'évolution de la carbonatation du matériau est régie par ce seul processus (diffusion "pure").

La relation (1) est largement utilisée en pratique. En effet, les lois en racine du temps sont simples d'emploi (formule analytique où K est calé empiriquement ou théoriquement [PAPA 91a]) et la précision obtenue est acceptable dans bon nombre de cas.

Dans le cas où $x_0 = 0$ et en décomposant le coefficient K en plusieurs facteurs, la relation (1) peut s'écrire sous la forme (2) :

$$x(t) = \gamma \cdot f(\text{HR}) \cdot k \cdot \sqrt{t} \quad (2)$$

où k : coefficient de transport du béton,
 $f(\text{HR})$: facteur de l'humidité relative,
 γ : coefficient d'exposition.

Des expressions analytiques ou des courbes expérimentales ont été proposées pour les facteurs :

- $f(HR)$: dans la littérature (voir par exemple [VAN-B 94] ou [SAET 95], cf. Figure 8b) ou à partir du logiciel LEO sur la base de données issues de la littérature (cf. Figure 8a et annexe 9),
- k (cf. Annexe 9, [35]),

et des valeurs ont été proposées pour γ , à partir du retour d'expérience d'EDF (cf. Annexe 9, [PETR 01]).

On retiendra qu'après environ 30 ans, la profondeur de carbonatation dans un béton d'ouvrage peut varier de 1 à 30 mm, suivant le béton et le milieu environnant considérés.

De nombreux travaux visant à modéliser la carbonatation du béton ont été publiés (cf. § 10.2.2 et 10.2.3, et annexes 5, 6, 7, 9 et 10). On notera toutefois que pour l'instant peu d'entre eux prennent en compte des cycles réalistes d'humidification-séchage, bien que ces derniers aient une influence prépondérante sur le profil de carbonatation [BAKK 93].

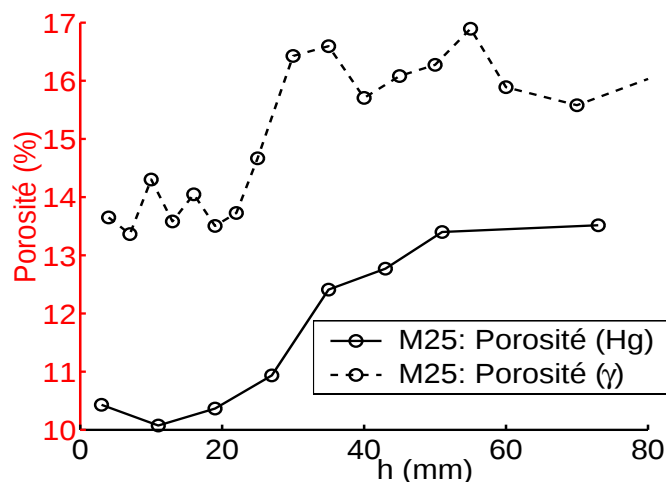


Figure 4 : Profils de porosité d'un béton "M25", déterminés par gammadensimétrie (γ) et par intrusion de mercure (Hg), après 14 jours de carbonatation accélérée (à l'issue de 3 mois de conservation dans l'eau et d'1 mois d'étuvage à 45 °C), le transfert de CO_2 à travers le béton se faisant de la gauche vers la droite [THIE 03a].

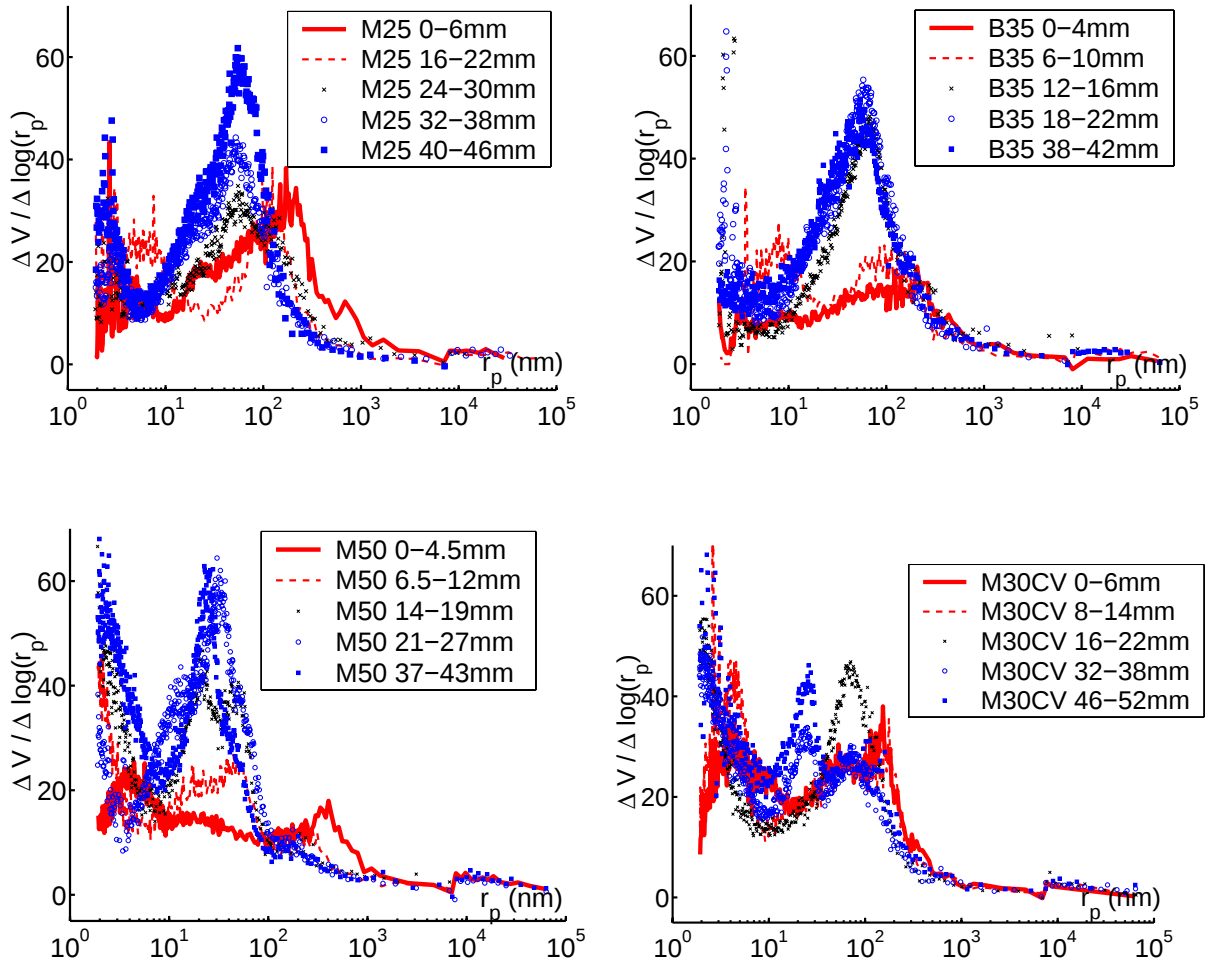


Figure 5 : Effet de la carbonatation accélérée (2 mois) sur la structure poreuse : évolution de la distribution des volumes poreux en fonction de la distance à la surface exposée, pour quatre bétons "M25", "B35", "M50" et "M30CV" (E/C respectifs : 0.84, 0.62, 0.48 et 0.74), M30CV contenant 20 % de cendres volantes par rapport au ciment [THIE 03a]. Les bétons ont été conservés 3 mois dans l'eau et étuvés pendant 1 mois (à 45 °C) préalablement à l'essai de carbonatation accélérée.

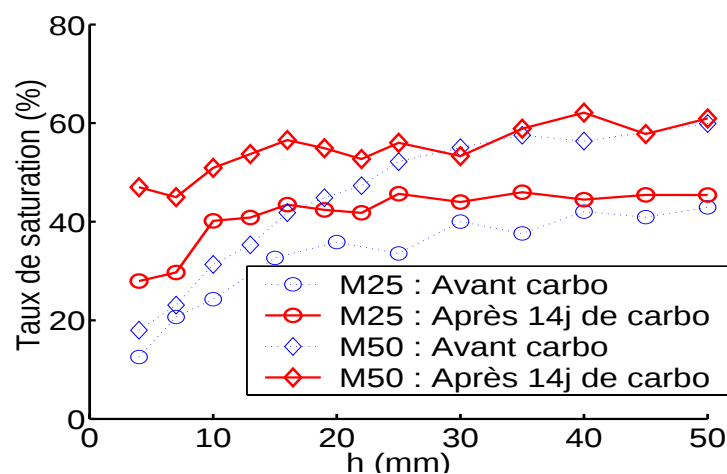


Figure 6 : Effet de 14 jours de carbonatation accélérée (après conservation dans l'eau pendant 3 mois et étuvage à 45°C pendant 1 mois à partir d'un état saturé) sur le profil de taux de saturation obtenu par gammadensimétrie sur les bétons "M25" et "M50" [THIE 03a].

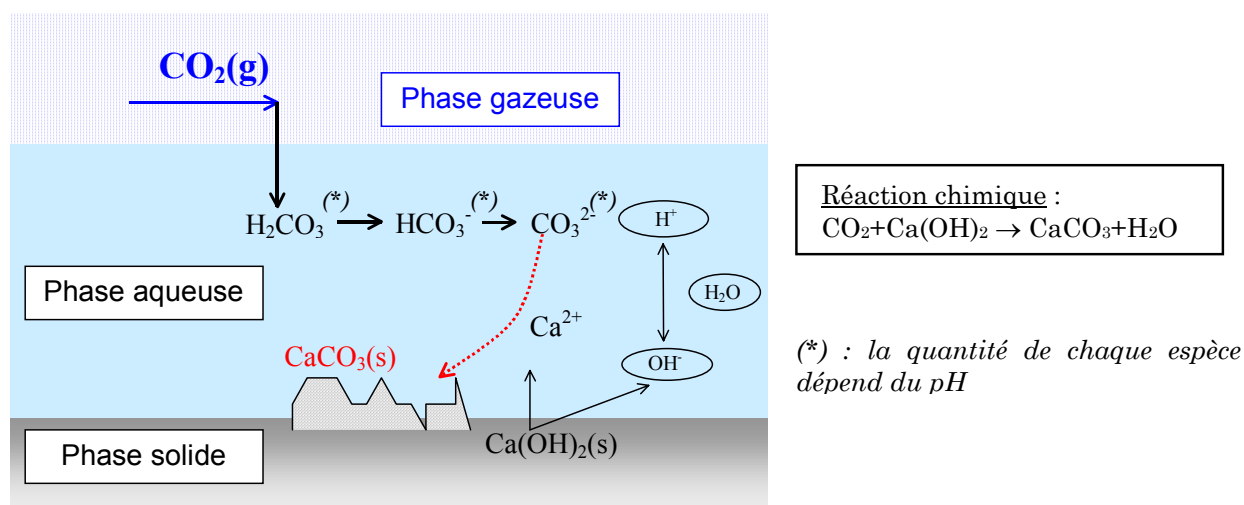
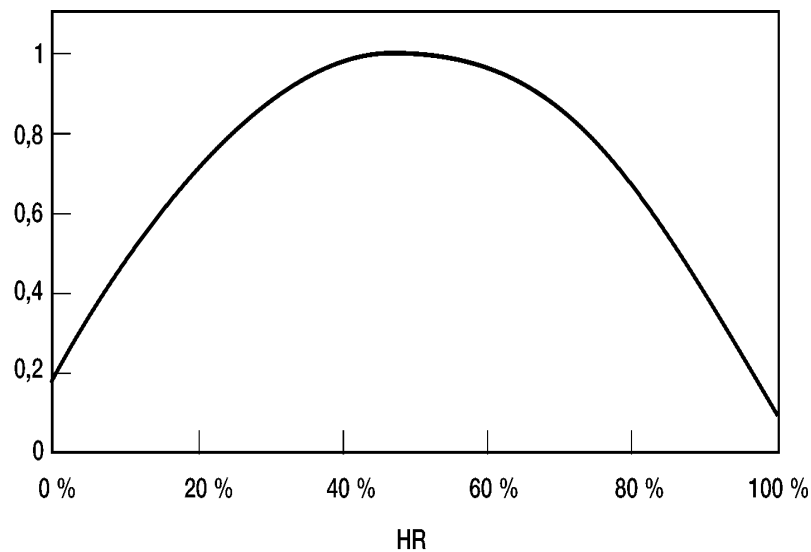
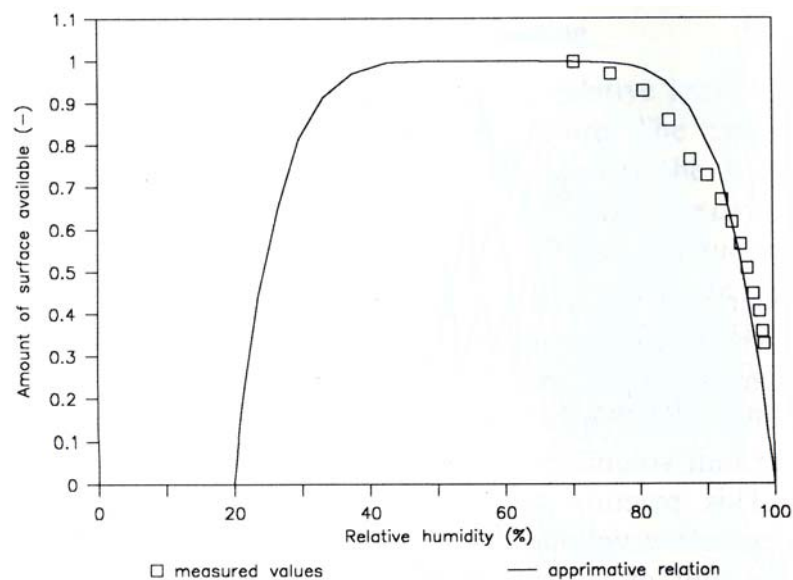


Figure 7 : Intervention combinée des trois phases gazeuse, aqueuse et solide, au cours du processus de carbonatation de la portlandite.

$f(HR)$



a) terme $f(HR)$ utilisé dans le logiciel LEO, explicité en annexe 9



b) rapport de la surface accessible (tenant compte de l'eau moléculaire adsorbée et de la condensation capillaire) à la surface totale des pores.
Valeurs mesurées sur un mortier de chaux [VAN-B 94]

Figure 8 : Facteur $f(HR)$ exprimant l'influence de l'humidité relative (HR) sur la cinétique (cf. § 5.1.1 et annexe 9) et sur la réaction chimique [VAN-B 94] de carbonatation d'un béton.

5.1.2. La pénétration des ions chlorure dans le béton

La pénétration des ions chlorure dans le béton requiert la présence d'une phase liquide. En milieu saturé, c'est-à-dire par exemple dans le cas de structures immergées dans de l'eau de mer, les ions chlorure pénètrent dans le béton par diffusion, sous gradient de concentration (entre la surface contenant des chlorures et le cœur exempt de chlorure, cf. § 6.2.2.1). Lorsque la structure en béton est soumise à des cycles d'humidification-séchage en présence de chlorures (zone de marnage, exposition aux embruns ou aux sels de déverglaçage), les chlorures peuvent pénétrer dans le béton par absorption capillaire et migrer avec la phase liquide par convection au sein de la zone concernée par les cycles. Les chlorures migrent ensuite par diffusion dans les zones saturées (ou dans les zones partiellement saturées où le degré de connectivité de la phase liquide le permet). Le phénomène de convection est d'autant plus important qu'il est rapide. L'humidification d'un matériau sec avec une solution saline durant une journée peut faire pénétrer les chlorures plus profondément que ne le feraient plusieurs mois de diffusion en milieu saturé (cf. Figure 9, [FRANCY 98]). La pénétration des chlorures dépend donc des caractéristiques du matériau et des cycles d'humidification-séchage (durée, conditions climatiques).

Les ions chlorure réagissent également avec les hydrates de la pâte de ciment ; une part de ces ions se fixe sur la matrice solide suivant l'isotherme d'interaction (cf. Figure 10 et § 6.2.2.1). On peut alors définir :

- les chlorures libres, qui se trouvent sous forme ionique dans la solution interstitielle. Ils sont extractibles à l'eau et sont de ce fait appelés également "chlorures solubles dans l'eau",
- les chlorures totaux, qui incluent, outre les précédents, ceux fortement adsorbés sur les C-S-H et ceux chimiquement liés dans la matrice ciment sous forme de chloroaluminates de calcium (en particulier le monochloroaluminate de calcium hydraté, ou sel de Friedel).

On considère que seuls les chlorures libres peuvent diffuser et jouer un rôle actif dans le processus de dépasseivation et de corrosion des armatures.

Le profil de concentration en chlorures (libres ou totaux) dans un béton est une courbe concentration-profondeur qui est strictement décroissante ("profil de diffusion") si les cycles d'humidification-séchage sont négligeables. Dans le cas contraire, ce profil n'est décroissant qu'à partir de la profondeur où les ions peuvent migrer dans un réseau constamment saturé d'eau (zone de diffusion), c'est-à-dire au-delà de la zone de convection d'épaisseur Δx (cf. Figures 11 et 12). Ce phénomène peut être pris en compte de façon simplifiée (voir modèles empiriques déterministes en annexe 13, § A13.2.2) en définissant, pour un type d'environnement donné, une concentration de surface équivalente c_{seq} , extrapolation au niveau de la surface de la structure du profil obtenu au-delà de la zone de convection d'épaisseur Δx .

Différents modèles ont été développés pour rendre compte de la pénétration des chlorures dans le béton (cf. § 10.2.4 et 10.2.5 et annexes 5, 8, 9 et 10).

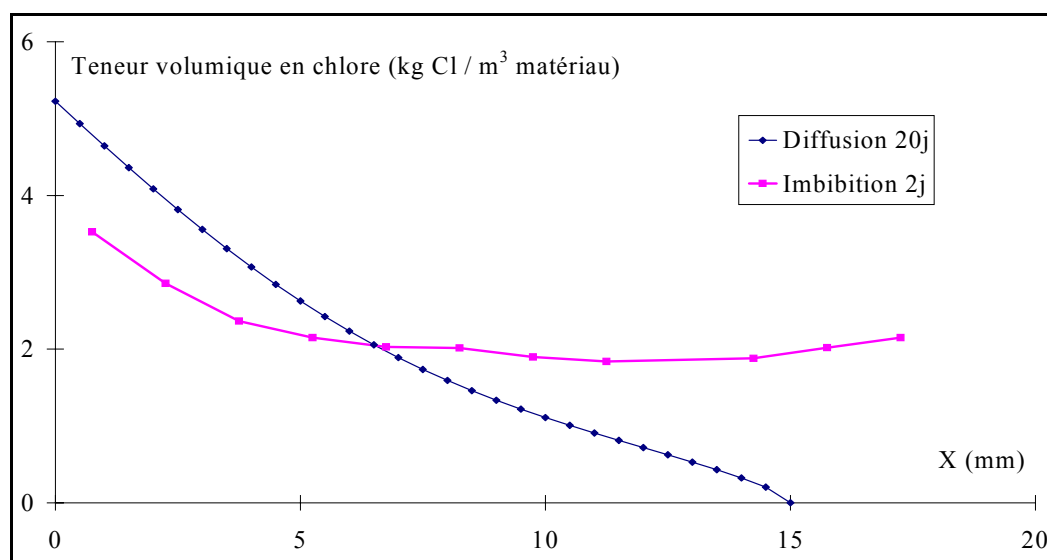


Figure 9 : Profils de teneur en chlore obtenus par diffusion (20 jours) en milieu saturé et par imbibition (2 jours) d'un mortier sec avec une solution de NaCl à 20 g.L⁻¹ [FRANCY 98].

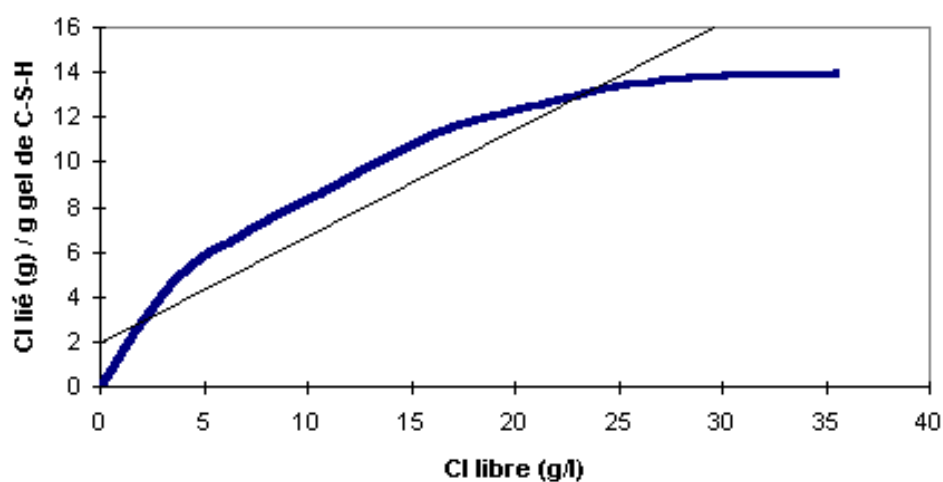


Figure 10 : Exemple d'"isotherme" d'interaction chlorures-matrice : isotherme expérimentale exprimée par rapport à la masse de C-S-H, d'après [DELA 96], et interpolation linéaire utilisée dans LEO (cf. Annexe 9).

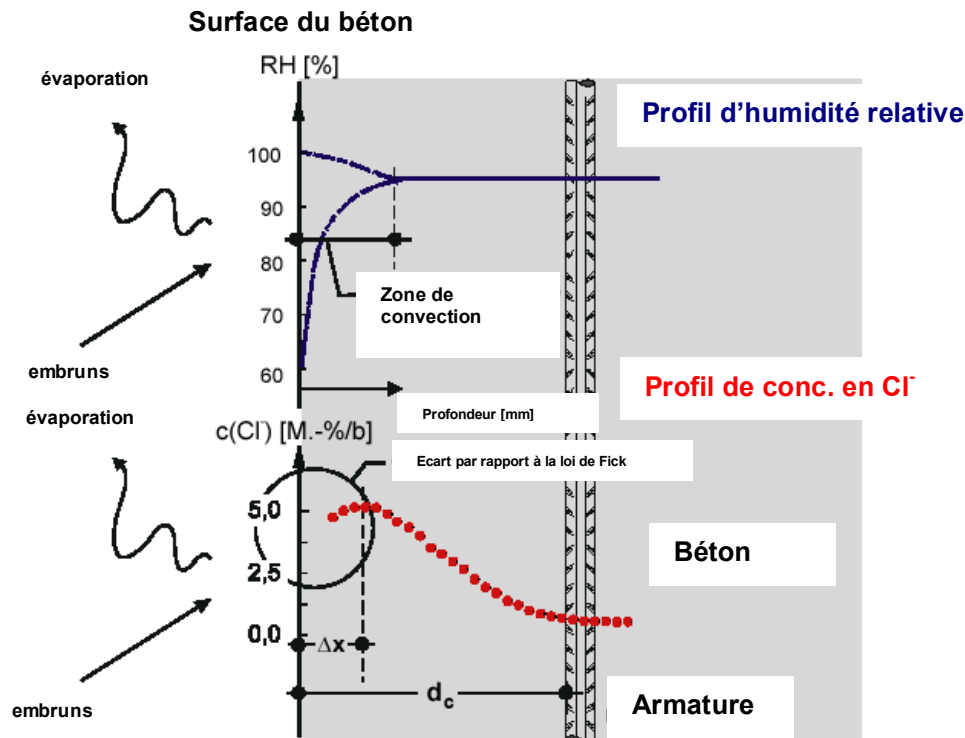


Figure 11 : Illustration de la zone de convection dans une structure en béton armé soumise simultanément à des transferts hydriques et de chlorures.

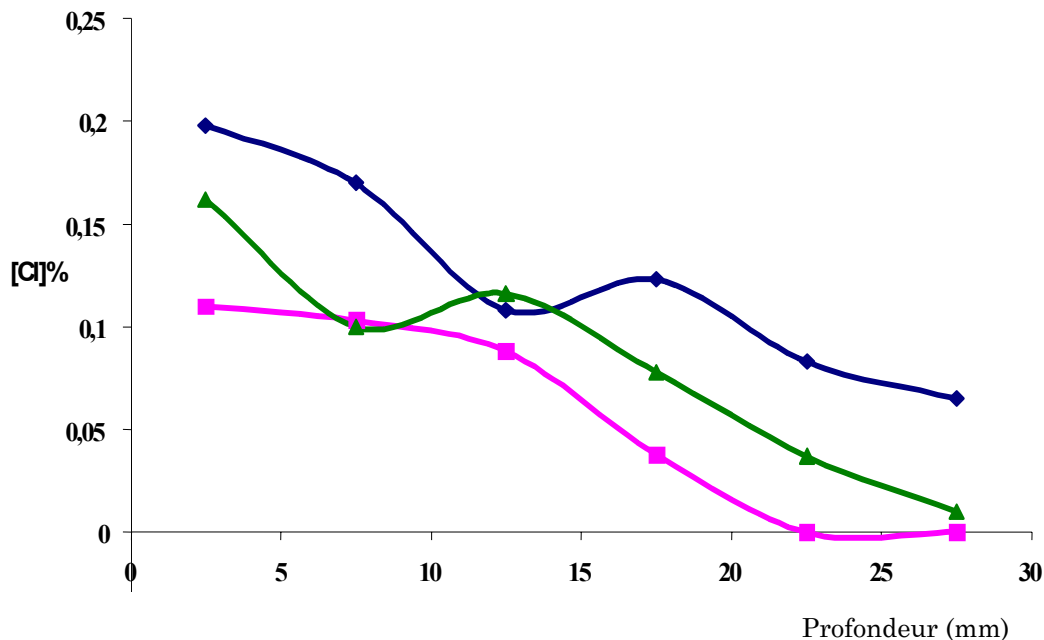


Figure 12 : Profils expérimentaux de concentration en chlorures (exposition discontinue aux chlorures) sur trois des faces de la pile d'un pont en béton armé (passage supérieur). Les pourcentages sont exprimés par rapport à la masse de l'échantillon de béton. Toutes les courbes sont décroissantes à partir d'une profondeur d'environ 18 mm.

5.1.3. Amorçage de la corrosion des aciers

La dépassement des armatures est amorcée lorsque le front de carbonatation ou de pénétration des ions chlorure a traversé le "béton d'enrobage" et atteint le premier lit d'armatures (cf. Figures 3b et 11). La corrosion des aciers devient alors possible.

Vis-à-vis de la corrosion des armatures, le temps mis pour que le front de carbonatation ou de pénétration des ions chlorure traverse le "béton d'enrobage" peut constituer en première approximation la composante majeure de la durée de vie (cf. § 3.2.1.1 et 10.1.1).

Les mécanismes de corrosion des armatures du béton armé sont décrits en annexe 1. Rappelons simplement ici que les principaux paramètres qui déterminent la corrosion sont :

- le pH ou la concentration en ions OH^- ,
- la concentration en chlorures libres,
- la concentration en oxygène,
- l'humidité relative,
- la température.

Sur les ouvrages, les deux principaux facteurs conduisant à une dépassement rapide des armatures (induite par la carbonatation ou la pénétration des chlorures) sont une porosité excessive du matériau en zone superficielle et/ou un enrobage insuffisant. *La porosité excessive du béton* est liée à une mauvaise composition, à une teneur en eau de gâchage excédentaire, à une vibration incorrecte à la mise en œuvre, ou encore à une dessiccation trop rapide du béton après décoffrage. La forte porosité confère au matériau une perméabilité et une diffusivité élevées, favorisant la pénétration du gaz carbonique ou des ions chlorures. *L'insuffisance de l'enrobage* est attribuable soit au non-respect des plans d'exécution, soit à un mauvais calage des armatures à la mise en œuvre. La réduction de l'enrobage entraîne une réduction du temps nécessaire au front de carbonatation ou de pénétration des chlorures pour atteindre l'armature. Ainsi, les étapes de conception (formulation, renforts) et de mise en œuvre (fabrication, vibration, conditions hygrothermiques au jeune âge, respect des enrobages) sont déterminantes pour la durabilité de l'ouvrage vis-à-vis de la corrosion des armatures.

Il est difficile de connaître exactement les caractéristiques du front de pénétration *des chlorures*, défini par analogie avec la carbonatation, notamment la concentration en chlorures libres "critique" (ou appelée encore "seuil") susceptible d'amorcer la corrosion des armatures, lorsque le front a atteint ces dernières. En effet, cette concentration dépend de nombreux paramètres tels que, notamment, la microstructure au contact des armatures. De plus, la concentration en chlorures de la solution interstitielle n'est pas identique (même au voisinage des armatures) à la concentration au niveau des sites de corrosion (piqûres). En outre, l'amorçage de la corrosion dépend du potentiel électrochimique de l'acier [ALON 00a], [ALON 00b] (cf. Tableau A1.1). Un critère d'amorçage de la corrosion souvent retenu est celui proposé par *Hausman* [HAUS 67] (3) :

$$\frac{[Cl^{-}]}{[OH^{-}]} \geq 0,6 \quad (3)$$

Plus ce rapport est élevé, plus la vitesse de corrosion est grande. Ce critère est compatible avec une analyse thermodynamique de la stabilité de la couche de passivation en fonction du pH [RAHA 98], et sa fiabilité a été mise en évidence empiriquement [SALO 91]. On peut alors déduire de ce critère la valeur de la concentration "critique" en chlorures, si l'on connaît le pH de la solution interstitielle. Un rapport $[Cl^{-}]/[OH^{-}]$ compris entre 0,6 et 1 conduit généralement à une concentration "critique" en ions chlorure de l'ordre de 0,4 % par rapport à la masse de ciment, pour un béton non carbonaté (et donc à des concentrations "critiques" comprises entre 0,04 et 0,1 % par rapport à la masse de béton, suivant la formulation). Précisons de plus que la relation (3) permet d'intégrer les interactions entre carbonatation (diminution de la concentration en OH^{-}) et pénétration des chlorures (augmentation de la concentration en chlorures libres) [KISS 96].

Rappelons ici que l'état hydrique du béton est un paramètre déterminant vis-à-vis de la corrosion des armatures, d'une part pour le transport des espèces chimiques (nécessité d'une phase gazeuse pour le transport du CO_2 gazeux et au contraire d'une phase liquide pour les ions chlorure), et d'autre part pour les réactions chimiques entre ces espèces et le béton (cf. § 6.2.4). De plus, la corrosion est un phénomène électrochimique ; elle requiert donc un électrolyte, c'est-à-dire la présence d'eau (cf. Annexe 1).

5.2. Alcali-réaction

Un bilan des connaissances actuelles sur l'alcali-réaction est proposé dans les sections suivantes. Pour plus de détails sur ce processus complexe, le lecteur pourra se reporter notamment aux références [GODA 95], [LARI 98] ou [COUT 99], sur lesquelles sont basés les éléments de ces sections.

5.2.1. Définitions

On désigne par alcali-réaction un ensemble de réactions chimiques (cf. § 5.2.3) internes au béton impliquant certains types de granulats renfermant des espèces minérales qui peuvent se révéler comme potentiellement réactives au contact de solutions riches en oxydes alcalins Na_2O et/ou K_2O . Ces oxydes alcalins peuvent être d'origine interne (ciment, additions minérales, granulats, adjuvants, eau de gâchage) ou externe (sels de déverglaçage, par exemple). Ils se retrouvent dissous dans la solution interstitielle du béton.

Les différents types d'alcali-réaction sont les suivants :

- réaction alcali-silice (impliquant des granulats essentiellement formés d'opale, de calcédoine, de cristobalite, de tridymite, de quartz microcristallisé, de silex, ...),
- réaction alcali-silicate (impliquant des roches polyminérales contenant des minéraux silicatés d'origine magmatique, métamorphique ou sédimentaire : grès, argiles, granits et basaltes, où la silice peut se présenter sous forme microcristalline),

- réaction alcali-carbonate (impliquant des calcaires dolomitiques). L'enthalpie libre $\Delta G^{\circ}_{298} = -12 \text{ kJ}$ de la réaction chimique (dédolomitisation) de décomposition de la dolomite en milieu basique $[\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2 + 2 \text{ NaOH} \rightarrow \text{Mg}(\text{OH})_2 + \text{CaCO}_3 + \text{Na}_2\text{CO}_3]$ atteste que la réaction chimique est thermodynamiquement possible.

Cependant, cette réaction est actuellement difficile à mettre en évidence. Aucune pathologie générée par cette réaction n'a été constatée dans des ouvrages en France. Il n'y a pas eu non plus en France d'études poussées sur les mécanismes de la réaction qui pourraient aboutir à un gonflement du béton. Les avis sont partagés sur la question. De plus, il n'existe aucun essai français spécifique. Il existe toutefois des normes américaine ASTM et canadienne de qualification des roches dolomitiques vis-à-vis de la réaction alcali-carbonate.

Dans ce qui suit, il sera fait référence principalement aux **réactions alcali-silice** qui sont de loin les plus fréquentes et auxquelles se réduisent assez souvent les deux autres réactions (production de silice réactive par évolution des silicates lors des phases d'altération ou encore lors du métamorphisme, présence de silice diffuse d'origine sédimentaire dans les granulats calcaires ou dolomitiques). La simultanéité des différents types de réaction est toutefois possible. Par ailleurs, bien que certaines expansions (cf. § 5.2.3, 5.2.4 et 5.2.5) observées dans des bétons de granulats dolomitiques soient dues à la présence d'argile, une réaction chimique conduisant à la formation de calcite et de brucite peut avoir lieu et affaiblir la liaison matrice-granat.

5.2.2. La réactivité des granulats

Les roches dont sont issus les granulats sont constituées d'un assemblage de minéraux le plus souvent formés dans des conditions thermodynamiques et dans un environnement physico-chimique bien différents des conditions qui règnent dans les gisements. Les minéraux se sont mis lentement en équilibre avec les nouvelles conditions environnementales, mais cet équilibre va brutalement être détruit lorsqu'ils vont être mis en contact avec le liant qui génère un pH de l'ordre de 13,5. Dans ces nouvelles conditions, les minéraux vont rechercher un nouvel équilibre et pour cela, les plus sensibles (essentiellement la silice) vont progressivement passer en solution et donner plus ou moins rapidement des produits qui vont être à l'origine des désordres qui affectent le béton.

Les conditions et les paramètres qui gouvernent l'alcali-réaction sont essentiellement la quantité d'alcalins, la présence d'eau et d'ions calcium, ainsi que la quantité et la réactivité des espèces minérales. Ce dernier point constitue une particularité de ces réactions. La connaissance des granulats, qui constituent 80 % du matériau béton, est un préalable indispensable à la mise en œuvre d'une formulation exempte d'alcali-réaction. C'est un des points importants de la prévention vis-à-vis de l'alcali-réaction.

Enfin, il est important de distinguer la sensibilité aux alcalins, qui est la traduction de la réactivité intrinsèque du granulat dans les essais de qualification, de l'effet mécanique qui va se matérialiser par la dégradation du béton.

Les minéraux peuvent avoir des comportements très variables vis-à-vis de l'alcali-réaction. De ce fait, les granulats sont classés suivant leur réactivité, à partir d'essais conventionnels (sur lesquels nous reviendrons plus loin dans ce guide), dans les catégories suivantes (cf. [1], [29], [GUED 99] et annexe 4) :

- **PR** (Potentiellement Réactifs) : réactivité importante. Ces granulats sont susceptibles, dans certaines conditions, de conduire à des désordres par alcali-réaction,
- **PRP** (Potentiellement Réactifs à effet de Pessimum) : très forte réactivité uniquement dans certaines conditions, conférant au matériau des propriétés particulières (cf. § 5.2.2.4). Bien que réactifs, ces granulats peuvent être mis en œuvre sans risque de désordre, si leur utilisation satisfait à certaines conditions.
- **NR** (Non Réactifs) : réactivité très faible. Quelles que soient leurs conditions d'utilisation, ces granulats ne conduiront pas à des désordres par alcali-réaction.

Parmi les résultats publiés (cf. Figures 13 et 14), certains font état d'une solubilité de la silice comprise entre 100 et 180 mg de SiO₂ par litre de solution, soit 1,7 - 3,0 mmol.L⁻¹, pour une température de 25 °C et pour pH < 9. Le large intervalle de solubilité découle de la diversité des formes de silice existantes [SHEL 62]. En fait, la solubilité de la silice dans l'eau est fonction de plusieurs facteurs :

- la forme sous laquelle se présente la silice, c'est-à-dire si elle constitue un produit amorphe ou au contraire un minéral bien cristallisé. De plus, la solubilité des minéraux cristallins dépend de leur type minéralogique et des dimensions des particules minérales,
- le pH de la solution,
- la température.

Le diagnostic de réactivité d'un granulat doit donc être le résultat d'un examen pétrographique et généralement aussi d'un essai de comportement en milieu alcalin.

5.2.2.1. Influence de la cristallinité du minéral et de la structure de la roche

Comme indiqué précédemment, le développement de la réaction alcali-silice est fonction de la cristallinité du minéral siliceux (structure plus ou moins désordonnée). La réactivité des minéraux siliceux inclus dans les roches est de plus conditionnée par l'accessibilité des minéraux aux solutions agressives (quantité, dimensions et distribution des sites réactifs). Ce facteur oblige à prendre en compte les notions de structure ou de texture des matériaux. Parmi les facteurs caractérisant la structure, les plus faciles à appréhender sont la taille et l'orientation des grains, mais les plus influents sont la porosité et la fissuration. Expérimentalement, on observe que les conditions suivantes doivent être remplies pour que l'alcali-réaction ait lieu :

- niveau d'organisation peu élevé (opale amorphe) ou métastable (calcédoine) de la structure de la silice,
- texture poreuse ou modifiée par des contraintes géologiques (quartz à extinction ondulante), par des réactions chimiques ou par des chocs mécaniques,
- présence de groupements silanols accessibles ($\equiv\text{Si-OH}$).

Des échelles empiriques de réactivité des granulats ont été proposées. On peut se baser en première approximation sur l'échelle de réactivité des minéraux. Celle-ci est en effet cohérente avec les mesures de dissolution dans l'eau à 25 °C réalisées par *Wey & Siffert*

[WEY 61]. Les solubilités des formes cristallines de la silice sont plus faibles (cf. Figure 13, [LE-RO 01] d'après [WEY 61]), mais leur détermination est très difficile du fait de l'extrême lenteur de la mise en équilibre [WEY 61]. La forme cristalline la plus commune de la silice, le quartz, a une solubilité de 6 - 14 mg.L⁻¹ soit 1 - 1,25 mmol.L⁻¹, à température ordinaire et à pH = 7. Les autres formes cristallines présentent des valeurs du même ordre de grandeur, mais la présence d'ions chlorure, une augmentation du pH ou de la température accroissent la vitesse de dissolution [KAMI 74].

5.2.2.2. Influence du pH de la solution

Le pH modifie la solubilité de la silice amorphe et pourrait agir de la même façon sur les autres courbes de dissolution. Ainsi que l'ont montré *Alexandre et al.* [ALEX 54] (cf. Tableau 3) et *Krauskopf* [KRAU 56] (cf. Figure 14a), la solubilité de la silice amorphe à 25 °C croît rapidement avec le pH.

Tableau 3 : Solubilité de la silice amorphe en fonction du pH, à 25 °C, d'après [ALEX 54].

pH	Solubilité (mg SiO ₂ par litre de solution)
1,0	140
2,0	150
3,0	150
4,2	130
5,7	110
7,7	100
10,3	490
10,6	1120

A des pH plus élevés, la solubilité de la silice, mais aussi sa cinétique de dissolution, dépendront conjointement du pH, de la nature et de la cristallinité du minéral.

5.2.2.3. Influence de la température

La solubilité de la silice et en particulier celle de la silice amorphe augmente avec la température, de 60 - 80 mg par litre de solution à 0 °C, jusqu'à 100 - 140 mg par litre de solution à 25 °C et atteint 300 - 380 mg par litre de solution à 90 °C (cf. Figure 14b, [ILER 79]).

5.2.2.4. Notion de pessimum

Dès le début des recherches relatives à l'alcali-réaction, il a été constaté, avec certaines espèces minérales, que cette réaction semblait non pathologique lorsque l'on se situait en dehors d'une plage critique dite "teneur pessimale". Les travaux de *Hobbs* [HOBB 78] ont montré l'existence d'un pourcentage critique de silice réactive. On définit les *conditions pessimales* comme celles délimitant le domaine hors risque (hors de la plage de "teneur

pessimale") et le domaine où la réaction sera destructrice (à l'intérieur de la plage de "teneur pessimale"). Cette spécificité du comportement a débouché sur la notion de **PRP** (Potentiellement Réactif à effet de Pessimum). Elle permet en particulier, moyennant une bonne connaissance des matériaux, de réaliser des bétons sans risque de dommages ultérieurs, malgré une réactivité des granulats à certains tests. Dans la zone active, on a constaté expérimentalement que les désordres dépendaient à la fois de la teneur en alcalins et de la quantité de silice réactive. Pour l'opale, la "teneur pessimale" est de l'ordre de 2 à 5 % (cf. Figure 15). La valeur de ce pessimum est fonction de la réactivité de la silice [GODA 95], [LE-RO 01] et n'est pas indépendante de la formule de béton. Son explication réside dans la chimie, mais aussi dans la répartition granulométrique et dans la porosité.

5.2.3. Mécanismes réactionnels associés aux réactions alcali-silice

Les mécanismes réactionnels associés aux réactions entre les silices mal cristallisées (des granulats), les ions alcalins, les ions hydroxyle et les ions calcium interviennent en différentes étapes. Ces dernières sont schématisées en figure 16 [LE-RO 01].

Quand un granulat siliceux réactif est au contact d'une solution alcaline, deux réactions peuvent avoir lieu. Elles ont été établies à partir d'un modèle simplifié utilisant une silice mal cristallisée placée dans une solution de soude [DENT 81] :

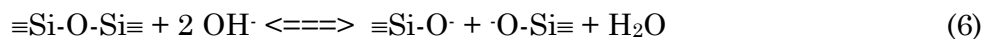
- Réaction acide-base entre les groupes silanols acides ($\equiv\text{Si-OH}$) de la silice et les ions hydroxyle basiques (OH^-) de la solution alcaline. La réaction de neutralisation s'écrit :



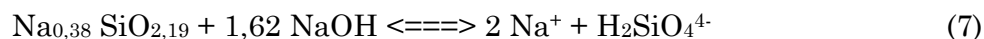
La charge négative portée par l'oxygène est contrebalancée par l'ion Na^+ qui forme un gel de silicate alcalin Si-O-Na . On peut représenter cette réaction sous la forme suivante :



- Attaque des ponts siloxane $\equiv\text{Si-O-Si}\equiv$ de la silice par les ions OH^- et soit formation d'un gel de silicate alcalin, soit passage en solution de groupes $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$ qui entraîne la destruction de la structure de la silice et son passage en solution :



La réaction peut être schématisée sous la forme approchée non stoechiométrique suivante :



Dans les granulats siliceux, la nature des espèces silicatées qui passent en solution dépend de la concentration alcaline et du pH [LORE 92] (cf. § 5.2.2). Les Si-O^- , chargés négativement, fixent les charges positives sodium Na^+ , potassium K^+ et calcium Ca^{2+} présentes dans la solution. Il se produit une gélification sous l'action "catalytique" des ions calcium et une formation de produits de réaction silico-alcalins évolutifs s'enrichissant progressivement en calcium, pour donner deux types de produits [WEN 89], [NONA 99] :

- du gel de silice, essentiellement alcalin au début de la réaction (et qui se charge ensuite en calcium), que l'on peut observer dans les "pop-outs" (éclats) [JEHE 96],
- plus généralement des silicates doubles de calcium et d'alcalins (C-K-S-H) [DRON 98], qui se présentent sous forme de gel (produit amorphe contenant de nombreuses molécules d'eau, cf. Figure 17) ou de cristaux (produits structurés). La teneur en calcium y est variable dans l'espace et dans le temps : essentiellement silico-alcalins au contact du site réactif, ils évoluent progressivement vers une composition plus calcique.

Le gel formé à l'interface pâte de ciment - granulat peut migrer dans la matrice et combler les pores [HORN 99] (cf. § 5.2.4).

5.2.4. Mécanismes d'expansion

Les mécanismes d'expansion et leur chronologie font encore l'objet de recherches et de controverses. Le mécanisme réel est probablement une combinaison de plusieurs mécanismes élémentaires. Il existe toutefois un consensus sur l'importance de l'eau (cf. § 6.2.4) : les apports d'eau, sous forme liquide ou vapeur, déterminent très directement la gravité des manifestations macroscopiques de l'alcali-réaction. Ainsi, le gonflement est d'autant plus grand que la quantité d'eau au moment de la formation des produits de réaction est importante.

Les théories proposées pour décrire et expliquer le gonflement dû à l'alcali-réaction sont au nombre de six :

1. [La théorie de la pression osmotique \(ou de la pression d'imbibition\)](#) proposée par *Dent-Glasser* [DENT 79], [DENT 81] et *Diamond* [DIAM 89].

La pâte de ciment agit comme une membrane semi-perméable entre le gel siliceux et la solution interstitielle du béton. Ceci est à l'origine d'un flux d'eau vers le gel créant des pressions pouvant atteindre en théorie 45 à 140 MPa.

2. [La théorie de la double couche électrique](#) proposée par *Prezzi* [PREZ 97].

Dans ce modèle, le gonflement des gels est attribué aux forces de répulsion de la double couche électrique autour des particules colloïdales de gel. Ces forces dépendent du pH et de la force ionique des solutions.

3. [L'approche thermodynamique](#) proposée par *Dron* [DRON 98], basée sur les potentiels chimiques.

Les dégradations seraient dues à la rupture brutale de l'équilibre métastable qui existe entre les deux domaines de potentiel chimique représentés, d'une part, par le granulat et la solution saturée en silice qui l'entoure, et d'autre part, par la pâte de ciment contenant de la portlandite. La variation d'énergie libre engendrée par la rupture de l'équilibre et la coagulation anarchique d'un produit amorphe accompagnée d'une dissolution de portlandite seraient à l'origine des désordres. Le mécanisme proposé attribue un rôle majeur au calcium.

4. [La théorie de la dissipation du gel](#) proposée par *Jones* [JONE 88].

Elle décrit un processus en deux étapes :

- l'hydratation du gel et son gonflement dû à l'accroissement de volume,
- la dissipation du gel à partir du site où il s'est formé [HORN 99].

L'expansion du béton ne se produit alors que si la vitesse de formation du gel est plus grande que sa vitesse de dissipation dans la pâte de ciment durcie. La dissipation du gel dépend principalement de la teneur en alcalins et en silice et de la viscosité du gel, ainsi que de la porosité et de la perméabilité de la pâte de ciment durcie.

5. [La théorie du gonflement des corps poreux](#) proposée par *Couty* [COUT 99].

Cette théorie part du fait qu'un corps poreux mis au contact d'un liquide augmente de volume par une variation de l'énergie libre superficielle. L'interface gel-granulat possédant une double structure microporeuse, c'est la variation d'énergie libre superficielle dans cette interface qui serait à l'origine du gonflement et d'une fissuration. Le cas échéant, un phénomène de propagation de fissures sous-critiques peut intervenir, lié à un processus de corrosion sous contrainte semblable aux mécanismes qui interviennent dans les verres et les roches siliceuses.

6. [L'approche cinétique de l'expansion des granulats](#) proposée par *Bulteel* [BULT 02] et *Riche* [RICH 03].

Cette approche est basée sur la quantification de la cinétique de destructuration du réseau siliceux d'un silex réactif au cours du temps [BULT 00]. L'étude a été réalisée à l'aide d'un milieu réactionnel sans matrice cimentaire constitué du granulat réactif mis en présence d'une solution alcaline et de chaux. Les résultats ont montré que la réaction alcali-silice pourrait avoir une composante structurale et ne serait pas uniquement induite par la formation de gels expansifs. Cette méthode a également été appliquée à un micro-mortier et à un béton [RICH 02]. Il a été montré que l'accumulation de sites Q^3 était prépondérante sur la dissolution de la silice pendant la phase de gonflement du matériau. Le processus d'altération correspondrait ainsi à une découpe incomplète du réseau siliceux qui se traduit par une diminution de la densité et par une augmentation du volume du grain. Cette accumulation est largement favorisée par la saturation de la solution en silice et par la présence d'ions calcium qui sont à l'origine d'un ralentissement de la diffusion des ions silicium hors du grain.

5.2.5. Conséquences pour les ouvrages

Des gels (cf. Figure 17) et des cristaux se forment dans les fissures, dans les pores ou autour des granulats par alcali-réaction. Comme nous l'avons vu, ces produits peuvent dans certains cas exercer une pression sur la pâte de ciment qui engendre des désordres dans le matériau, observables au microscope optique ou au microscope électronique à balayage (MEB). Il s'agit de réseaux de fissures transgranulaires ou intergranulaires, de microfissures autour des particules réactives ou de décollements à l'interface pâte-granulat.

Les caractéristiques mécaniques du béton se trouvent altérées. Celles qui sont le plus affectées sont la résistance à la traction et le module de déformation qui subit une baisse significative. La résistance à la compression est peu affectée (tout au moins au début de la

réaction). Le document de l'"*Institution of Structural Engineers*" [32] fournit quelques coefficients de réduction relatifs aux caractéristiques mécaniques du béton en fonction de son gonflement (cf. Tableau 4).

Tableau 4 : Coefficient de réduction des caractéristiques mécaniques d'un béton atteint d'alcali-réaction par rapport à un béton sain [32]

Gonflement libre du béton (mm/m)	0,5	1,0	2,5	5,0	10,0
Coefficient de réduction relatif à la résistance à la compression (sur cylindre)	0,95	0,80	0,60	0,60	-
Coefficient de réduction relatif à la résistance à la traction (par fendage)	0,85	0,75	0,55	0,40	-
Coefficient de réduction relatif au module de déformation	1,0	0,70	0,50	0,35	0,30

Le gonflement du matériau engendre à son tour des contraintes internes non négligeables au sein de la structure. Ces contraintes viennent se superposer aux contraintes déjà existantes. Elles entraînent des surtensions dans les aciers passifs et actifs. Il en résulte une expansion de la structure (conduisant à des mouvements de crête dans le cas des barrages et à des flèches excessives dans le cas des ponts), ainsi que la création de fissures, qui se produisent lorsque l'état de contraintes résultant des actions permanentes, des surcharges et du gonflement du matériau, dépasse la résistance à la traction. Il est ainsi possible d'observer des fissures dans des zones théoriquement comprimées, et l'on constate généralement un réseau de fissures plus ouvertes sur le parement de l'ouvrage. Ceci peut s'expliquer par un gonflement différentiel entre la peau et le cœur de la structure. D'après Godart [GODA 93], il semble que le cœur gonfle davantage que la peau et que les gradients d'humidité existant dans les pièces en béton soient principalement responsables de ce gonflement différentiel. On peut également invoquer le lessivage possible des alcalins en zone superficielle (par les précipitations, le marnage, ...). Ce lessivage crée un gradient important, même si l'humidité varie peu.

A l'échelle de l'ouvrage, l'alcali-réaction se traduit par un certain nombre de désordres tels que ceux décrits dans le *Manuel pour l'identification des réactions de dégradation interne* [34]. Les dégradations les plus fréquentes sont la fissuration du parement en réseau à mailles de 50 à 200 mm de côté (faïençage, cf. Figure 2). L'ouverture des fissures est habituellement assez faible (quelques dixièmes de mm). On trouve aussi des fissures unidirectionnelles orientées dans le sens, soit des efforts de compression (poteaux, piles, pylônes, poutres ou tabliers précontraints), soit du ferrailage principal en le reproduisant. On observe parfois la formation de "pop-outs" (éclats), et, dans les cas les plus graves, des ruptures d'armatures passives avec striction. Les gonflements des structures sont susceptibles également de générer des problèmes de fonctionnement (blocage de vannes ou de turbines dans les barrages,...). Quant à la fissuration, elle facilite aussi la pénétration d'agents agressifs, vis-à-vis du béton ou des aciers, dans la structure.

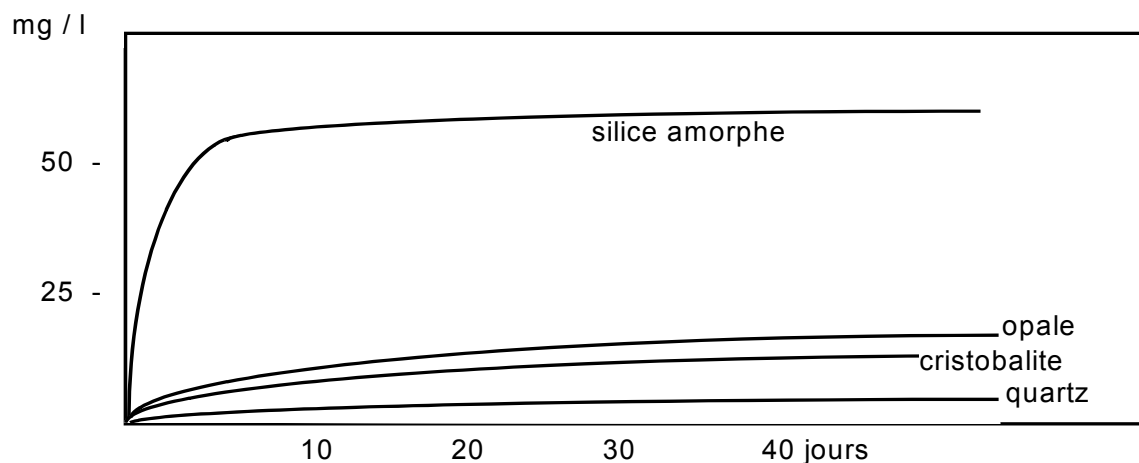


Figure 13 : Quantité de silice solubilisée en fonction du temps pour différentes formes de silice [LE-RO 01], d'après [WEY 61].

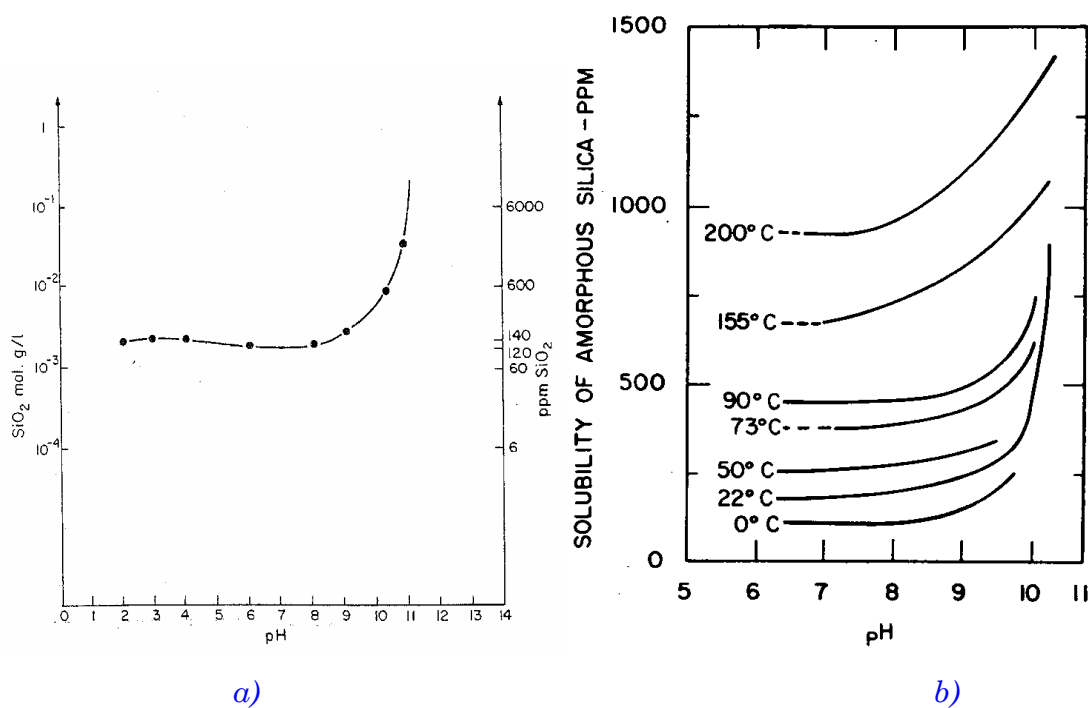


Figure 14 : Solubilité de la silice amorphe en fonction du pH :

a) à 25 °C [KRAU 56],

b) à différentes températures, pour des pH variant de 0 à 10 [ILER 79].

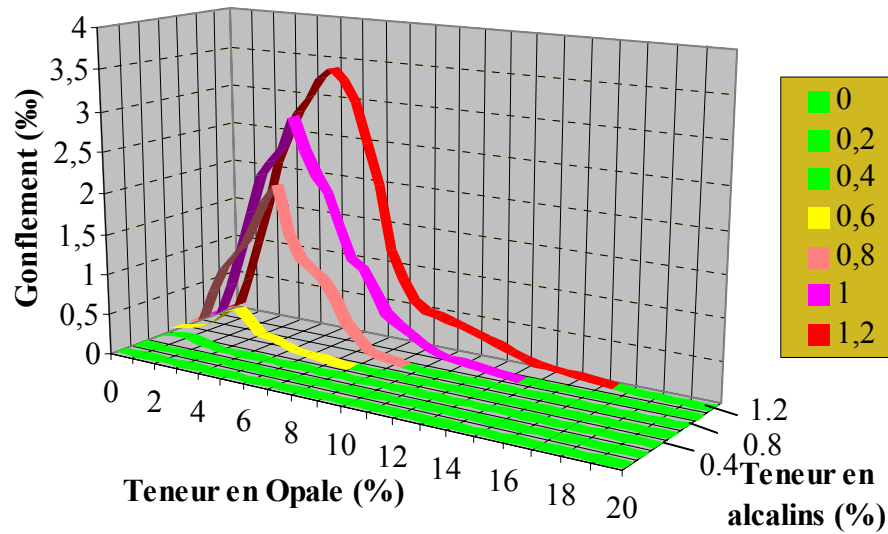


Figure 15 : Gonflement d'éprouvettes de mortier en fonction de la teneur en opale des granulats et de la teneur en alcalins actifs de la formule. Mise en évidence d'un pessimum [LE-RO 01].

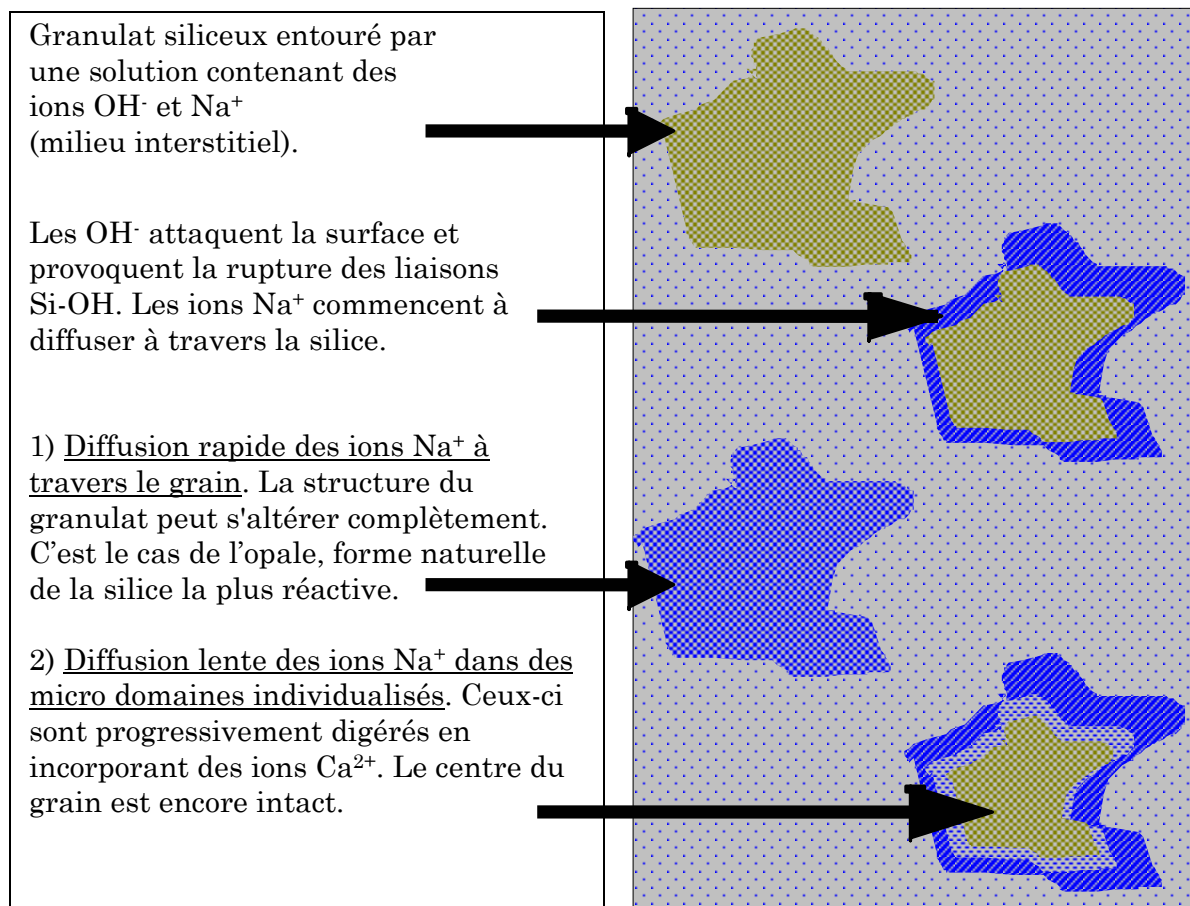


Figure 16 : Schéma illustrant le déroulement de l'attaque d'un granulat siliceux lors d'une alcali-réaction, d'après [LE-RO 01].

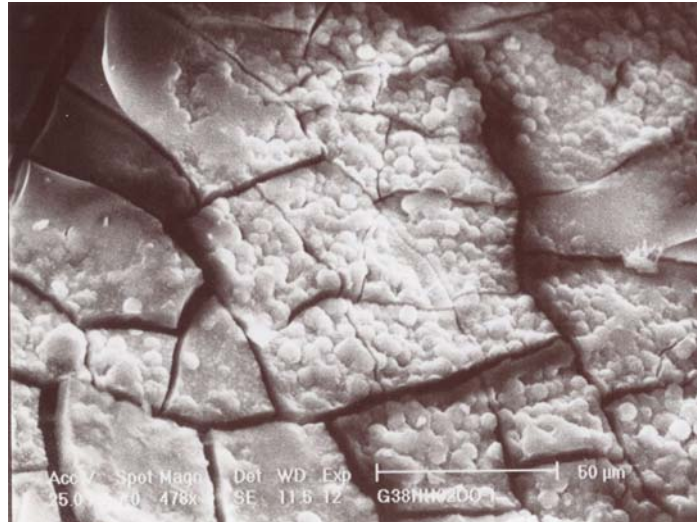


Figure 17 : Image obtenue au microscope électronique à balayage (MEB) de gel d'alcali-réaction.

5.3. Effet des additions minérales

5.3.1. Introduction

Essentiellement pour des raisons économiques et environnementales (utilisation de sous-produits industriels), la tendance actuelle est d'inclure dans la formule des bétons des additions minérales, en respectant les normes correspondantes : cendres volantes (*NF EN 450* [40]), fumées de silice (*NF P 18-502* [42]), laitiers vitrifiés moulus de haut-fourneau (*NF P 18-506* [43]), additions calcaires (*NF P 18-508* [44]) ou additions siliceuses (*NF P 18-509* [45]). Suivant leur nature, ces additions peuvent accroître de façon non négligeable certaines des performances du matériau à l'état frais et/ou durci. Il paraît donc judicieux de rappeler dans les paragraphes suivants quelques éléments utiles pour l'utilisation à bon escient de ces additions, en particulier dans le but d'améliorer la durabilité du béton durci vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction.

L'utilisation des additions minérales doit s'appuyer sur leur caractérisation à l'état anhydre et "hydraté". Généralement, celles-ci sont caractérisées par leur granularité, leur forme, leur texture, leur porosité, leur surface spécifique (ou finesse), leur composition minéralogique et leur activité hydraulique ou pouzzolanique.

5.3.2. Granularité des granulats et des additions minérales utilisés comme correcteurs granulaires - Terminologie

Les granulats et les additions minérales pour béton hydraulique sont classés en fonction de leur granularité (distribution dimensionnelle des grains), déterminée par analyse granulométrique sur tamis de contrôle à mailles carrées dans la série normalisée *NF ISO 565*. Ils sont caractérisés par d et D , qui représentent respectivement la plus petite et la plus grande des dimensions de l'appellation commerciale des produits. Ils sont référencés d/D (ou $0/D$, lorsque d est inférieur à un millimètre).

La norme *XP P 18-540* [21] classe les granulats et les additions minérales selon les classes granulaires d/D et $0/D$ en :

- fillers $0/D$, où $D \leq 2$ mm, contenant au moins 70 % de passant à 0,063 mm,
- sables $0/D$, où $D \leq 6,3$ mm (ramenée à 4 mm pour le sable à béton),
- sablons $0/D$, où $D \leq 10$ mm, contenant moins de 10 % de passant à 0,063 mm,
- gravillons d/D , où $d \geq 1$ mm et $D \leq 31,5$ mm.

Les fillers ont une finesse proche de celles des ciments. Les additions minérales appartiennent à la classe granulaire des fillers. On distingue les "ultrafines" (fumées de silice) dont la dimension maximale est inférieure à 0,01 mm. On notera que le projet de norme européenne *prEN 12620* [41] classe les granulats et les additions minérales en :

- fines : éléments $< 0,063$ mm,
- granulats fins : $D \leq 4$ mm,
- gravillons : $d \geq 2$ mm et $D \geq 4$ mm.

5.3.3. **Activité hydraulique ou pouzzolanique des additions minérales - Notion de liant équivalent**

Si leur distribution en tailles des grains permet de compléter la courbe granulométrique de la formule de béton dans le domaine des éléments fins, les additions minérales permettent alors d'augmenter la compacité du béton.

Ces additions ont éventuellement en plus une activité hydraulique ou pouzzolanique. La réaction pouzzolanique est une réaction secondaire de dissolution-précipitation en milieu aqueux entre la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libérée par la réaction principale d'hydratation de silicates de calcium (produit hydraulique) et un matériau silico-alumineux. Cette réaction conduit à la formation de composés stables généralement liants [DRON 78]. Ainsi, en présence d'eau et de chaux, les additions siliceuses ou silico-alumineuses sont susceptibles de réagir pour donner naissance à de nouveaux minéraux. La quantité et la nature de ces minéraux dépendent de l'activité pouzzolanique du matériau initial. Elle-même est fonction de la composition chimique, en particulier de la teneur en silice amorphe, de la surface spécifique [BARO 94] et de la distribution réelle des tailles des particules et des proportions de chaque population (la réaction pouzzolanique est favorisée par de faibles dimensions de particules [BENE 99]). Les fumées de silice sont ainsi plus réactives que les cendres volantes ou que les pouzzolanes naturelles.

L'essai Chapelle peut permettre d'évaluer le degré de pouzzolanité d'une addition minérale [LARG 78]. Cependant, les conditions de cet essai sont éloignées des conditions dans lesquelles se trouve en réalité la matrice cimentaire (essai pratiqué dans un système ouvert et agité à 100 °C). La détermination de l'indice d'activité peut également être un moyen de rendre compte du degré de pouzzolanité d'une addition minérale dans un matériau cimentaire, en plus de son effet granulaire [CARE 00].

Les additions minérales, éventuellement actives, doivent être utilisées en substitution partielle du ciment CEM I conformément aux spécifications de la norme

française *XP P 18-305* [2] et aux *dispositions nationales de l'EN 206-1* [3]. En présence d'addition, on définit alors la notion de liant équivalent : la quantité de liant équivalent correspond à $C + k \cdot A$, où C et A sont les teneurs massiques respectives en ciment CEM I et en addition utilisée, et k est le coefficient de prise en compte de l'addition. A titre d'exemple, les valeurs du coefficient de prise en compte k, pour les classes d'environnement 1, 2a, 2b1 et 2b2, sont données dans le tableau 5, en fonction de la nature de l'addition. Ces données sont extraites de la norme française *XP P 18-305* [2]. Cette notion de liant équivalent a été établie en prenant essentiellement en compte les propriétés mécaniques, mais elle a toutefois été validée pour certaines propriétés relatives à la durabilité [CARE 00].

Tableau 5 : Exemples de valeurs() du coefficient de prise en compte (k) tirées de la norme française XP P 18-305 pour les classes d'environnement 1, 2a, 2b1 et 2b2, en fonction de la nature de l'addition [2] (se reporter également à la référence [39])*

Nature de l'addition	Coefficient de prise en compte k	A/(A+C) max. autorisé
Laitier vitrifié moulu	0,9	0,3
Cendres volantes	0,4 - 0,6	0,3
Additions calcaires	0,25	0,25
Fumées de silice	1 - 2	0,10
Additions siliceuses	0,10	0,10
Autres additions	0	-

(*) : ces valeurs sont susceptibles d'être modifiées par l'Annexe Nationale de l'EN 206-1 [3].

5.3.4. Effet des additions minérales vis-à-vis de la durabilité en général

Les minéraux formés lors des réactions pouzzolaniques modifient la distribution des volumes poreux en fonction des rayons de pores dans la matrice cimentaire. Les pores de grandes dimensions sont remplacés par des pores de plus petite taille, ce qui tend à diminuer les coefficients de transfert (perméabilité et diffusivité) et donc à augmenter la durabilité du matériau [BARO 94], [BARO 02a], [BARO 02c].

5.3.5. Effet des additions minérales vis-à-vis de l'alcali-réaction

Il est important d'être vigilant vis-à-vis du développement ou non des réactions pouzzolaniques dans l'utilisation de certaines additions minérales et de bien vérifier la non-nocivité des produits qui en sont issus par rapport à l'alcali-réaction (on pourra pour cela se reporter à la référence [5]).

Lorsque des additions minérales (fumées de silice, cendres volantes, laitiers) sont utilisées en quantité suffisante et qu'elles sont bien dispersées, elles peuvent améliorer la tenue mécanique des bétons et réduire considérablement les effets de la réaction alcali-silice, mais elles ne suppriment pas la réaction [SWAM 90]. Un certain nombre de points tend à montrer l'aspect bénéfique des additions au regard de l'alcali-réaction (cf. § 5.2.3 et 5.2.4) :

- les additions minérales ont un effet de dilution des alcalins par le remplacement d'une partie du ciment,
- les additions minérales pouzzolaniques entraînent une diminution de l'alcalinité de la solution interstitielle du béton due à la réaction pouzzolanique [DUCH 01], mais elles peuvent aussi être source d'alcalins,
- la teneur en portlandite (résiduelle) de la pâte de ciment est réduite, suite à la réaction pouzzolanique.

Plus précisément, au vu des résultats expérimentaux relatifs aux déformations de gonflement d'éprouvettes en béton mesurées à $T = 60\text{ °C}$ et à $HR = 100\%$ (se reporter par exemple à l'annexe 12), les fumées de silice apparaissent bénéfiques et l'effet des cendres volantes est variable selon la teneur en alcalins des cendres. Les laitiers sont les plus efficaces, même à long terme, lorsqu'ils sont utilisés en fortes quantités. Avec des ciments CEM III (contenant plus de 60 % de laitier), on obtient en effet un effet inhibiteur, si toutefois leur teneur en alcalins actifs est faible. En présence de 10 % de laitier, on note un effet retardateur seulement. De ce fait, les ciments riches en laitier sont traités à part dans les *Recommandations* [1] et les spécifications-types pour la durabilité vis-à-vis de l'alcali-réaction proposées dans ce guide (cf. § 9.3).

Les fillers siliceux, tels que le sable de quartz broyé dont la taille des grains est inférieure à 0,063 mm (cf. § 5.3.2), ou les autres fillers ayant une teneur en carbonates $< 15\%$ et en alumine $< 5\%$ devront être traités au cas par cas. L'acceptation d'une formule de béton contenant ces fillers sera soumise à la mesure des déformations de gonflement sur des éprouvettes de ce béton, conformément aux spécifications-types pour la durabilité vis-à-vis de l'alcali-réaction (cf. Organigramme donné en figure 26, § 9.3).

6. INDICATEURS DE DURABILITÉ : SÉLECTION ET JUSTIFICATION

6.1. Indicateurs de durabilité sélectionnés et autres paramètres

6.1.1. Caractéristiques de base

Il existe des paramètres qui, même s'ils ne sont pas directement liés à la notion de durabilité et ne constituent par exemple pas des données d'entrée pour les modèles de prédiction de la durée de vie (cf. § 10.2), n'en demeurent pas moins des paramètres indispensables à une bonne connaissance du matériau et à l'évaluation de sa qualité. Dans le présent guide, ces paramètres porteront la dénomination de *caractéristiques de base*.

Il semble judicieux de préconiser la détermination systématique de ces caractéristiques de base. Ainsi, la ***résistance caractéristique*** (ou bien la ***résistance moyenne***) ***à la compression*** devra être déterminée (conformément aux normes en vigueur) à l'échéance de **28 jours** pour toutes les formulations, et également à **90 jours** dans certains cas (en présence de quantités importantes de laitier ou de cendres volantes, par exemple).

6.1.2. Indicateurs de durabilité généraux

Les *indicateurs de durabilité généraux*, c'est-à-dire dans le cas du présent guide, les paramètres qui apparaissent fondamentaux, aussi bien vis-à-vis de la prévention de la corrosion des armatures que de l'alcali-réaction, sont les suivants :

- ***porosité accessible à l'eau,***
- ***coefficient de diffusion (apparent ou effectif) des ions chlorure,***
- ***perméabilité aux gaz,***
- ***perméabilité à l'eau liquide,***
- ***teneur en portlandite Ca(OH)_2 .***

6.1.3. Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction

Selon le processus de dégradation considéré, il peut s'avérer nécessaire de compléter le panel d'indicateurs généraux par des *indicateurs spécifiques* à ce processus.

A titre d'exemple, pour la prévention des dégradations dues au gel, les *caractéristiques du réseau de bulles d'air* (en particulier le *facteur d'espacement* : demi-distance entre deux bulles voisines) semblent être un indicateur spécifique pertinent [25], [BARO 02c]. En effet, ces caractéristiques peuvent se révéler au moins aussi importantes que les caractéristiques du réseau poreux vis-à-vis du gel, selon le type de béton considéré et la quantité d'air entraîné.

Dans le cas de la prévention des dégradations dues à l'alcali-réaction, les indicateurs spécifiques retenus peuvent être classés en deux catégories, explicitées dans les sections suivantes.

6.1.3.1. Indicateurs chimiques (relatifs aux constituants du béton) spécifiques à l'alcali-réaction

- **quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique),**
- **concentration en alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.}}$) actifs de la solution interstitielle** (où $[\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.}}] = [\text{Na}_2\text{O}] + 0,658 \cdot [\text{K}_2\text{O}]$).

6.1.3.2. Indicateur global et macroscopique (relatif au béton durci) spécifique à l'alcali-réaction

- **déformations de gonflement d'éprouvettes en béton** ("essai de performance" d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction, faisant l'objet de la future norme *NF P 18-454* [24]).

6.1.4. Indicateurs de substitution

La démarche proposée ayant pour vocation de rester très souple et modulable afin de s'adapter aux besoins de chaque utilisateur, il peut être envisagé de remplacer la détermination directe de certains des indicateurs de durabilité généraux proposés au § 6.1.2 par celle d'*indicateurs de substitution*. Ce pourra notamment être le cas pour des méthodes d'essai pratiquées plus couramment ou plus facilement dans certains laboratoires, pour des paramètres plus adaptés au problème posé ou aux modèles mis en œuvre, ou lorsque des méthodes fournissant des données plus complètes sont requises. Les indicateurs de substitution pourront être utilisés directement (notamment pour un simple classement de bétons, cf. § 8, sous réserve qu'un système de classement soit disponible) ou permettre, *via* des méthodes indirectes (cf. § 7.2), d'accéder aux indicateurs de durabilité généraux définis au § 6.1.2.

On trouvera donc parmi les indicateurs de substitution :

- **porosité accessible au mercure** (cf. § 6.4.2 et [20], [BARO 00]),
- **résistivité électrique** (cf. § 6.4.1 et [ANDR 01]),
- **quantité d'électricité** selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202 [30]),
- **coefficient de diffusion du CO_2** [PAPA 91c] ou **de l' O_2** [TUUT 82], [HOUS 94],
- **coefficient de diffusion de l'eau tritiée** (cf. § 6.4.3 et [18]),
- **coefficient d'absorption capillaire** [10], [BARO 02c].

6.1.5. Paramètres complémentaires

La détermination de *paramètres complémentaires* aux indicateurs précédemment définis peut être requise par la méthode choisie pour l'évaluation de certains des indicateurs, ou lorsque ces paramètres figurent comme données d'entrée d'un modèle prédictif, ou de façon plus générale, pour aider à l'interprétation, voire à la prévision de la durabilité. Le nombre de paramètres complémentaires requis dépendra du problème posé, notamment des spécificités de la formule de béton, de la catégorie de l'ouvrage et de son environnement, de la durée de vie exigée par le maître d'ouvrage et de ses exigences particulières. Par exemple,

il peut devenir indispensable de quantifier plusieurs paramètres complémentaires dans le cas d'un ouvrage spécial avec un niveau d'exigence élevé (durée de vie > 120 ans).

Des exemples de paramètres complémentaires sont donnés dans les sections suivantes.

6.1.5.1. Paramètres complémentaires généraux

- caractéristiques de la structure poreuse (telles que distribution des volumes poreux en fonction du rayon des pores, diamètre critique, ...),
- caractéristiques du réseau de fissures initial (densité de microfissures, ouverture, ...),
- degré d'hydratation du ciment,
- nature des hydrates,
- teneur en C-S-H,
- taux de saturation en eau,
- isothermes d'adsorption-désorption de vapeur d'eau, ou capacité de sorption (pente de l'isotherme),
- coefficient de diffusion de la vapeur d'eau,
- chaleur d'hydratation,
- déformations endogènes,
- résistance mécanique à la traction.

6.1.5.2. Paramètres complémentaires spécifiques à la corrosion des armatures initiée par les chlorures

- isothermes d'interaction chlorures-matrice, ou capacité de fixation (pente de l'isotherme),
- concentration en chlorures à la surface exposée.

6.1.5.3. Paramètres complémentaires spécifiques à l'alcali-réaction

- caractéristiques pétrographiques des granulats (par exemple, structure de la silice ou des silicates),
- variations dimensionnelles d'éprouvettes de mortier ou de béton mesurées lors des essais de qualification des granulats [47], [48], [49], [51].

6.1.6 . Remarque finale

Un même paramètre peut jouer le rôle *d'indicateur de durabilité* ou bien celui de *témoin de durée de vie* (cf. § 10.1), selon :

- le stade de l'étude où il intervient (typiquement, conception d'un ouvrage ou évaluation de sa durabilité résiduelle),
- le type de modèle prédictif mis en œuvre.

Par exemple, en ce qui concerne la corrosion des armatures initiée par la carbonatation, la teneur *initiale* en portlandite du béton interviendra en temps que donnée d'entrée (et donc en temps qu'indicateur de durabilité) pour certains modèles de carbonatation (cf. § 10.2.2 et 10.2.3 et annexes 6 et 7), alors que le profil de teneur en portlandite *résiduelle* dans la structure en béton armé pourra constituer l'une des sorties (témoin de durée de vie) des modèles de prédiction de la durée de vie, en l'absence de chlorures (cf. § 10.1 et annexe 7). Ce sera également le cas des déformations de gonflement, pour ce qui concerne l'alcali-réaction (cf. § 10.1 et 10.2.6 et annexe 11).

6.2. Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux et des paramètres complémentaires

Il est utile de préciser que les indicateurs de durabilité généraux retenus ne sont pas redondants ; ils constituent le minimum requis.

6.2.1. Importance de la porosité accessible à l'eau

La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. C'est en effet un indicateur de la qualité du matériau. Ce paramètre est plutôt bien corrélé avec la résistance moyenne à la compression : quand la porosité diminue (du fait de la diminution du rapport E/C, de l'ajout d'ultrafines, ...), la résistance augmente. La porosité accessible à l'eau reste toutefois un paramètre global, pas toujours suffisamment discriminant [BARO 00].

6.2.2. Importance des propriétés de transport

La dépassement des armatures, et de là un éventuel démarrage de leur corrosion, est initiée lorsque le front de carbonatation ou de pénétration des ions chlorure a traversé le "béton d'enrobage" et atteint le premier lit d'armatures (cf. § 3.2 et 10.1). Ceci signifie que les propriétés de transport du béton (perméabilité et coefficient de diffusion) vont jouer un rôle clé dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. Dans le cas de la corrosion des armatures, c'est le transport de l'eau, du dioxyde de carbone, de l'oxygène et des ions chlorure s'ils sont présents qui entre en jeu. De façon plus générale, la durabilité est très souvent liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration d'agents agressifs. En outre, tout mécanisme de dégradation, même interne au béton, fait intervenir un processus de transport en phase gazeuse ou en phase liquide, au moins de molécules d'eau et le cas échéant d'ions, tels que par exemple, alcalins, calcium et silicates dans le cas de l'alcali-réaction.

6.2.2.1. Coefficients de diffusion

La diffusion résulte de l'agitation aléatoire d'espèces (molécules ou ions) soumises à un gradient de potentiel chimique. La cinétique de diffusion est théoriquement indépendante de la taille des vides (pores ou fissures), mais elle dépend de la dimension des molécules ou des ions diffusants. A l'échelle macroscopique, le coefficient de diffusion est fonction de la porosité totale et peut également être influencé par la fissuration (cf. Annexe 2, § A2.3).

Pour ce qui concerne l'alcali-réaction, au démarrage de la réaction les différents ions réagissants sont présents sur les sites réactionnels. Cependant, au fur et à mesure de leur consommation, le renouvellement de ces ions ne peut se faire que par diffusion au sein de la solution interstitielle. La détermination d'un coefficient de diffusion est donc, dans ce cas, de première importance.

Les ions chlorure ont un impact direct sur la corrosion des armatures. De plus, la détermination du coefficient de diffusion des ions chlorure fait l'objet de modes opératoires (cf. § 7.2.2). C'est donc le coefficient de diffusion des ions chlorure qui est sélectionné ici pour quantifier l'aptitude à la diffusion ionique du béton.

En conditions saturées, quand la concentration en ions est plus élevée à l'extérieur que dans le béton, le gradient de concentration induit une pénétration des ions dans le matériau. Ainsi, les ions chlorure transitent dans la phase liquide interstitielle du béton par diffusion.

- **Coefficient de diffusion *effectif* des ions chlorure - Première loi de Fick**

Si l'on néglige les interactions électriques entre les chlorures et les autres ions présents, le processus de diffusion est décrit par la première loi de Fick : si les ions se déplacent suivant une direction perpendiculaire à la surface d'entrée dans un milieu homogène, le flux massique J (en $\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$), représentant la quantité d'ions se déplaçant à travers une unité de surface de béton pendant une seconde, est donné par (8) :

$$J = -D_{\text{eff}} \cdot \frac{dc_f}{dx} \quad (8)$$

où D_{eff} : coefficient de diffusion *effectif* des ions chlorure dans le matériau (en $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$),
 c_f : concentration en chlorure "libres" de la solution interstitielle (en kg.m^{-3}), à la profondeur x et au temps t .

Le coefficient de diffusion *effectif* est fonction non seulement du matériau (composition, âge, état de carbonatation, fissuration, ...), mais également des conditions environnementales (concentration en chlorures, température, ...). Des relations empiriques $D_{\text{eff}} = f(T, [\text{Cl}^-], \dots)$ ont d'ailleurs été proposées dans la littérature (cf. Figure 18 [TANG 01]).

- **Coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure - Seconde loi de Fick**

En tenant compte de la loi de conservation de la masse, on obtient la seconde loi de Fick, qui s'écrit, lorsque le coefficient de diffusion *effectif* ne dépend pas de la concentration en ions, de la façon suivante (9) :

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = D_{\text{app}} \cdot \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \quad (9)$$

où D_{app} : coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure dans le matériau (en $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$).

C'est cette équation (9) qui est généralement utilisée pour décrire la pénétration des chlorures par diffusion dans le béton saturé en régime non stationnaire [SERG 92], [BARO 98b], [BARO 02a], [BARO 02b] (cf. § 7.2.2 et annexes 9 et 13).

- **Relation entre coefficients de diffusion *effectif* et *apparent* des ions chlorure**

Les deux coefficients de diffusion D_{eff} et D_{app} sont liés par la formule (10), faisant intervenir notamment la pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice $m_b = f(c_f)$ (cf. Figure 10, § 5.1.2) et la porosité du matériau :

$$D_{\text{app}} = \frac{D_{\text{eff}}}{\left(\Phi + \rho \cdot \frac{\partial m_b}{\partial c_f} \right)} \quad (10)$$

où Φ : porosité du matériau accessible aux chlorures (en $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$),
 m_b : masse de chlorures liés par unité de masse de solide sec (en $\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1}$),
 c_f : concentration en chlorures "libres" de la solution interstitielle (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$),
 ρ : masse volumique apparente du matériau à l'état sec (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$),
 $k_d = \frac{\partial m_b}{\partial c_f}$: pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice (appelée capacité de fixation ou encore coefficient de partage).

Avec l'hypothèse d'une capacité de fixation k_d constante, c'est-à-dire d'une isotherme d'interaction linéaire, k_d peut être évaluée de façon simple à partir des paramètres de formulation [DELA 96]. Dans le cas général, l'isotherme n'étant pas linéaire, k_d n'est pas constante. La capacité de fixation peut alors être obtenue expérimentalement selon les méthodes proposées par exemple par [TANG 93] ou [FRAN 01], ou encore par calcul à partir des paramètres de formulation (voir par exemple [PAPA 00], [PAPA 02], où le calcul est basé sur une isotherme de Langmuir).

D'autre part, il est nécessaire de noter que l'isotherme d'interaction, et par conséquent la capacité de fixation, dépendent de la température. On notera en particulier qu'une partie des chlorures liés à basse température peut être solubilisée (dans la solution interstitielle du béton) lorsque la température augmente [NILS 96], [LARS 97], [WOWR 00].

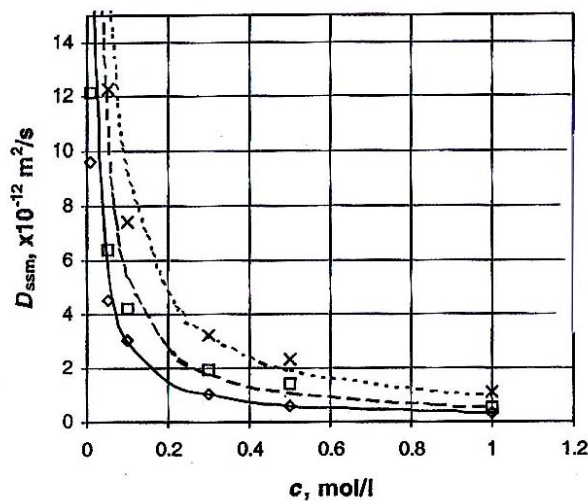


Figure 18 : Variation du coefficient de diffusion effectif des ions chlorure en fonction de la concentration en chlorures [TANG 01].

6.2.2.2. Perméabilité aux gaz et aux liquides - Loi de Darcy

La perméabilité quantifie l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous gradient de pression totale. La vitesse de filtration $\vec{v}$ (en m.s⁻¹) d'un fluide régie par la loi de Darcy s'écrit en conditions non saturées, en négligeant les effets de gravité et les effets dynamiques selon (11) [COUS 01] :

$$\vec{v} = -\frac{K}{\eta} \cdot k_r(S) \cdot \vec{\nabla} p \quad (11)$$

où $\vec{\nabla}_p$: gradient de pression auquel est soumis l'échantillon de matériau,
 $k_r(S)$: perméabilité relative au fluide qui est fonction du taux de saturation en eau S (cf. § 6.2.4.2),
 η : viscosité dynamique du fluide,
 K : perméabilité *intrinsèque* du matériau, théoriquement indépendante des phases saturantes.

La perméabilité *apparente* ($K \cdot k_r(S) / \eta$) dépend donc des caractéristiques du fluide, du réseau poreux du matériau (distribution des volumes poreux, connectivité, ...) et également de l'état hydrique de l'éprouvette ou de la structure considérée (cf. § 6.2.4.3).

La perméabilité dépend également de l'état de (micro)fissuration, bien que la corrélation entre ces deux paramètres ne soit pas clairement établie. L'écoulement est grandement influencé par la taille (ou ouverture) des vides (pores et fissures) et par leur connectivité, ainsi que par la rugosité des fissures (cf. Annexe 2, § A2.2). Si le réseau n'est pas connecté, la perméabilité est quasiment nulle. Au-delà du seuil de percolation et en présence de fissures, la perméabilité peut augmenter de plusieurs ordres de grandeurs.

Lorsque les transferts de fluide dans le béton sont susceptibles d'avoir lieu sous forme gazeuse et liquide, il est important de quantifier à la fois la perméabilité apparente aux gaz et celle aux liquides (notamment à l'eau).

6.2.2.3. Conclusion

La perméabilité (*apparente* ou *intrinsèque*) et le coefficient de diffusion des chlorures (*effectif* ou *apparent*) apparaissent donc comme des paramètres fondamentaux dans les lois théoriques qui régissent les transferts dans les bétons. De plus, ces paramètres sont accessibles expérimentalement à partir d'essais de laboratoire, par exemple par les méthodes qui vont être décrites dans ce guide (cf. § 7). Au titre de la pertinence théorique dans la quantification et la prévision de la durabilité du béton, et au titre de l'accessibilité expérimentale, il est donc justifié de qualifier ces paramètres *d'indicateurs de durabilité*.

6.2.3. Rôle de la teneur en portlandite Ca(OH)₂

La portlandite est très sensible aux agressions chimiques (en particulier les attaques acides qui provoquent une lixiviation) à cause de sa forte solubilité ($s = 1,36 \cdot 10^{-2}$ mol.L⁻¹ à $T = 25$ °C).

De même, le rôle du calcium est unanimement reconnu dans la formation des produits d'alcali-réaction. Sans ion calcium, la dissolution de la silice n'entraîne pas de désordre. Plus

précisément, les cristaux de portlandite présents dans la pâte de ciment durcie interviennent dans l'alcali-réaction comme une réserve en ions calcium, permettant de réapprovisionner la solution (par dissolution) au fur et à mesure de la consommation des ions calcium par la formation des produits de réaction. La nocivité de ces produits est en grande partie imputable au calcium. Dans le cas de l'alcali-réaction, la portlandite a donc un rôle négatif. A ce titre, la teneur en portlandite est un indicateur important pour la prévision de la durabilité d'un béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. On notera toutefois qu'il peut se former des C-S-H ou des C-K-S-H qui ne soient pas expansifs en présence de calcium. De plus, il s'avère que les gels des "pop-outs" essentiellement alcalins sont expansifs [HORN 96].

Par ailleurs, la réserve basique que constituent les cristaux de portlandite est primordiale pour assurer et maintenir la passivation des armatures au cours du temps. A ce titre, la teneur en portlandite a un rôle positif et est un indicateur de durabilité important vis-à-vis de la protection des armatures. La teneur initiale en portlandite est une donnée d'entrée de la plupart des modèles de carbonatation du béton (cf. § 10.2.2 et 10.2.3).

La teneur en portlandite est directement liée au type de ciment utilisé. Des exemples de teneurs en portlandite mesurées par analyse thermogravimétrique (ATG) (cf. § 7.2.5.1) [20] sur éprouvettes de béton âgées de 90 jours sont donnés dans le tableau 6, en fonction de la composition du liant. On notera qu'en l'absence de carbonatation, tous les ciments, y compris les ciments à forte teneur en laitier, cendres volantes ou fumées de silice garantissent un pH suffisant pour empêcher la dépassivation des aciers (pH > 12 dans les bétons à base de CEM III/C, par exemple).

Tableau 6 : Exemples de teneurs en portlandite Ca(OH)_2 mesurées par ATG [20] sur éprouvettes de béton âgées de 90 jours, après conservation dans l'eau, en fonction du type de béton

Type de béton →	Béton sans addition pouzzolanique		BHP-BTHP	Béton aux cendres	Béton au laitier				
	CEM I 52,5 PM ES	CEM II 32,5 au filler calc.	5 à 12 % FS	CEM II 32,5 (25 % CV)	CEM II 32,5	CEM III/A	CEM III/B	CEM III/C	CEM V/A PM ES
Teneur en Ca(OH) ₂ (% / masse initiale de ciment)	22-26	19-22	13-20	20	15-18	8-15	4-6	3-5	8-12

6.2.4. Importance de l'état hydrique du béton

6.2.4.1. Introduction

Selon *Svanholm* [SVAN 83], l'état hydrique d'un matériau conditionne la majorité de ses propriétés. Ainsi, la résistance à la compression d'un béton sec augmente de 40 à 70 % par rapport à celle d'un béton saturé. La résistance à la traction varie dans le même sens et peut même doubler après un séchage complet. De même, la conductivité thermique du matériau augmente linéairement avec son état d'humidité. Les indicateurs de durabilité retenus n'échappent pas à cette règle : ils sont, à des degrés variables, sensibles à l'état hydrique du matériau. En particulier, la valeur des paramètres de transfert (perméabilité et coefficient de diffusion) dépend de la répartition de l'eau au sein de l'espace poreux.

Pour quantifier l'état hydrique d'un matériau poreux, on peut utiliser différents paramètres, tels que par exemple la *teneur en eau* ou le *taux de saturation en eau liquide*. La définition de ces paramètres, ainsi que leur influence sur les propriétés concernées par ce document, sont brièvement rappelées dans ce qui suit.

6.2.4.2. Définition de la teneur en eau et du taux de saturation en eau liquide

La *teneur en eau massique* $W_{(t)}$ (en %) d'un échantillon de béton à un instant t quantifie la proportion massique d'eau. Elle est donnée par la formule (12) [20] :

$$W_{(t)} = \frac{\text{masse d'eau}}{\text{masse de matériau sec}} = \frac{m_{(t)} - m_{\text{sec}}}{m_{\text{sec}}} \cdot 100 \quad (12)$$

où $m_{(t)}$: masse de l'échantillon de béton à l'instant t ,
 m_{sec} : masse de l'échantillon à l'état sec.

La teneur en eau d'un échantillon de béton est fonction de l'humidité relative (HR) de la phase gazeuse en équilibre avec la phase liquide contenue dans le réseau poreux à une température donnée. La courbe $W = W(HR)$ obtenue à l'équilibre à une température donnée est appelée *isotherme de sorption de vapeur d'eau* (cf. Figure 19) [BARO 94], [BARO 99], [BARO 01b], [20]. Expérimentalement on obtient en fait deux courbes distinctes, suivant que l'on procède par humidités relatives décroissantes (*isotherme de désorption*) ou par humidités relatives croissantes (*isotherme d'adsorption*). Les cycles de désorption-adsorption font donc apparaître un phénomène d'hystérésis. Il est à noter que cette isotherme est une donnée incontournable pour qui souhaite modéliser le transfert d'humidité et ses conséquences dans un milieu poreux [BARO 99], [BARO 01b].

Le *taux (ou degré) de saturation en eau liquide* S (en %) renseigne sur la fraction occupée par l'eau liquide dans l'ensemble du volume poreux. Il est donné sous forme volumique dans les références [BARO 99] et [BARO 01b]. Il est donné sous forme massique dans la référence [10] par la formule (13) :

$$S = \frac{M - M_{\text{sec}}}{M_{\text{sat}} - M_{\text{sec}}} \quad (13)$$

6.2.4.3. Influence de l'état hydrique du béton sur la perméabilité au gaz

De nombreux travaux ont mis en évidence l'influence de l'état hydrique sur la perméabilité aux gaz. La perméabilité aux gaz d'une éprouvette de béton augmente quand le taux de saturation en eau moyen diminue [10], [ABBA 99], [VILL 01], [BARO 02c]. Plus précisément, *Parrot & Hong* [PARR 91] ont mesuré la perméabilité apparente à l'air d'un béton de peau préalablement séché puis humidifié deux fois pendant un an. La figure 20 présente les variations de cette perméabilité en fonction du temps au cours des cycles d'humidification-séchage. Les mesures ont été effectuées dans quatre cavités (zones) différentes soit l'équivalent de quatre échantillons. On constate que la perméabilité augmente durant la période de séchage et diminue brusquement lors de l'humidification du béton. L'amplitude maximum de perméabilité relevée est voisine de trois ordres de grandeur. De même, les travaux du groupe AFPC-AFREM "Durabilité des bétons" [10] concernant l'étude de la dépendance de la perméabilité vis-à-vis du séchage ont mis aussi en évidence une variation de la perméabilité apparente à l'oxygène, en fonction du taux de saturation, de deux ordres de grandeur (pour un taux de saturation variant de 0 à 65 %) (cf. Figure 21).

Il peut être intéressant de mesurer la perméabilité au gaz pour des HR supérieures à 60 % (c'est-à-dire correspondant à la gamme des HR ambiantes extérieures en Europe), afin de se rapprocher des conditions hydriques *in situ* d'un ouvrage. *Parrott* [PARR 94] a ainsi donné la variation de la perméabilité à l'air de bétons en fonction de l'humidité relative de conservation et a présenté ses résultats sous forme normalisée (k/k_{60}), la perméabilité apparente étant ramenée à la valeur mesurée à HR = 60 % (cf. Figure 22). On constate que, dans le domaine HR = 20-60 %, la perméabilité varie relativement peu. Au contraire, au-delà de HR = 60 %, la perméabilité varie d'un ordre de grandeur et cette variation est d'autant plus rapide que le béton est perméable. On distingue ainsi nettement deux comportements : l'un relatif aux bétons perméables (bétons courants) avec une forte réduction de la perméabilité pour HR $\geq$ 90 %, l'autre relatif aux bétons peu perméables (BHP) avec une variation progressive de la perméabilité lorsque HR varie entre 60 et 99 %.

6.2.4.4. Influence de l'état hydrique du béton sur la perméabilité à l'eau liquide

Des expressions analytiques sont proposées dans la littérature (cf. par exemple [VAN-G 80]) pour exprimer les variations de la perméabilité relative à l'eau liquide k_{rl} en fonction du taux de saturation S. La courbe $k_{rl} = k_{rl}(S)$ présentée en figure 23 [BARO 01b], [COUS 01] montre que, pour $S \leq 40$ %, la perméabilité relative s'annule car dans ce domaine la phase liquide est discontinue (formation d'îlots liquides dans le réseau poreux [BARO 94]). Le transport en phase liquide suivant la loi de Darcy est alors négligeable. Dans le domaine $S > 80$ %, quand S croît, l'augmentation de la perméabilité relative k_{rl} est très importante.

6.2.4.5. Influence de l'état hydrique du béton sur la pénétration des ions chlorure

L'imbibition d'un matériau partiellement saturé par une solution saline induit la pénétration des chlorures par capillarité (cf. § 5.1.2, figure 9). En présence de cycles d'humidification-séchage, les gradients de teneur en eau et de concentration en chlorures, suivant le même axe, induisent une pénétration des chlorures conjointement par capillarité et par diffusion [TANG 96b].

Dans un matériau partiellement saturé où la teneur en eau est homogène, le coefficient de diffusion diminue avec la teneur en eau. Ce dernier phénomène a été mis en évidence par *Francy* (cf. Figure 24 [FRANCY 98]) à l'aide de mesures électriques, le coefficient de diffusion étant proportionnel à la conductivité électrique (cf. § 7.2.2.4). Ainsi, la figure 24 montre que pour le matériau étudié la diffusion cesse pour une HR inférieure à 50 % correspondant à la discontinuité de la phase liquide.

6.2.4.6. Conclusion : prise en compte de l'état hydrique du béton dans la démarche proposée

Il apparaît donc essentiel de connaître l'état hydrique, et dans la mesure du possible, la répartition de la teneur en eau (gradient) dans l'élément de structure que l'on souhaite étudier.

Une conclusion importante à tirer de l'analyse précédente, vis-à-vis des méthodes d'essais, est qu'il est important de déterminer les indicateurs de durabilité (par exemple, perméabilité au gaz ou à l'eau liquide, ou encore coefficient de diffusion) dans des conditions hydriques bien définies, et qu'une comparaison entre différentes valeurs expérimentales (et différents matériaux) ne pourra s'effectuer que dans le cas de conditions hydriques identiques (§ 7). Il est nécessaire de s'assurer en outre que le taux de saturation du matériau est tel que l'on puisse obtenir une mesure fiable.

Le paramètre complémentaire "taux de saturation" (ou encore "isotherme de sorption de vapeur d'eau") doit donc dans de nombreux cas être associé aux indicateurs de durabilité généraux. Par exemple, la donnée d'une perméabilité aux gaz seule est insuffisante pour évaluer un béton. Il est nécessaire d'indiquer le taux de saturation correspondant. De plus, la comparaison entre différents bétons devra être effectuée à taux de saturation identique (par exemple, $S = 0$ [10]). De même, pour comparer des valeurs de perméabilité à l'eau liquide, il faut s'assurer que les échantillons soient dans un état de saturation identique. En pratique, le plus simple est que les échantillons soient complètement saturés, cf. § 7.2.4.

Nous avons vu également que l'état hydrique du béton était essentiel dans le développement des réactions chimiques et de leurs conséquences macroscopiques (cf. Corrosion des aciers § 5.1.3, ou alcali-réaction § 5.2.3 et 6.3.3).

En résumé, l'état hydrique des éprouvettes de béton nécessaires à la détermination des indicateurs de durabilité sera pris en compte grâce notamment au paramètre complémentaire "taux de saturation". En ce qui concerne l'état hydrique *in situ* des structures étudiées, celui-ci sera pris en compte grâce aux différents types d'environnement définis dans ce guide sur la base des normes et des recommandations existantes (cf. § 9.1).

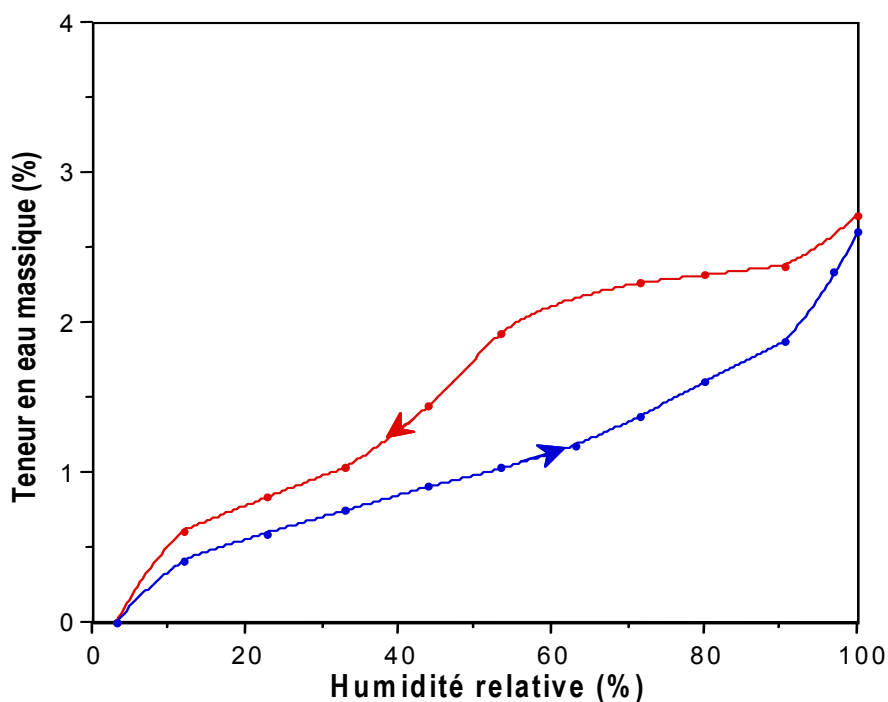


Figure 19 : Isotherme de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau (à $T = 23 \pm 0,1$ °C) d'un béton à hautes performances [BARO 01b].

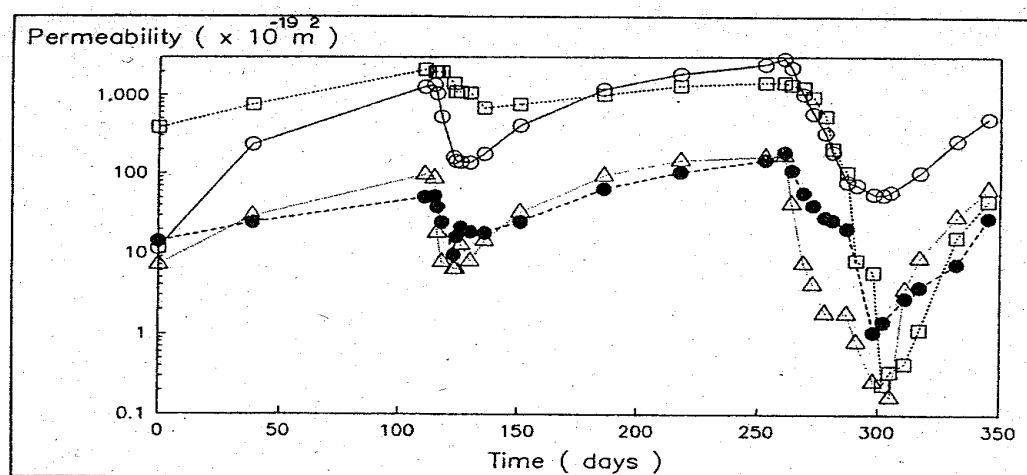


Figure 20 : Evolution de la perméabilité apparente à l'air de bétons en fonction du temps, au cours de cycles d'humidification-séchage [PARR 91].

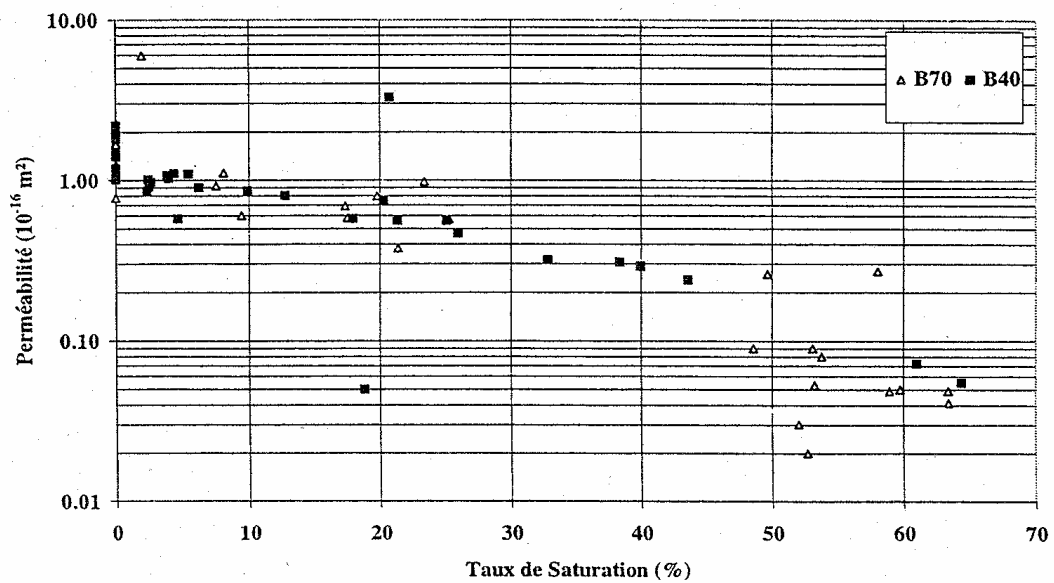


Figure 21 : Variation de la perméabilité apparente à l'oxygène en fonction du taux de saturation en eau liquide pour deux bétons (B40 et B70) [10].

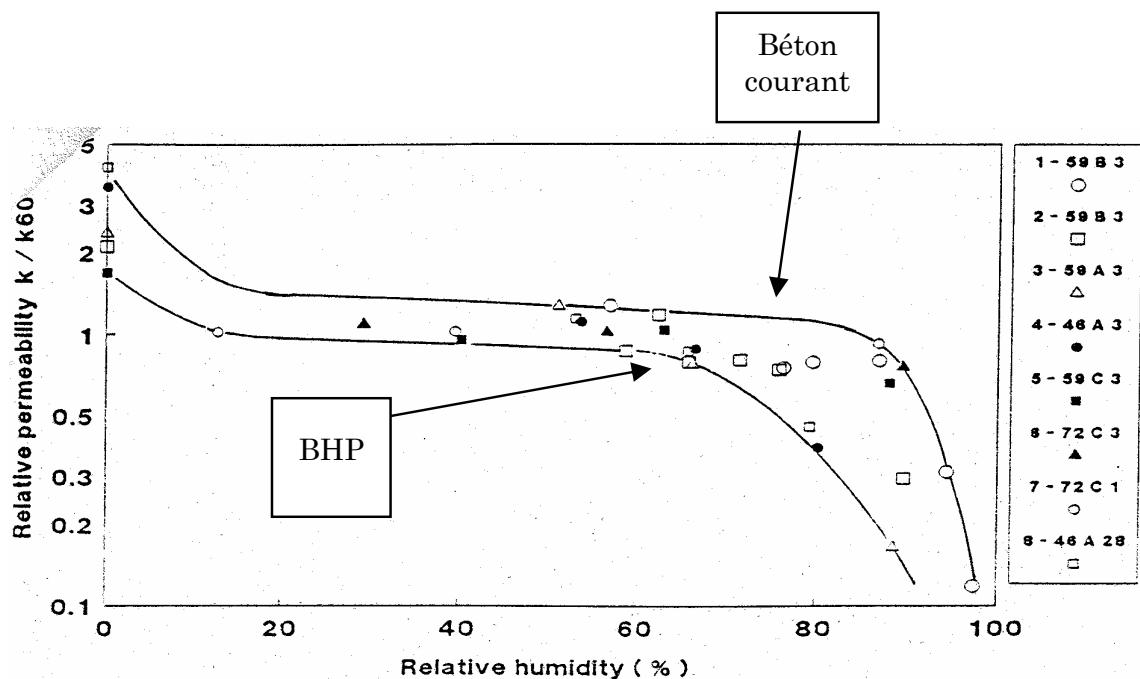


Figure 22 : Variation de la perméabilité à l'air ramenée à la valeur mesurée à HR = 60 % (k/k_{60}) en fonction de l'humidité relative du milieu ambiant, pour des bétons courants et à hautes performances [PARR 94].

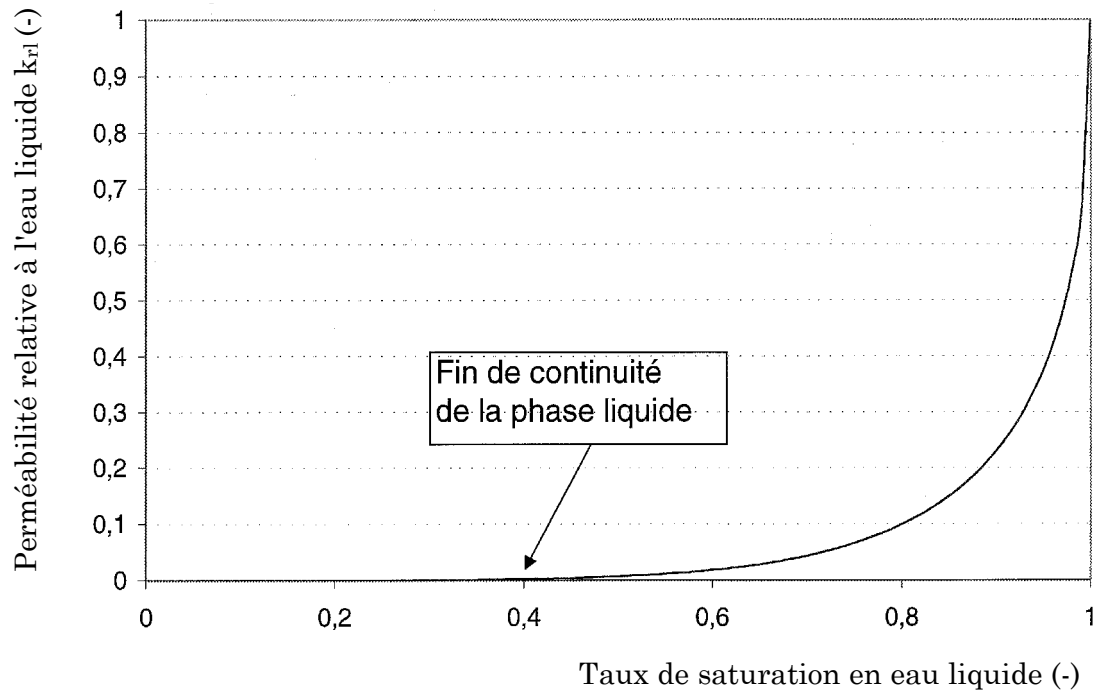


Figure 23 : Perméabilité relative à l'eau liquide k_{rl} calculée en fonction du taux de saturation en eau liquide, pour un béton ordinaire [BARO 01b], [COUS 01].

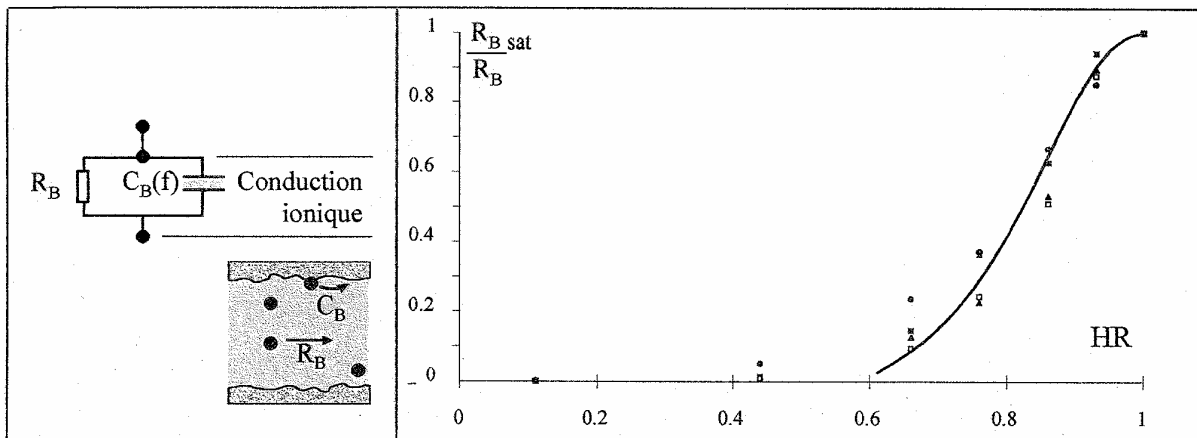


Figure 24 : Variation de la conductivité électrique ramenée à la valeur à saturation d'un mortier en fonction de l'humidité relative [FRANCY 98].

6.3. Justification du choix des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction

6.3.1. Remarque préliminaire

A la différence des paramètres retenus dans les *Recommandations du LCPC* [1] qui ont pour but d'éviter que l'alcali-réaction n'apparaisse pendant la vie de l'ouvrage, les indicateurs de durabilité retenus dans l'approche décrite dans ce guide se doivent d'être des paramètres quantifiant les performances du béton dans son ensemble et/ou intégrables dans des modèles prédictifs.

Ainsi, les paramètres issus des essais de gonflement réalisés pour tester la réactivité potentielle des granulats (*P 18-585* [47], *P 18-587* [48], *P 18-588* [49] et *P 18-590* [51]) ne peuvent être considérés comme des indicateurs de durabilité. Ces paramètres ne quantifient en effet pas la réactivité du béton qui mettra en œuvre ces granulats et ne constituent pas les données d'entrée des modèles existants (cf. § 10.2.6 et 10.2.7), à la différence des **déformations de gonflement d'éprouvettes en béton** mesurées selon la norme *NF P 18-454* [24].

Les indicateurs chimiques **quantité de silice libérée par les granulats et concentration en alcalins équivalents actifs de la solution interstitielle** quant à eux permettent de modéliser la réaction au niveau de la (micro)structure du matériau, et notamment le processus de formation des produits d'alcali-réaction au sein de la matrice (cf. § 10.2.6 et 10.2.7).

6.3.2. Indicateur chimique : quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique)

La première étape pour évaluer la durabilité d'un béton et d'un ouvrage vis-à-vis de l'alcali-réaction consiste à évaluer la réactivité potentielle des granulats (cf. Organigramme donné en figure 26, § 9.3). La libération de la silice en solution à partir de granulats réactifs est en effet considérée comme la condition première à la formation éventuelle d'un gel susceptible d'induire des processus délétères pour le béton. De nombreuses normes ont pris la concentration en silice comme le critère cardinal d'évaluation de la réactivité potentielle d'un granulat (norme américaine *ASTM C-289* [14] et norme française *NF P 18-589* [50]). Par exemple, le test cinétique de la norme *NF P 18-589* [50] quantifie la quantité de silice libérée en fonction du temps, à $T = 80\text{ °C}$, et permet le classement des granulats en catégorie **NR**, **PR** ou **PRP** (cf. § 5.2.2).

Seules certaines formes de silice sont particulièrement instables en milieu basique. La répartition géométrique de cette silice au sein des granulats détermine son accessibilité et donc sa participation potentielle à l'alcali-réaction. Il est donc plus pertinent de quantifier la silice libérable sur le mélange granulaire, c'est à dire à partir d'un échantillon de granulats de même granulométrie et de mêmes proportions que celles de la formule de béton.

Le phénomène de "pessimum" (cf. § 5.2.2.4) serait essentiellement dû à la consommation très rapide des alcalins lorsque la silice est très réactive et/ou très finement répartie. En suivant la cinétique de libération de la silice, il est alors possible de détecter une libération précoce, susceptible de conduire à l'existence d'un effet de pessimum. Pour certains granulats réactifs, au contraire, la dissolution est tellement lente que leur nocivité dans un béton va dépendre de la durée de vie prévue pour l'ouvrage. Là encore, la détermination de la vitesse de libération de la silice permet de détecter cette famille de granulats à cinétique lente.

6.3.3. Indicateur chimique : concentration en alcalins équivalents actifs de la solution interstitielle

La concentration en ions OH^- et donc l'agressivité de la solution interstitielle vis-à-vis des granulats, dépend directement de la quantité d'alcalins actifs. Elle dépend également de la quantité d'eau disponible après hydratation du ciment. Cette quantité est liée au rapport E/C de la formule de béton.

En fait, le potentiel de formation des produits de réaction dépend conjointement de la silice libérable et de la concentration en OH^- de la solution d'attaque. Ainsi, une quantité importante de silice peut être tolérable si la solution est peu alcaline, donc peu agressive. De même, il est possible d'admettre des quantités élevées d'alcalins si les granulats sont non réactifs (**NR**). Le seuil admissible pour les alcalins dépendra donc du type de granulats (cf. Organigramme donné en figure 26, § 9.3).

Il y a lieu de signaler également la possibilité d'une distribution hétérogène des oxydes alcalins dans le béton (existence de gradients, enrichissements locaux...).

6.3.4. Indicateur global et macroscopique : déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (selon la norme NF P 18-454 [24])

La mesure des déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (selon la norme NF P 18-454 [24]) permet de quantifier le comportement macroscopique du matériau vis-à-vis de l'alcali-réaction.

Cette mesure est indispensable pour évaluer la durabilité des formules contenant des additions minérales susceptibles de libérer de la silice réactive (fillers siliceux tels que le sable de quartz broyé), vu la non-pertinence de l'indicateur chimique "quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps" dans ce cas (cf. Organigramme donné en figure 26, § 9.3). Dans les autres cas, la mesure des déformations de gonflement peut être réservée à l'évaluation de formules de béton pour lesquelles des risques d'alcali-réaction ont été identifiés (cf. Organigramme donné en figure 26, § 9.3).

En outre, la détermination de l'indicateur global et macroscopique est requise pour alimenter les modèles de prédiction de la durée de vie résiduelle des ouvrages atteints d'alcali-réaction (cf. § 10.2.6 et 10.2.7).

6.4. Justification du choix pour quelques indicateurs de substitution

6.4.1. Résistivité électrique

La résistivité électrique ρ d'un béton saturé en eau est fonction des paramètres suivants :

- volume des pores,
- connectivité du réseau poreux,
- type de ciment (résistivité intrinsèque des C-S-H),
- âge (degré d'hydratation),
- température,
- composition chimique de la solution interstitielle.

De plus, la résistivité d'un béton saturé en eau est dépendante de la présence de carbonatation ou de chlorures. En effet, quand le béton se carbonate, la solution interstitielle est beaucoup plus diluée et la résistivité de celle-ci peut augmenter significativement. A contrario, dans un béton contaminé par les chlorures, la présence de ces ions abaisse la résistivité de la solution par rapport à des valeurs typiques de milieu alcalin.

Dans un béton sain, en l'absence d'agents agressifs (carbonates ou chlorures), l'influence de la composition chimique de la solution interstitielle reste faible, si la solution reste alcaline. En effet, aux fortes valeurs de pH, la résistivité de la solution interstitielle se situe dans la fourchette 0,30-1,0 $\Omega \cdot m$. Cette valeur est très faible comparativement à celle d'un béton saturé par cette même solution, qui, après plusieurs jours d'hydratation, atteint plusieurs $\Omega \cdot m$. Le courant électrique se propage essentiellement *via* l'espace poreux saturé. Le paramètre prépondérant est donc la connectivité du réseau poreux. La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de caractériser de façon indirecte la connectivité du réseau poreux d'un milieu saturé. En outre, plus la porosité est élevée, plus la résistivité est faible, du fait d'une plus grande fraction volumique de pores occupée par la phase liquide interstitielle.

D'autre part, la résistivité étant l'inverse de la conductivité, elle est inversement proportionnelle au coefficient de diffusion *effectif* des chlorures. La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple d'évaluer la résistance à la pénétration des chlorures, sans mesure directe de coefficient de diffusion (cf. § 7.2.2.4).

Il est possible également d'accéder à la perméabilité aux liquides *via* le facteur de formation qui peut s'exprimer soit comme un rapport de résistivités électriques, soit comme un rapport de coefficients de diffusion (cf. § 7.2.4.3).

Pour quantifier la résistance à la carbonatation, on peut également utiliser une mesure de résistivité, grâce à la relation existant entre la porosité et la facilité de pénétration du gaz CO₂. Toutefois, dans ce cas, la relation sera purement empirique au lieu de s'appuyer sur des bases théoriques comme dans le cas des chlorures.

La résistivité électrique est aussi nécessaire pour alimenter certains modèles prédictifs. A titre d'illustration, un modèle prédictif de durée de vie, dont le paramètre d'entrée principal est la résistivité électrique, est présenté en annexe 10 [ANDR 01].

L'existence de techniques non destructives s'appliquant *in situ* [POLD 01] pour mesurer la résistivité électrique constitue un avantage supplémentaire de cet indicateur de substitution (cf. § 10.5.3).

6.4.2. Porosité accessible au mercure

Il peut être intéressant de mesurer la porosité par intrusion de mercure, car cette technique donne en plus accès à des paramètres complémentaires très utiles (cf. § 6.1.5.1), que sont les caractéristiques de la structure poreuse, telles que la distribution des volumes poreux en fonction du rayon des pores ou encore le diamètre critique (cf. § 7.2.4.3). La porosimétrie par intrusion de mercure constitue l'un des principaux outils d'investigation de la structure poreuse des bétons. En ce qui concerne la corrélation existant entre porosité accessible à l'eau et au mercure, le lecteur pourra se reporter à la littérature disponible sur le sujet (voir par exemple, [BARO 00] et [BARO 01a]).

6.4.3. Coefficient de diffusion de l'eau tritiée

Selon le problème à traiter et afin d'obtenir une bonne adéquation processus physico-chimiques / matériau / méthode d'essai, d'autres espèces que les ions chlorure peuvent être choisies dans l'objectif de quantifier l'aptitude à la diffusion. Ainsi, dans le cas des BFUP, c'est le coefficient de diffusion de l'eau tritiée qui sera déterminé [18]. Le lecteur trouvera des exemples de valeurs pour ce coefficient, en fonction du type de béton, dans la partie 3 de la référence [18].

7. MÉTHODES DE DÉTERMINATION DES INDICATEURS DE DURABILITÉ

7.1. Remarque préliminaire

Seuls les indicateurs de durabilité généraux, les indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction et les indicateurs de substitution requis pour les méthodes indirectes de détermination des indicateurs généraux sont considérés ici. Pour les méthodes de détermination des autres paramètres, le lecteur pourra se reporter aux modes opératoires normalisés, publiés ou en cours de rédaction dans le cadre d'autres groupes de travail français (AFGC, RGPU, ...) ou internationaux (Technical Committees RILEM, ...).

Les méthodes qui vont être décrites ici sont pour la plupart relatives à des essais de laboratoire conventionnels (souvent "accélérés") dont les conditions peuvent paraître éloignées de la réalité *in situ*. Cependant, ces méthodes ont l'avantage de se référer à des essais praticables par la majorité des laboratoires, dans des conditions bien définies et sur lesquels il existe un consensus à l'heure actuelle en France et dans d'autres pays. Ces méthodes permettent de quantifier les paramètres de manière aussi fiable, répétable et reproductible que possible avec les moyens actuellement disponibles.

7.2. Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux

7.2.1. Porosité accessible à l'eau

Parmi les méthodes à disposition, la détermination de la porosité accessible à l'eau par pesée hydrostatique est une mesure simple et praticable sur une large variété de matériaux. Les mesures sont réalisables selon le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM "*Détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau*" [10]. L'essai comprend les étapes suivantes : saturation en eau sous vide, pesée hydrostatique et étuvage à $T = 105 \pm 5$ °C jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire lorsque deux pesées consécutives espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %.

7.2.2. Coefficients de diffusion des ions chlorure (en conditions saturées)

7.2.2.1. Remarques préliminaires

Dans de nombreux cas réels, les chlorures pénètrent dans le béton alors que celui-ci n'est pas saturé. Cependant, les méthodes existant à la date de rédaction de ce guide pour déterminer un coefficient de diffusion des chlorures en laboratoire en conditions non saturées (se reporter par exemple à [DAIA 01a]) sont trop peu répandues pour pouvoir être proposées dans le cadre de ce guide.

En conditions saturées, le coefficient de diffusion des chlorures peut être déterminé à partir d'un essai de diffusion naturelle ou de migration sous champ électrique (en régime stationnaire ou non stationnaire). Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de mesure appliquée unanimement par l'ensemble de la communauté scientifique pour

déterminer ce coefficient. Plusieurs techniques expérimentales et méthodes de calcul existent et elles ont chacune leurs "adeptes". Une comparaison des résultats obtenus avec différentes méthodes et sur différents bétons est présentée en annexe 12, ainsi que dans les références [BARO 98a], [ANDR 00b], [BARO 02a], illustrant une bonne cohérence entre les différentes mesures.

Il est important de préciser que les résultats obtenus avec ces différentes méthodes sont très dépendants des conditions d'essai (composition chimique de la solution diffusante, temps de contact, ...). En outre, il est très important de distinguer si la méthode appliquée (essai + calcul) conduit à un coefficient de diffusion **effectif** D_{eff} ou **apparent** D_{app} (cf. § 6.2.2.1). Il faut de ce fait être attentif à la signification des résultats d'une mesure avant de les utiliser pour l'évaluation de la durabilité et en particulier pour des calculs de prédiction, sinon il peut en résulter des erreurs importantes.

7.2.2.2. Essais de diffusion

- Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion *en régime stationnaire*, en appliquant la première loi de Fick (cf. § 6.2.2.1). Pour plus d'informations, le lecteur pourra se reporter à la référence [FRAN 01]. Il est à préciser que ces essais sont particulièrement longs et deviennent donc impraticables avec des matériaux peu poreux.
- Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion *en régime non stationnaire* en appliquant la seconde loi de Fick pour l'analyse des profils obtenus expérimentalement (cf. § 6.2.2.1). Le lecteur pourra se reporter aux références [BARO 96], [HENR 00], [BARO 02a] ou [20] pour plus d'informations.
- Il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre si l'on a quantifié en plus la porosité du matériau et les interactions chlorures-matrice (cf. § 6.2.2.1), par exemple à partir de la détermination expérimentale de l'isotherme d'interaction (se reporter aux travaux réalisés sur pâtes de ciment durcies ou mortiers par [BIGA 96] et [DELA 97]).

7.2.2.3. Essais de migration sous champ électrique

Les essais de migration sous champ électrique présentent l'avantage d'être plus rapides que les essais de diffusion. Différentes techniques expérimentales et méthodes de calcul existent. A la date de rédaction de ce guide, des groupes de travail français (Réseau Génie Civil et Urbain, ...) et internationaux (Technical Committee RILEM "*Testing and modelling chloride ingress into concrete*") travaillent à l'uniformisation d'un mode opératoire pour ces essais de migration. Il n'est donc pas possible à l'heure actuelle de recommander une méthode unique. Différentes méthodes et leurs avantages respectifs sont donc présentées dans ce qui suit.

- Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être déterminé directement à partir d'un essai de migration sous champ électrique *en régime stationnaire*. L'échantillon de béton est disposé entre les deux compartiments d'une cellule et l'on suit l'augmentation de la concentration en chlorures de la solution aval (initialement exempte de chlorures), c'est-à-dire la quantité de chlorures ayant

traversé l'échantillon. On notera qu'une méthode a été publiée et est appliquée pour ce type d'essai par les Pays Nordiques [31]. La concentration en chlorures de la solution aval peut être déterminée directement par dosages (analyses chimiques) [ANDR 93], [ANDR 94], [20], ou par l'intermédiaire de la conductivité électrique [CAST 01]. Cette dernière méthode rend la détermination plus simple et moins coûteuse, mais nécessite l'utilisation d'eau distillée dans la cellule aval et peut s'avérer moins précise. Le coefficient de diffusion *effectif* peut également être évalué à partir du dosage des chlorures dans la cellule amont (au lieu de la cellule aval). La méthode proposée par *Truc* en 1999 [TRUC 99], [TRUC 00a], [TRUC 00b] présente comme principal avantage d'être rapide, puisque l'on se trouve en régime stationnaire dès le démarrage de l'essai. Elle offre également la possibilité de tester des échantillons déjà contaminés par les chlorures. Le dosage amont peut toutefois se révéler délicat du fait d'une faible variation de la concentration en chlorures en comparaison de la forte concentration initiale.

- Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de migration en *régime non stationnaire*. La méthode proposée par *Tang & Nilsson* [TANG 92a], [TANG 96a] est la plus appliquée. Elle est basée sur la détermination de la profondeur de pénétration des ions chlorure dans l'éprouvette par une méthode colorimétrique (dans le cas de [TANG 92a], il s'agit de : nitrate d'argent 0,1 N + fluorescéine [COLL 97]). L'essai est très rapide et répétable. Le coefficient de diffusion *apparent* peut également être obtenu à partir d'un essai de migration en *régime stationnaire*, lorsque les mesures sont effectuées dans la cellule aval (titrages ou conductivité). La méthode consiste à identifier le temps T_{lag} , associé à l'intersection de la droite de tendance correspondant au régime stationnaire avec l'axe des temps [ANDR 00b], [CAST 01], [BARO 02a].
- De même que dans le cas de la diffusion, il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre [BARO 02a] si l'on a quantifié en plus la porosité et les interactions chlorures-matrice, ou en utilisant des formules théoriques ou empiriques prenant en compte ou non les interactions (cf. par exemple [TANG 93], [BIGA 96], [CAST 01], [COUS 03]). Il est à noter que les interactions intervenant au cours d'un essai de diffusion, d'une part, et d'un essai de migration, d'autre part, seront a priori différentes [CAST 00].

7.2.2.4. Méthode indirecte à partir de la résistivité électrique

Il est possible de déterminer le coefficient de diffusion *effectif* des ions chlorure D_{eff} (en $10^{-12} \cdot m^2 \cdot s^{-1}$) à partir d'une mesure de résistivité électrique (exprimée en $\Omega \cdot m$) effectuée sur un béton sain, saturé en eau, selon la relation (14a) (respectivement (14b)), correspondant à une solution diffusante contenant NaCl 1 M (respectivement NaCl 0,5 M) [ANDR 00a], [ANDR 01], [BARO 02a] :

$$D_{eff} = \frac{2 \cdot 10^2}{\rho} \quad (14a)$$

$$D_{eff} = \frac{2,3 \cdot 10^2}{\rho} \quad (14b)$$

7.2.3. Perméabilité aux gaz

7.2.3.1. Introduction

La perméabilité aux gaz des bétons durcis peut être mesurée en laboratoire (sur éprouvettes ou sur prélèvements issus d'ouvrages) après un séchage préalable en appliquant, soit une charge constante, c'est à dire un gradient de pression constant (appareillage CEMBUREAU [KOLL 89]), soit une charge variable [PERR 92], [YSSO 95a]. La mesure au perméamètre à charge constante a fait l'objet de recommandations de la part de l'AFPC-AFREM, sous l'intitulé "*Essai de perméabilité aux gaz du béton durci*" [10]. C'est donc cet essai qui sera décrit ici. La description étant volontairement brève, le lecteur pourra trouver des informations complémentaires et des exemples dans les références [10] et [20].

7.2.3.2. Mesure au perméamètre à charge constante (CEMBUREAU)

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette en béton à un gradient de pression constant de gaz. La perméabilité (en m^2) est alors déterminée à partir de la mesure du flux (débit massique) de gaz traversant le corps d'épreuve en régime permanent, en appliquant la loi de Darcy [10], [20]. Le résultat direct de la mesure est une *perméabilité apparente*, car il dépend de la nature du fluide et de la pression appliquée. Le gaz le plus couramment utilisé pour la mesure est l'oxygène, mais l'essai peut également être pratiqué avec tout autre gaz inerte vis-à-vis du béton tel que l'azote ou l'air sec (suivant l'alimentation en gaz choisie au niveau du dispositif expérimental). Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de réaliser l'essai à une surpression P_{relative} égale à 0,1 MPa.

Toutefois, si l'on souhaite déterminer la *perméabilité intrinsèque* du matériau, c'est-à-dire une perméabilité indépendante de la pression du gaz, il est nécessaire de réaliser des mesures à différentes pressions, afin de pouvoir effectuer le calcul, [PERR 92], [PERR 99], [VILL 01], [20]. L'appareil CEMBUREAU permet de réaliser des essais à une P_{relative} comprise entre 0,1 et 0,5 MPa. On peut par ailleurs accéder directement à la perméabilité intrinsèque par une technique différente de l'appareil CEMBUREAU, la technique d'impulsion de pression, y compris pour des matériaux faiblement perméables (cf. Annexe 3, § A3.3).

Avec l'appareil CEMBUREAU, il est possible de déterminer la perméabilité aux gaz sur une large gamme de bétons allant des matériaux très poreux et très hétérogènes de résistance moyenne 20-25 MPa ($K_{\text{gaz}} \approx 10^{-15} \text{ m}^2$), jusqu'aux bétons à très hautes performances contenant des fumées de silice, de résistance moyenne 120 MPa ($K_{\text{gaz}} \approx 10^{-19} \text{ m}^2$). Il est donc envisageable de comparer et de classer des formules de béton sur la base de ces mesures (cf. § 8.1).

7.2.3.3. Préconditionnement des éprouvettes

Comme nous l'avons vu précédemment (cf. § 6.2.4.3), quelle que soit la procédure de mesure de perméabilité au gaz retenue, il est nécessaire d'une part, de sécher au moins partiellement l'éprouvette destinée à la mesure afin que le gaz puisse percoler à travers cette éprouvette, et d'autre part, de connaître le taux de saturation en eau moyen, ou mieux, la répartition de la teneur en eau, de l'éprouvette, correspondant à la perméabilité mesurée.

Il est possible de sécher les échantillons sous vide [DHIR 93], par lyophilisation [KONE 93], ou encore par séchage direct à "haute" température. Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de préconditionner les éprouvettes de la façon suivante : séchage en étuve ventilée à $T = 80 \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ pendant 28 jours, puis séchage en étuve ventilée à $T = 105 \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ jusqu'à stabilisation de la masse. Les mesures de perméabilité effectuées au cours du séchage à $T = 80 \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (par exemple à l'échéance de 7 jours, comme indiqué dans le mode opératoire) fournissent des valeurs de perméabilité exprimées en fonction du taux de saturation moyen de l'éprouvette à l'échéance considérée. La mesure de perméabilité effectuée après le séchage à $T = 105 \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ permet d'accéder en quelque sorte à la "borne" en conditions "sèches" de la propriété de transport (perméabilité *apparente* ou *intrinsèque* à $S = 0$).

On notera toutefois que s'il n'est pas prévu de phase de redistribution de l'humidité après la phase de séchage (en isolant les échantillons du milieu environnant, par exemple), l'apparition de gradients hydriques est difficilement évitable avec les protocoles de préconditionnement couramment pratiqués (AFPC-AFREM, par exemple) [PARR 88], [TANG 92b] (cf. Figure 25), [BARO 02c], surtout s'il s'agit d'un matériau faiblement perméable (BHP). Or, les chemins d'écoulement du gaz ne sont pas les mêmes en présence d'un gradient d'humidité ou lorsque la répartition hydrique est homogène. La perméabilité au gaz mesurée sera donc différente dans les deux cas, comme illustré dans la référence [ACKE 91]. Ces gradients peuvent de plus engendrer des microfissures superficielles (notamment lors du séchage à $T = 105 \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$), perturbant la mesure de perméabilité au gaz.

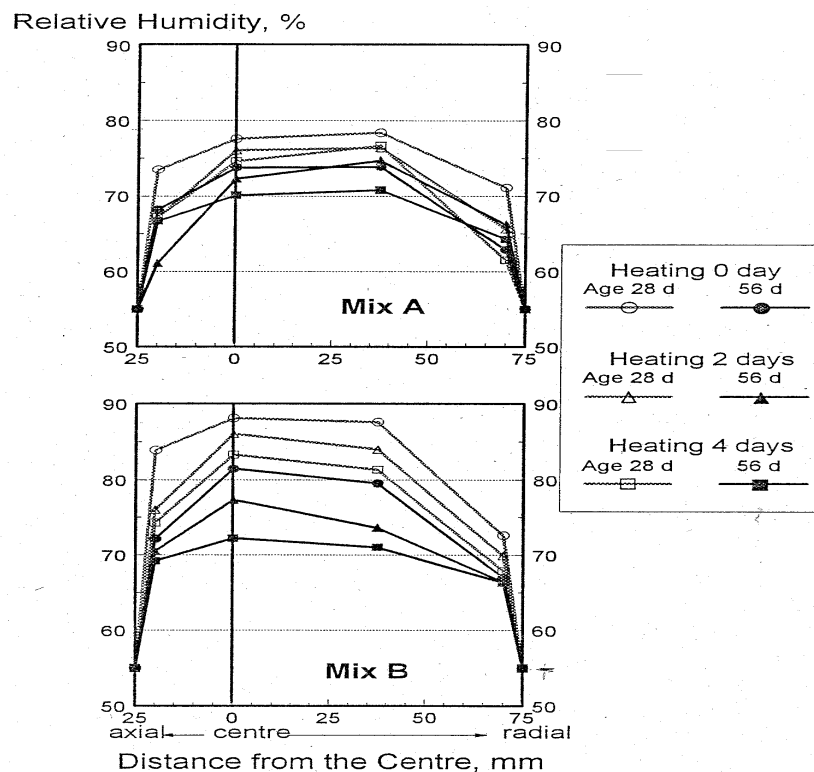


Figure 25 : Profils d'humidité relative dans un disque de BHP (Mix A) et de béton courant (Mix B) après 0, 2 et 4 jours de séchage à $T = 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (âges : 28 et 56 jours) [TANG 92b].

7.2.4. Perméabilité à l'eau liquide

7.2.4.1. Mesure directe dans le cas des bétons perméables

Dans le cas des bétons perméables voire très perméables, la perméabilité à l'eau liquide peut être déterminée expérimentalement à partir d'un essai de perméabilité à l'eau sous pression, selon des modalités proches de celles définies par la norme *P 18-555* [17], [22] ou éventuellement *NF EN 12390-8* [19]. La mesure consiste à saturer en eau une éprouvette, à appliquer une pression d'eau progressivement croissante par paliers sur l'une de ses faces et à mesurer la quantité d'eau ayant traversé l'éprouvette (lorsque le flux est constant) en fonction de la valeur et de la durée des différents paliers. On notera que différents dispositifs expérimentaux existent et qu'aucun mode opératoire recommandé par l'ensemble de la communauté scientifique n'a pour l'instant été publié.

7.2.4.2. Méthodes applicables dans le cas des bétons faiblement perméables

Dans le cas des bétons faiblement à très faiblement perméables (bétons ordinaires de bonne qualité et bétons à hautes et à très hautes performances), la mesure directe de la perméabilité à l'eau liquide, telle que décrite précédemment, est délicate et difficile à effectuer. En effet, tout d'abord la saturation préalable de l'éprouvette peut s'avérer difficile et une forte pression d'eau liquide est nécessaire pour obtenir des débits mesurables. De plus, pour les bétons très compacts, la valeur escomptée pour la perméabilité à l'eau liquide peut être inférieure à 10^{-21} m^2 , or les perméamètres courants permettent d'exercer des différences de pression allant seulement jusqu'à 10 MPa. De ce fait, pour un ordre de grandeur de 10^{-21} m^2 de la perméabilité, une épaisseur d'éprouvette de l'ordre de 5 cm et une saturation complète, la loi de Darcy (cf. § 6.2.2.2) prévoit une vitesse de filtration de l'ordre du cm/an. L'évaluation de la perméabilité à l'eau liquide nécessite donc dans ce cas d'avoir recours à d'autres méthodes.

- Exemples de méthodes purement expérimentales

Si l'on souhaite mesurer la perméabilité à l'eau liquide de bétons faiblement perméables de façon purement expérimentale (mesure du flux d'eau traversant l'éprouvette sous gradient de pression d'eau, tel que décrit au § 7.2.4.1), il est nécessaire d'adapter en conséquence le dispositif expérimental et éventuellement la méthode d'essai. On peut citer par exemple la méthode développée par EDF, utilisant un perméamètre à membrane, où l'échantillon est également soumis à une pression latérale d'étanchéité, et où de l'eau dégazée est utilisée [56]. Sur le même principe, des cellules triaxiales associées à un système de mesure suffisamment précis permettent de mesurer des valeurs de perméabilité à l'eau liquide de l'ordre de 10^{-22} m^2 [EL-DI 95]. La méthode d'essai développée par le CEBTP, et utilisée notamment lors des études relatives aux voussoirs du Tunnel sous la Manche (cf. Annexe 15, § A15.1, [LEVY 92]), est basée sur la cinétique de perte de pression d'eau d'un échantillon préalablement soumis à une pression initiale d'environ 1,5 MPa. D'autres méthodes existent (cf. par exemple annexe 3).

- Méthode mixte combinant modèle et expérience

Il est également possible d'avoir recours à une méthode indirecte, basée sur une technique expérimentale pour laquelle les gradients de teneur en eau liquide sont suffisamment élevés pour entraîner des mouvements significatifs de la phase liquide interstitielle et sur la mise en œuvre d'un modèle de transfert d'humidité

simplifié. Cette méthode consiste à déterminer la valeur de perméabilité rendant le mieux compte, à travers le modèle, de la cinétique de perte relative de masse observée pendant une expérience de séchage dans des conditions bien définies de température et d'humidité relative. Pour appliquer cette méthode, il est nécessaire en outre de disposer de la porosité et de l'isotherme de désorption de vapeur d'eau du matériau considéré (cf. § 6.2.4.2 et 7.2.1). Cette méthode est notamment décrite dans la référence [COUS 01].

7.2.4.3. Calcul par la formule de Katz-Thompson

La perméabilité à l'eau liquide peut être déduite à partir d'autres indicateurs de durabilité ou paramètres complémentaires à l'aide de la relation de Katz-Thompson, développée à l'origine pour les roches sédimentaires et basée sur la théorie de la percolation. Cette relation peut en effet permettre une estimation de la perméabilité intrinsèque aux liquides des matériaux à base de ciment, lorsque le diamètre de pores critique d_c et le facteur de formation F du matériau sont connus [GARB 90]. La *perméabilité intrinsèque aux liquides* K (en m^2) est alors donnée par (15) :

$$K = \frac{c \cdot d_c^2}{F} \quad (15)$$

où c est une constante calculée ($c = 1/226$).

Le diamètre de pores critique d_c correspond au seuil de percolation, diamètre minimum des pores qui sont géométriquement continus (connectés) dans tout le volume de l'échantillon (*i.e.* point d'inflexion de la courbe d'intrusion de mercure). Le facteur de formation F ($F > 1$) peut être calculé comme un rapport de résistivités électriques, de coefficients de diffusion hydrique ou de coefficients de diffusion des chlorures [GARB 90], [BARO 94], [BARO 01a], [DAIA 01b].

7.2.5. Teneur en portlandite $Ca(OH)_2$

7.2.5.1. Mesure par thermogravimétrie (ATG)

La teneur en portlandite $Ca(OH)_2$ peut être mesurée par thermogravimétrie (ATG). Cette technique consiste à suivre en continu les pertes de masse d'un échantillon lors d'une montée en température linéaire, depuis la température ambiante et jusqu'à 1100 °C. Le départ de l'eau de constitution de la portlandite se produit vers 500 °C. La teneur en portlandite est donc déterminée en faisant la différence des pertes d'eau obtenues entre 400 °C et 550 °C. Les échantillons sont préalablement broyés à 315 μm et séchés à 80 °C. Cet essai fait l'objet d'un mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées [20].

Il est à noter que la thermogravimétrie permet en outre la quantification de la teneur en $CaCO_3$, de la teneur en ciment et du degré d'hydratation, ce dernier étant considéré dans ce guide comme un paramètre complémentaire.

7.2.5.2. Mesure par analyse chimique

Dans le cas où la quantité d'anhydres résiduels est faible, la teneur en portlandite $Ca(OH)_2$ peut également être mesurée par analyse chimique : extraction à l'eau sucrée, puis dosage du calcium (par exemple par ICP). Le mode opératoire est le suivant :

- broyage d'un échantillon de béton à une granulométrie inférieure à 315 μm ,
- prélèvement de 1 g d'échantillon après quartage pour le mettre en suspension dans 100 ml d'une solution aqueuse de saccharose à 10 % en masse,
- agitation pendant 2 heures,
- après agitation, filtration de la suspension et analyse du filtrat.

Deux analyses sont effectuées sur le filtrat :

- titrage acido-basique pour la détermination de la concentration en OH^- ,
- détermination de la concentration en ions calcium (par exemple par ICP).

La concentration en OH^- est convertie en teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ par le rapport molaire (1 mole de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ correspond à 2 moles de OH^-).

La concentration en ions calcium est convertie en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ par le rapport molaire (1 mole de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ correspond à 1 mole de Ca^{2+}).

Les deux approches analytiques doivent aboutir au même résultat. En outre, il est nécessaire de déterminer la silice soluble de l'échantillon de béton, afin d'estimer la teneur en ciment du prélèvement.

7.2.5.3. Calcul estimatif à partir de la formulation

La teneur en portlandite à 28 jours peut également être estimée sur la base du dosage en ciment m_c (kg.m^{-3}), du rapport E/C et de la teneur m_s (kg.m^{-3}) en fumées de silice ou en additions minérales pouzzolaniques de la formule de béton, en faisant l'hypothèse que seule la réaction d'hydratation du C_3S produit de la portlandite. La formule de calcul est la suivante (16) [18] :

$$\text{Ca}(\text{OH})_2 \text{ (kg.m}^{-3}\text{)} = \text{SUP}(0, \{m_c.(\% \text{C}_3\text{S}/100).[\text{INF}(1, (\text{E}/\text{C})/0,418)].0,422 - m_s.0,617\}) \quad (16)$$

où :

- le coefficient 0,418 est le rapport E/C stoechiométrique pour l'hydratation complète du C_3S ,
- le rapport $\alpha_m = \text{INF}(1, (\text{E}/\text{C})/0,418)$ représente la limitation de l'avancement maximal de l'hydratation lorsque la teneur en eau est inférieure à la stoechiométrie,
- le coefficient 0,422 est la proportion de portlandite formée par unité de masse de C_3S , pour un avancement de l'hydratation égal à l'unité,
- le coefficient 0,617 représente la masse de portlandite consommée à 28 jours environ par la réaction pouzzolanique (taux de réaction voisin de 0,5).

L'utilisation de cette formule doit être restreinte à des ciments CEM I. Des exemples de calcul sont présentés dans le tableau 7.

Tableau 7 : Calcul estimatif de la teneur en portlandite à 28 jours pour trois types de béton, dans le cas d'un ciment ayant une teneur (typique) en C_3S de 60 % [18].

	BO	BHP	BTHP
Dosage en ciment m_c (kg.m ⁻³)	300	450	500
E/C	0,50	0,37	0,32
Teneur en fumée de silice m_s (kg.m ⁻³)	0	22,5	50
Teneur en fumée de silice (% par rapport à la masse de ciment)	0	5	10
α_m	1	0,88	0,76
Teneur en portlandite à <u>28 jours</u> (kg.m ⁻³)	76	86	66
Teneur en portlandite à <u>28 jours</u> (% par rapport à la masse de ciment)	25,3	19,1	13,2

7.2.6. Echéance recommandée pour la détermination des indicateurs de durabilité généraux

La valeur des indicateurs de durabilité varie fortement avec l'âge du matériau avant 3 mois, en particulier quand les formules de béton contiennent une forte proportion d'additions minérales hydrauliques ou pouzzolaniques à réaction lente (cendres volantes, laitiers) (cf. Annexe 12, § A12.3). Il est donc recommandé de démarrer les essais proposés dans ce guide pour déterminer les indicateurs de durabilité généraux à l'âge de **90 jours**.

7.3. Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction

7.3.1. Indicateur chimique : quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique)

La méthode proposée ici [GUED 99] est un compromis opératoire entre les méthodes décrites dans les normes *NF P 18-589* [50] et *NF P 18-594* (essai crible alternatif : test cinétique modifié, cf. Annexe 4 [46]) et le mode opératoire décrit dans la *méthode d'essai LPC n° 37* [6]. Il s'agit d'une mesure de la silice extractible par une solution alcaline, lors d'un essai mettant en jeu une attaque chimique. L'essai se distingue des normes et procédure d'essai citées en ce sens qu'il est réalisé à $T = 60\text{ °C}$ (au lieu de $T = 80\text{ °C}$ et "à ébullition", exigées respectivement par les normes et la *méthode d'essai LPC n° 37*). Ceci permet d'opérer dans les mêmes conditions de température que celles préconisées pour la mesure des déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (cf. § 7.3.3). Enfin, de même que dans la *méthode d'essai LPC n° 37*, l'échantillon de granulats doit avoir la même granulométrie et les mêmes proportions que la formule de béton à évaluer (cf. § 6.3.2).

Cette méthode pourra en particulier être utilisée pour les cas non couverts par la norme *NF P 18-594* [46].

Le protocole expérimental proposé peut être résumé par les étapes suivantes :

- immersion, dans un flacon de polyéthylène, d'un échantillon de gravillons et de sable, représentatif de la formule testée ($500 \text{ g} \pm 5 \text{ g}$) et recouvert par une solution alcaline ($500 \text{ ml} \pm 1 \text{ ml}$ de KOH, 1 N),
- dosage, par analyse chimique, de la silice solubilisée après 1, 2, 4, 7, 10 et 14 jours, les flacons étant retournés 1 fois par jour.

On notera toutefois qu'étant donné que l'accessibilité des phases siliceuses réactives dépend fortement de la dimension des granulats et de leurs discontinuités (porosité), l'asymptote risque de ne jamais être atteinte dans un délai raisonnable avec des roches à porosité faible.

Cette méthode permet de quantifier la silice facilement libérable en milieu alcalin de tous les granulats, y compris les calcaires siliceux après décarbonatation de la roche par attaque acide. C'est cette phase siliceuse qui est le plus souvent à l'origine de la réactivité des granulats. Toutefois, cette méthode ne permet pas d'évaluer la réactivité potentielle des granulats mis en œuvre dans une formule de béton en présence d'additions minérales telles que les farines de roches siliceuses ou silicatées (cf. Annexe 12, § A12.3).

7.3.2. Indicateur chimique : concentration en alcalins équivalents actifs de la solution interstitielle - Bilan des alcalins

La concentration en alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$) actifs de la solution interstitielle peut être mesurée directement par extraction de cette solution et analyse chimique (cf. Annexe 3). Cependant, peu de laboratoires pratiquent cette technique qui nécessite des moyens lourds et dont la dispersion des résultats est mal connue. En outre, elle n'est praticable que sur pâtes ou éventuellement sur mortiers, mais très difficilement sur bétons.

Le moyen le plus simple d'accéder à l'indicateur chimique est donc d'effectuer un bilan des alcalins. Conformément aux *Recommandations pour la Prévention des Désordres dus à l'Alcali-Réaction* [1], la teneur en alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$) du béton est calculée à partir des teneurs en Na_2O et K_2O , du ciment selon la méthode d'essai LPC n° 48 [7], des granulats et des additions minérales selon la méthode d'essai LPC n° 37 [6], des adjuvants et de l'eau de gâchage, déterminées par analyse chimique. Afin de calculer un ordre de grandeur satisfaisant du volume de solution interstitielle, la quantité d'eau consommée par le ciment lors de son hydratation totale peut-être supposée égale à 24 % ou à 25 % de la masse de ciment lorsque celle-ci n'a pas été déterminée précisément [BARO 94]. La concentration en ions OH^- est alors calculée en rapportant la quantité d'alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$) au volume de solution, sans prendre en compte le séchage ou les apports d'eau extérieurs.

Dans le cas de granulats libérant des alcalins et lorsque la durée de vie souhaitée est exceptionnellement longue, il peut être judicieux de s'assurer que la totalité des alcalins libérables est détectée au terme de l'essai conventionnel (selon la méthode LPC n° 37 [6]), en prolongeant l'essai au-delà des durées préconisées.

Citons également l'essai qui consiste à doser les alcalins après une attaque chimique du béton. L'intérêt de cet essai est de pouvoir caractériser un béton prélevé sur un ouvrage et pour lequel il n'est pas aisé ou possible d'établir un bilan des alcalins selon les *Recommandations pour la Prévention des Désordres dus à l'Alcali-Réaction* [1], en raison par exemple du manque d'informations sur les constituants utilisés. A la date de rédaction du guide, un mode opératoire pour cet essai est en préparation dans le cadre du projet RGPU "GranDuBé" [23]. Deux types d'attaque chimique sont possibles : à l'eau ou à l'acide nitrique, selon que l'on recherche la quantité d'alcalins immédiatement disponibles à une échéance donnée ou que l'on souhaite appréhender la quantité totale d'alcalins susceptibles de passer dans la solution interstitielle.

7.3.3. Indicateur global et macroscopique : déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (selon la norme NF P 18-454 [24])

7.3.3.1. Description générale de l'essai

L'objectif ici est la détermination de la réactivité potentielle d'une formule complète de béton (quelles que soient les conditions d'environnement). La mesure des déformations de gonflement d'éprouvettes en béton doit être réalisée selon la procédure de "*l'essai de performance*" d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction qui sera décrite dans la norme NF P 18-454 [24].

Le matériel requis pour réaliser "*l'essai de performance*" est décrit dans les *Recommandations pour la Prévention des Désordres dus à l'Alcali-Réaction*, Annexe G [1]. La seule différence relative au mode opératoire introduite dans la norme NF P 18-454 [24], par rapport à ces recommandations, concerne les échéances des mesures et les seuils au delà desquels la formule est considérée comme potentiellement réactive (cf. § 7.3.3.2 et 9.3.3). Les principales caractéristiques de "*l'essai de performance*" sont rappelées ci-dessous :

- quantité de matériau requise : 10 kg,
- béton légèrement dopé par ajout de soude NaOH à l'eau de gâchage (selon les cas donnés dans l'organigramme de la figure 26),
- mesure de la masse et de l'allongement (par comparateur) de 3 prismes en béton de dimensions 70x70x280 mm,
- conservation des éprouvettes : $T = 60 \pm 2$ °C et HR = 100 % (réacteur Ranc).

7.3.3.2. Échéances recommandées pour la mesure des déformations de gonflement d'éprouvettes en béton

Les échéances relatives à la mesure de la masse et des déformations longitudinales des éprouvettes figureront dans la norme NF P 18-454 [24]. Ces échéances sont les suivantes :

0 – 4 – 8 – 10 – 12 semaines, puis toutes les 4 semaines.

Des mesures peuvent être effectuées à des échéances intermédiaires en comptant un minimum de deux semaines entre chaque mesure.

Par convention :

- L'échéance à **3 mois** correspond à 12 semaines,
- L'échéance à **5 mois** correspond à 20 semaines,
- L'échéance à **12 mois** correspond à 52 semaines.

7.3.3.3. Durée de l'essai

La durée de l'essai est fonction de la nature des constituants du béton.

- **Cas des formules de béton de CEM I n'incorporant pas d'addition minérale**

Avec des roches massives (calcaires, grès, quartzites) ou des roches meubles (alluvionnaires silico-calcaires, alluvionnaires calcaires, silex, chailles, cherts), la durée de l'essai est de **3 mois**.

Avec d'autres types de roches que celles précisées ci-dessus, ou lorsque la nature des roches est mal connue, la durée de l'essai est portée à **5 mois**.

- **Cas des autres formules de béton**

La durée de l'essai est de **5 mois** et peut être portée à **12 mois** dans certains cas (cf. § 9.3.3).

7.4. Méthodes de détermination d'indicateurs de substitution

Seuls les indicateurs de substitution qui sont requis pour appliquer des méthodes indirectes de détermination des indicateurs généraux sont traités ici.

7.4.1. Porosité accessible au mercure

La porosimétrie par intrusion de mercure permet de quantifier la porosité, et plus généralement de caractériser la structure poreuse des bétons dans le domaine de mesure, allant généralement de quelques nanomètres à quelques dizaines de micromètres, selon l'appareil utilisé. Cet essai fait l'objet d'un mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées [20].

7.4.2. Résistivité électrique

On peut mesurer la résistivité électrique ρ sur n'importe quel type d'éprouvette (cylindres ou cubes), par exemple sur des éprouvettes identiques à celles utilisées pour la mesure de la résistance mécanique à la compression. Les éprouvettes doivent être saturées en eau.

La mesure consiste à disposer deux électrodes sur les faces parallèles de l'échantillon avec des éponges humides pour faciliter le contact électrode-béton [ANDR 01], [CAST 02], [33]. On applique alors une différence de potentiel électrique et on mesure le courant induit. La résistivité électrique est calculée par la loi d'Ohm (17) :

$$\rho = \frac{E}{I} \times \frac{A}{L} \quad (17)$$

où E : différence de potentiel électrique,
 I : intensité du courant,
 A : section transversale des électrodes,
 L : distance entre électrodes ou hauteur de l'échantillon.

On notera que d'autres modes opératoires, basés sur l'utilisation d'un courant alternatif, existent (voir par exemple [57]).

7.5. Synthèse des méthodes disponibles pour la détermination des indicateurs de durabilité

Les méthodes de mesure directes disponibles pour quantifier les indicateurs de durabilité et les méthodes de mesure pour quantifier les paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes, ainsi que les délais d'obtention des résultats, sont synthétisés dans le tableau 8.

Dans le cadre de l'introduction de spécifications relatives à la durabilité (cf. § 9) dans le cahier des charges des dossiers de consultation des entreprises, le rédacteur devra s'assurer de la compatibilité des délais d'obtention des résultats relatifs aux indicateurs retenus (cf. Tableau 8) avec les délais dont disposera l'entreprise titulaire avant le démarrage des travaux.

Tableau 8 : Tableau synthétique des méthodes de mesure directes des indicateurs de durabilité et des méthodes de mesure des paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes

Paramètres à déterminer	Méthode	Délai d'obtention du résultat (1)	Durée totale de l'essai (2)	Précision de la mesure (3)	Évaluation du coût	Observations
Porosité accessible à l'eau (%)	Pesée hydrotatique	15 jours	3,5 mois	1,5 %	*	
Coefficient <i>apparent</i> ou <i>effectif</i> de diffusion des chlorures ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	Migration en régime stationnaire	15 jours	4 mois	15 % de la valeur moyenne	**	
	Migration en régime non stationnaire	1 semaine	3,5 mois	15 % de la valeur moyenne	**	
	Diffusion en régime non stationnaire	3 mois	6 mois	15 % de la valeur moyenne	***	
Perméabilité aux gaz (m^2)	CEMBUREAU	45 jours	4,5 mois	30 % de la valeur moyenne	**	équipement spécifique
Perméabilité à l'eau liquide (m^2)	Perméamètre à eau sous pression (NFP 18-855)	15 jours	3,5 mois	1 ordre de grandeur	*	
Teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (% massique par rapport au ciment)	ATG	1 semaine	3,5 mois	1,5 %	**	équipement spécifique
Caractéristiques de la structure poreuse	Analyse chimique	1 semaine	3,5 mois	2 %	*	
Résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$)	Mesures par intrusion de mercure [ANDR 01]	15 jours	3,5 mois	1,5 %	**	équipement spécifique
Isothermes de sorption de vapeur d'eau	Méthode des solutions salines saturées (LPC n° 58)	1 semaine	3,5 mois	10 % de la valeur moyenne	*	
Isothermes d'interaction matrice- chlorures	par ex. Immersion	6 mois	9 mois	10 % de la valeur moyenne	***	
Quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (mol.L ⁻¹)	Test cinétique NFP 18-589 ou test cinétique modifié NFP 18-594 ou méthode proposée au § 7.3.1	2 mois	5 mois	10 % de la valeur moyenne	**	
Bilan des alcalins de la formule de béton ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	LPC n° 37 et n° 48	1 semaine	1 semaine	0,1	**	
Déformations de gonflement ($\mu\text{m/m}$)	projet NFP 18-454	5 mois	5 mois	± 20 ($\mu\text{m/m}$)	***	
Indicateurs de durabilité généraux						
Paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes						
Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction						

⁽¹⁾ : ce délai peut varier dans une marge de quelques jours en fonction du matériau testé

⁽²⁾ : incluant l'échéance de démarrage de l'essai (3 mois)

⁽³⁾ : la précision dépend de l'essai considéré et éventuellement de la formule de béton. Les valeurs indiquées sont basées sur les résultats de campagnes inter-laboratoires et d'essais de répétitivité menés sur des éprouvettes de laboratoire. Ces valeurs sont susceptibles d'évoluer en fonction des avancées des groupes travaillant spécifiquement sur le sujet.

8. CLASSES ET VALEURS LIMITES RELATIVES AUX INDICATEURS DE DURABILITÉ : ÉVALUATION DE LA DURABILITÉ "POTENTIELLE" D'UN BÉTON DONNÉ

8.1. Classes et valeurs limites relatives aux indicateurs de durabilité généraux et aux indicateurs de substitution

La première utilisation envisageable des indicateurs de durabilité est de permettre une comparaison et un classement de formules de béton sur la base de ces paramètres. On peut citer le cas de l'adaptation de la formule de béton à un ou plusieurs critères fixés *a priori* et de l'optimisation en fonction des résultats obtenus. Dans ce but, il est possible d'établir des **classes** pour les indicateurs de durabilité et d'associer des **valeurs limites** à ces classes (cf. Tableaux 9 et 10).

On notera que les valeurs limites relatives à la teneur en Ca(OH)_2 dépendent en fait des autres indicateurs (perméabilité, coefficient de diffusion, ...). Ainsi, par exemple, malgré une teneur en portlandite faible voire très faible, les BHP et BTHP ont généralement une durabilité "potentielle" très élevée, vis-à-vis de la corrosion des armatures.

Bien que les spécifications performantielles qui seront établies *in fine* relativement aux indicateurs de durabilité dépendront naturellement des conditions spécifiques de l'ouvrage (en particulier des conditions environnementales) et de la durée de vie exigée (cf. § 9), les valeurs limites indicatives correspondant aux classes des tableaux 9 et 10 permettront au concepteur de "dégrossir" le problème et d'évaluer une durabilité *a priori*, ne dépendant que du matériau.

Les valeurs limites associées aux indicateurs de durabilité, proposées dans les tableaux 9 et 10, sont relatives à des mesures réalisées en laboratoire à $T = 20 \pm 2$ °C, selon les méthodes décrites dans ce guide, sur des éprouvettes moulées ou des carottes de béton conservées en laboratoire dans l'eau pendant 3 mois après le coulage. Le lecteur se reportera au tableau 8, pour la précision de la mesure relative à chaque méthode d'essai. Le type de béton apparaissant dans les tableaux 9 et 10 est donné à titre indicatif et pour des formules simples. Précisons que l'incorporation d'un agent entraîneur d'air ou de fortes quantités d'additions minérales dans la formulation, de même que l'utilisation de granulats légers par exemple, peuvent fortement faire varier la valeur des indicateurs de durabilité, pour un même niveau de résistance mécanique du béton [BARO 02c].

Les classes proposées dans les tableaux 9 et 10 sont basées sur les valeurs des indicateurs de durabilité obtenues :

- lors de campagnes expérimentales menées dans le cadre de nombreuses études ou recherches au sein de différents laboratoires (les résultats obtenus dans le cadre du groupe AFGC "Indicateurs de durabilité" sont donnés à titre d'exemple en annexe 12, § A12.3),
- lors de simulations numériques à l'aide de modèles décrits dans ce guide (cf. par exemple annexes 13 et 14).

On notera que l'essai de diffusion ne permet pas de distinguer les classes de durabilité "potentielle" élevée et très élevée, pour le coefficient de diffusion *apparent* des chlorures ($D_{app(dif)}$) [BARO 02a].

Rappelons que les valeurs des indicateurs de durabilité peuvent varier fortement avec l'âge du matériau avant 3 mois, en particulier quand les formules de béton contiennent une forte proportion d'additions minérales hydrauliques ou pouzzolaniques à réaction lente (laitiers, cendres volantes) (cf. § 7.2.6 et annexe 12, § A12.3). Rappelons également que pour un âge donné, la valeur des indicateurs peut grandement varier en fonction des conditions d'essai. Il est donc important, si l'on souhaite sélectionner ou qualifier une formule de béton sur la base des critères proposés dans ce guide, de réaliser les tests à l'âge préconisé et d'appliquer rigoureusement les modes opératoires associés à ces critères.

Tableau 9 : Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives aux indicateurs de durabilité généraux (G) ou de substitution (S) : porosité, résistivité électrique, coefficient de diffusion et perméabilité. Les valeurs indiquées correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites dans ce guide sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage.

Le type de béton est donné également à titre indicatif et pour des formules simples.

Se reporter au tableau 8 pour la précision de la mesure relative à chaque méthode d'essai.

		Classes et valeurs limites				
Durabilité potentielle →		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
G	Porosité accessible à l'eau (%) P_{eau}	> 16	14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
S	Porosité mesurée par intrusion de mercure ($P_{\text{Hg max}} = 400 \text{ MPa}$ et prétraitement par étuvage à $T = 45 \text{ °C}$ pendant 14 jours en présence de gel de silice) (%) P_{Hg}		13 à 16	9 à 13	6 à 9	3 à 6
S	Résistivité électrique ($\Omega.m$) ρ	< 50	50 à 100	100 à 250	250 à 1000	> 1000
G	Coefficient de diffusion <i>effectif</i> des chlorures ($10^{-12} \text{ m}^2.s^{-1}$) D_{eff}	> 8	2 à 8	1 à 2	0,1 à 1	< 0,1
G	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> des chlorures (mesuré par essai de migration) ($10^{-12} \text{ m}^2.s^{-1}$) $D_{\text{app(mig)}}$	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
G	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> des chlorures (mesuré par essai de diffusion) ($10^{-12} \text{ m}^2.s^{-1}$) $D_{\text{app(dif)}}$				< 5	
G	Perméabilité apparente aux gaz (à $P_{\text{entrée}} = 0,2 \text{ MPa}$ et après étuvage à $T = 105 \text{ °C}$) (10^{-18} m^2) K_{gaz}	> 1000	300 à 1000	100 à 300	10 à 100	< 10
G	Perméabilité à l'eau liquide (à P_{max} , par mesure directe du flux, après saturation, cf. § 7.2.4.1 et 7.2.4.2) (10^{-18} m^2) $k_{\text{liq}}^{(*)}$	> 10	1 à 10	0,1 à 1	0,01 à 0,1	< 0,01
Type de béton (indicatif et pour des formules simples)			B25 à B40	B30 à B60	B55 à B80	> B80

(*) : on notera la relation existant entre (k_{liq}) et le coefficient de perméabilité (k_{liq}'') qui est souvent utilisé et qui s'exprime en m.s^{-1} [BARO 94] :

$$k_{\text{liq}}'' = \frac{\rho_{\text{eau}} \cdot g}{\eta_{\text{eau}}} \cdot k_{\text{liq}} \approx 10^7 \cdot k_{\text{liq}}$$

Tableau 10 : Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives à la teneur en portlandite Ca(OH)_2 pour des formules simples. Les valeurs indiquées correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites dans ce guide sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage.

Les valeurs indiquées sont susceptibles de variations notables selon la valeur des autres indicateurs (perméabilité, coefficient de diffusion, ...).

Se reporter au tableau 8 pour la précision de la mesure.

	Classes et valeurs limites				
Durabilité potentielle vis-à-vis de la corrosion des armatures →	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en Ca(OH)_2 (% massique par rapport au ciment)	< 10	10 - 13	13 - 20	20 - 25	≥ 25
Durabilité potentielle vis-à-vis de l'alcali-réaction →	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en Ca(OH)_2 (% massique par rapport au ciment)	≥ 20	12 - 20	8 - 12	5 - 8	< 5

8.2. Evaluation de la durabilité "potentielle" d'un béton donné

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton donné, il s'agira de comparer les valeurs des indicateurs de durabilité qui auront été quantifiés (par une mesure en laboratoire ou issue d'une base de données), pour la formule de béton considérée, avec les classes proposées dans ce guide. On pourra également comparer la durabilité "potentielle" de ce béton à celle d'autres bétons sur la base de ces classes et classer les bétons selon chaque indicateur, ou sur la base d'une appréciation globale.

9. SPÉCIFICATIONS RELATIVES AUX INDICATEURS DE DURABILITÉ EN FONCTION DU TYPE D'ENVIRONNEMENT ET DE LA DURÉE DE VIE EXIGÉE : SÉLECTION OU QUALIFICATION DE FORMULES DE BÉTON POUR UN OUVRAGE DONNÉ

9.1. Types d'environnement considérés

9.1.1. Introduction

La norme *EN 206-1* [3] définit des classes d'exposition en fonction de l'environnement. Six grandes classes sont ainsi considérées :

- X0 : aucun risque de corrosion, ni d'attaque,
- XC1 à XC4 : corrosion induite par carbonatation, le risque étant croissant de 1 à 4,
- XD1 à XD3 : corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine,
- XS1 à XS3 : corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer,
- XF1 à XF4 : gel-dégel avec ou sans sels de déverglaçage,
- XA1 à XA3 : attaques chimiques.

A partir de ces classes d'exposition, il est possible de dresser la liste des types d'environnement influençant directement le comportement du béton vis-à-vis, d'une part, de la corrosion des armatures et, d'autre part, de l'alcali-réaction. Les spécifications qui seront établies en fonction de la durée de vie exigée (valeurs limites pour les indicateurs de durabilité) pourront ainsi varier suivant le type d'environnement considéré. Les types d'environnement choisis dans ce guide seront en accord avec les classes de l'*EN 206-1* [3], mais seuls seront considérés les environnements pertinents vis-à-vis de la corrosion des armatures ou de l'alcali-réaction. La liste des environnements à prendre en compte sera donc moins longue.

9.1.2. Types d'environnement influençant la corrosion des armatures

Les types d'environnement influençant la corrosion des armatures sont donnés dans le tableau 11. La correspondance avec les classes de l'*EN 206-1* [3] et des *Eurocodes* [27] (autres que XF1 à XF4 et XA1 à XA3, qui ne concernent pas la corrosion des armatures) figure également dans ce tableau, avec ses restrictions.

Tableau 11 : Types d'environnement influençant la corrosion des armatures

	N°	Type d'environnement	Classes d'exposition correspondantes de l'EN 206-1 [3] ou des Eurocodes [27]
Carbonatation	1	- Sec et très sec (HR < 65 %) - Humide en permanence (y compris immersion en eau douce)	X0 et XC1 (limités au climat sec)
	2	Humide, rarement sec (HR > 80 %)	XC2
	3	Humidité modérée (65 < HR < 80 %)	XC3
	4	Périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches sans chlorure (sels de déverglaçage, embruns, ...)	XC4
Pén. des chlorures	5	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage, mais pas en contact direct avec l'eau de mer · 5.1 : [Cl⁻] faible : concentration en chlorures libres à la surface $c_s \leq 10 \text{ g.L}^{-1}$ · 5.2 : [Cl⁻] forte : concentration en chlorures libres à la surface $c_s \geq 100 \text{ g.L}^{-1}$	XS1, XD1 et XD3 ⁽¹⁾
	6	Immersion dans l'eau contenant des chlorures	XS2 et XD2
	7	Zone de marnage	XS3

⁽¹⁾ : dans le cas XD3, les cycles de gel-dégel peuvent constituer un facteur aggravant pour le "béton d'enrobage" et de là pour la corrosion des armatures. Dans ce dernier cas, la classe XD3 correspondra au type d'environnement 5.2, ou éventuellement au type d'environnement 7.

9.1.3. Types d'environnement influençant l'alcali-réaction

Les types d'environnement influençant l'alcali-réaction sont donnés, par ordre d'agressivité croissant, dans le tableau 12. La correspondance avec les classes de l'EN 206-1 [3] et des Eurocodes [27] (autres que XA1 à XA3, qui ne concernent pas l'alcali-réaction) figure également dans ce tableau, avec ses restrictions.

Tableau 12 : Types d'environnement influençant l'alcali-réaction

N°	Type d'environnement	Classes d'exposition correspondantes de l'EN 206-1 [3] ou des Eurocodes [27]
1	- Sec et très sec - Humidité modérée avec peu d'alternances	X0 et XC1 (limités au climat sec)
2	Périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches	X0 XC1, XC3, XC4 XD1, XD3, XS1, XS3 XF1, XF3
3	Immersion en eau douce ou de mer ou fortes doses de sels de déverglaçage	X0 XC1, XC2, XD2, XS2, XS3 XF2, XF4

9.2. Spécifications-types pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures

Le choix des valeurs à prescrire pour les indicateurs de durabilité est une décision basée sur l'optimisation entre la durabilité de l'ouvrage et son coût de réalisation. Pour cette raison, la réalisation d'études de conception spécifiques à l'ouvrage considéré est fortement recommandée.

Des spécifications-types vis-à-vis de la prévention de la corrosion des armatures (valeurs limites pour les indicateurs de durabilité), en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, sont toutefois proposées dans ce guide (cf. Tableau 13). Ces spécifications sont basées sur les classes proposées au § 8.1 (cf. Tableaux 9 et 10), sur les enrobages minimaux imposés par les règlements [26], [27], sur les données expérimentales disponibles sur une large gamme de matériaux allant des B20 aux BTHP (cf. § 8.1), et sur des simulations numériques (cf. par exemple annexes 13 et 14).

Rappelons que les valeurs proposées sont relatives à des mesures réalisées en laboratoire à $T = 20 \pm 2$ °C, selon les méthodes décrites dans ce guide, sur des éprouvettes moulées ou des carottes de béton conservées en laboratoire dans l'eau pendant 3 mois après le coulage. Le lecteur se reportera au tableau 8, pour la précision de la mesure relative à chaque méthode d'essai.

Il n'est pas nécessaire de déterminer systématiquement toute la panoplie d'indicateurs de durabilité donnée au § 6. Le nombre requis va de 1 à 4 selon le cas considéré (cf. Tableau 13). Toutefois, ce nombre constitue un minimum indispensable.

Signalons qu'il n'est pas proposé systématiquement de spécifications relativement à la teneur en portlandite, notamment pour les raisons évoquées au § 8.1. Toutefois, pour ce qui concerne la corrosion induite par carbonatation, des spécifications sur cet indicateur apparaissent en solution alternative dans certains cas (cf. Tableau 13). Il est ainsi possible d'adopter un critère moins sévère sur la porosité (cas du critère unique sur la porosité proposé pour les niveaux d'exigence 2 et 3) ou des critères moins sévères à la fois sur la porosité et la perméabilité (cas du double critère proposé pour le niveau 3), à condition de vérifier une durabilité "potentielle" très élevée vis-à-vis de la teneur en portlandite (*i.e.* $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \%$, d'après le tableau 10) (cf. Annexe 14), c'est à dire en ajoutant un second ou un troisième critère, respectivement. Cette solution alternative permet notamment, sous réserve de vérifier (ou d'ajuster) la teneur en portlandite de la formule sélectionnée (en particulier en jouant sur le dosage en ciment) :

- de satisfaire aux exigences de durée de vie correspondant à une durabilité potentielle moyenne, malgré des valeurs de porosité correspondant à une durabilité potentielle faible,
- de satisfaire aux exigences de durée de vie correspondant à une durabilité potentielle élevée, malgré des valeurs de porosité et de perméabilité correspondant à une durabilité potentielle moyenne.

Dans les autres cas figurant dans le tableau 13, un critère supplémentaire relatif à la teneur en portlandite, ou d'autres paramètres et d'autres critères, peuvent être ajoutés si nécessaire (sur la base des classes et des valeurs limites indiquées dans le tableau 10), pour plus de sécurité, selon les spécificités du problème à traiter et en fonction du budget alloué à l'étude.

Les critères proposés peuvent être adaptés. Par exemple, des critères moins restrictifs peuvent être fixés dans le cas où un enrobage supérieur à la valeur réglementaire est choisi. Le lecteur pourra se reporter à l'exemple relatif à la résistivité électrique présenté en annexe 10.

De même, les limites peuvent être redéfinies pour des bétons particuliers du fait de leurs constituants (granulats légers, par exemple) ou de leur process de fabrication (démoulage immédiat, par exemple).

A l'extrême et comme précédemment évoqué, les indicateurs de durabilité généraux proposés peuvent être remplacés par d'autres paramètres plus faciles à déterminer, plus spécifiques au problème posé, ou plus adaptés aux modèles mis en œuvre, tels que les indicateurs de substitution mentionnés au § 6.1.4. Ces modifications seront réalisées sous réserve de justification et/ou de validation préalables, et en se basant sur les classes et les valeurs limites indiquées dans les tableaux 9 et 10 ou dans d'autres systèmes de classement disponibles. Par exemple, les spécifications sur la porosité accessible à l'eau (cf. Tableau 13) pourraient être remplacées par des spécifications sur la résistivité électrique, essai qui devrait faire l'objet d'une norme européenne (se reporter à [ANDR 00a] ou [ANDR 01]), ou sur le coefficient d'absorption capillaire. Ainsi, la norme *EN 13369 "Règles communes pour les produits préfabriqués en béton"*

[55] utilise la quantité d'eau qui peut être absorbée par un béton dans des conditions d'essai données. De même, les spécifications sur le coefficient de diffusion des chlorures (cf. Tableau 13) pourraient être remplacées par des spécifications sur la quantité d'électricité selon l'essai AASHTO, qui reste encore beaucoup utilisé et pour lequel des systèmes de classement ont été proposés (norme *ASTM C 1202* [30]) (cf. Exemples donnés en annexe 15).

On notera pour finir que les spécifications-types proposées sont susceptibles d'évoluer en fonction du retour d'expérience et du développement de modèles plus précis.

Tableau 13 : Indicateurs de durabilité sélectionnés et valeurs limites proposées (*) sur la base des tableaux 9 et 10 en fonction du type d'environnement (cf. Tableau 11) et de la durée de vie exigée, dans le cas où l'enrobage satisfait aux valeurs réglementaires [26], [27]. P_{eau} est donnée en %, $D_{\text{app(mig)}}$ est donné en $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$, K_{gaz} (à $S=0$ et à $P_{\text{entrée}} = 0,2 \text{ MPa}$) est donnée en 10^{-18} m^2 et K_{liq} est donnée en 10^{-18} m^2 . Les valeurs correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites dans ce guide sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage (moyennes sur au-moins 3 éprouvettes).

Se reporter au tableau 8 pour la précision de la mesure relative à chaque méthode d'essai.

Type d'environnement ↓	Corrosion induite par carbonatation (e = 30 mm)				Corrosion induite par les chlorures (e = 50 mm)		
	1	2	3	4	5	6	7
Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / ← Niveau d'exigence	Sec et très sec (HR<65%) ou humide en permanence	Humide (HR>80%)	Modérément humide (65<HR<80%)	Cycles fréquents d'humidification-séchage	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage	Immersion dans l'eau contenant des chlorures	Zone de marnage
					5.1 [Cl ⁻] faible ⁽¹⁾	5.2 [Cl ⁻] forte ⁽²⁾	
< 30 ans	Niveau 1						
	• $P_{\text{eau}} < 16$	• $P_{\text{eau}} < 16$	• $P_{\text{eau}} < 15$	• $P_{\text{eau}} < 16$	• $P_{\text{eau}} < 16$	• $P_{\text{eau}} < 14$	• $P_{\text{eau}} < 15$
de 30 à 50 ans	Niveau 2						
Bâtiment	• $P_{\text{eau}} < 16$	• $P_{\text{eau}} < 16$	• $P_{\text{eau}} < 14$ ⁽⁵⁾	• $P_{\text{eau}} < 14$ ⁽⁶⁾	• $P_{\text{eau}} < 15$	• $P_{\text{eau}} < 11$	• $P_{\text{eau}} < 13$
de 50 à 100 ans	Niveau 3						
Bâtiment et Ouvrages de génie civil	• $P_{\text{eau}} < 14$ ⁽⁶⁾	• $P_{\text{eau}} < 14$ ⁽⁶⁾	• $P_{\text{eau}} < 12$ ⁽⁷⁾ • $K_{\text{gaz}} < 100$ ⁽⁸⁾	• $P_{\text{eau}} < 12$ ⁽⁷⁾ • $K_{\text{liq}} < 0,1$ ⁽⁹⁾	• $P_{\text{eau}} < 14$	• $P_{\text{eau}} < 11$ • $D_{\text{app(mig)}} < 2$ • $K_{\text{liq}} < 0,1$ ⁽³⁾	• $P_{\text{eau}} < 13$ • $D_{\text{app(mig)}} < 7$
de 100 à 120 ans	Niveau 4						
Grands ouvrages	• $P_{\text{eau}} < 12$ • $K_{\text{gaz}} < 100$	• $P_{\text{eau}} < 12$ • $K_{\text{gaz}} < 100$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ ⁽⁴⁾	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 12$ • $D_{\text{app(mig)}} < 20$ • $K_{\text{liq}} < 0,1$ ⁽³⁾	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $D_{\text{app(mig)}} < 1$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 12$ • $D_{\text{app(mig)}} < 5$
> 120 ans	Niveau 5						
Ouvrages dits exceptionnels	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $K_{\text{gaz}} < 10$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $D_{\text{app(mig)}} < 1$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $D_{\text{app(mig)}} < 10$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $D_{\text{app(mig)}} < 1$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$	• $P_{\text{eau}} < 9$ • $D_{\text{app(mig)}} < 1$ • $K_{\text{gaz}} < 10$ • $K_{\text{liq}} < 0,01$

(*) : ces valeurs peuvent être adoptées pour tenir compte des spécificités de l'opération de construction dans le cadre d'une approche globale. Elles sont également susceptibles d'évoluer en fonction du retour d'expérience et du développement de méthodes ou de modèles plus précis.

(1) : concentration en chlorures libres à la surface $c_s \leq 10 \text{ g.L}^{-1}$

(2) : concentration en chlorures libres à la surface $c_s \geq 100 \text{ g.L}^{-1}$

[c_s ou c_{seq} ou $c_{s,\Delta x}$ (cf. § 5.1.2 et annexe 13)]

(3) : alternative : $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

(4) : alternative : $k_{liq} < 0,01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

(5) : alternative : $P < 15 \text{ \%}$ **et** $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \text{ \%}$

(6) : alternative : $P < 16 \text{ \%}$ **et** $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \text{ \%}$

(7) : alternative : $P < 14 \text{ \%}$ **et** $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \text{ \%}$

(8) : alternative : $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ **et** $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \text{ \%}$

(9) : alternatives : 1) $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

2) $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ **et** $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \text{ \%}$

	Durabilité potentielle faible
	Durabilité potentielle moyenne
	Durabilité potentielle élevée
	Durabilité potentielle très élevée

9.3. Spécifications-types pour la durabilité vis-à-vis de l'alcali-réaction

Rappelons que les *Recommandations du LCPC* [1] ont pour objet de "*faire de la prévention*", et à ce titre les règles y figurant sont préconisées de façon à éviter que des désordres dus à l'alcali-réaction n'apparaissent pendant la vie de l'ouvrage.

Ici, l'objectif est de "*faire de la prédiction*", lors de :

- la phase de conception d'un futur ouvrage,
- l'expertise d'un ouvrage existant (dégradé ou non) pour se prononcer sur son évolution future, c'est-à-dire sur sa durabilité résiduelle (cf. § 10.2),

à partir d'indicateurs de durabilité, c'est à dire de données quantitatives, de modèles et d'états-limites de durabilité à ne pas dépasser.

Les deux démarches sont donc quelque peu différentes et il peut être assez difficile de les concilier. Toutefois, il est proposé ci-après une méthodologie partant des *Recommandations* [1] et adaptée à la démarche suivie dans le présent guide.

La politique de prévention des désordres dus à l'alcali réaction [1] repose sur un tableau qui fixe des niveaux de prévention A, B et C en fonction de la catégorie de l'ouvrage et de l'environnement auquel il est soumis (cf. Tableau 14). Il est possible de relier ces niveaux de prévention A, B et C à des durées de vie (car plus le niveau de prévention sera élevé, plus la durée de vie de l'ouvrage sera augmentée) et donc à des niveaux d'exigence en termes de spécifications vis-à-vis de la durabilité (1, 2 ou 3) (cf. Tableau 14).

Tableau 14 : Niveau de prévention en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée

Type d'environnement → Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / Niveau d'exigence ↓	1 (sec ou humidité modérée)	2 (cycles d'humidité séchage)	3 (immersion ou présence de sels)
de 5 à 50 ans <i>Ouvrages provisoires + la plupart des produits préfabriqués à l'exception des éléments de structure et des produits destinés à être utilisés dans des ambiances agressives comme les canalisations d'assainissement, les corniches d'OA, ...</i> Niveau 1 (risque faible ou acceptable)	A	A	A
de 50 à 100 ans <i>La plupart des bâtiments et ouvrages de génie civil</i> Niveau 2 (risque peu tolérable)	A	B	B
> 120 ans (ou bien exigence d'absence de fissuration, même en cas de durée de vie plus courte, pour des raisons de sécurité ou d'esthétique : barrages, tunnels, ponts ou viaducs exceptionnels, monuments ou bâtiments de prestige) <i>Ouvrages dits exceptionnels</i> Niveau 3 (risque inacceptable)	C	C	C

Pour le niveau de prévention **A**, aucune spécification supplémentaire par rapport aux *Recommandations* [1] n'est requise vis-à-vis de la durabilité. Pour les niveaux **B** et **C**, interviennent les indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction, conformément à l'organigramme donné en figure 26.

9.3.1. Quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique)

Si les granulats étudiés sont **PR**, pour définir des valeurs limites admissibles relativement à la quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps selon le mode opératoire décrit au § 7.3.1, il faut exclure les valeurs issues de la norme *NF P 18-589* [50] et se garder de prendre sans précaution les valeurs provenant de la variante de la norme *P 18-594* [46] décrite dans l'annexe 4 (essai cinétique modifié, § A4.3) et qui sont rappelées ci-dessous :

- sur la courbe frontière entre les zones **NR** et **PR** :

<u>Abscisse</u> :	1 j	2 j	3 j	4 j
Ordonnée (Rapport SiO₂ / Na₂O) :	0,12	0,24	0,44	0,63

- et sur la courbe frontière entre les zones **PR** et **PRP** :

<u>Abscisse</u> :	1 j	2 j	3 j	4 j
Ordonnée (Rapport SiO₂ / Na₂O) :	1,05	1,50	1,75	1,95

En effet, malgré certaines similitudes, les protocoles d'essai sont différents (température, granulométrie, ...). Toutefois, ces valeurs sont une indication que devra conforter une démarche expérimentale destinée à proposer des seuils réalistes.

Dans le cas de granulats contenant plus de 15 % de carbonates, la procédure *P 18-589* n'est pas applicable. Quant à l'essai cinétique modifié de la norme *P 18 594*, il peut être mis en œuvre, mais il fournit des résultats de silice soluble issue de l'attaque d'une fraction 0-315 microns à 80°C, donc bien différents de ceux issus de l'attaque d'un 0-20 mm à 60°C.

Si les granulats sont **NR** ou **PRP** vérifiant les deux conditions particulières du chapitre 9 des *Recommandations* [1], il n'y a pas de condition à vérifier (cf. § 9.3, figure 26).

9.3.2. Teneur en alcalins

Si l'on se trouve en **niveau d'exigence 2** (durée de vie exigée de 50 à 100 ans) et en **niveau de prévention B** (cf. Tableau 14) et que les granulats sont **qualifiés PR**, on effectue un bilan des alcalins, conformément à l'organigramme de la figure 26.

Des valeurs limites sont données dans les *Recommandations* [1] et ont été confirmées expérimentalement [DELO 94] :

- dans le cas d'un ciment CEM I, CEM II ou CEM V, et dans l'hypothèse où la dispersion des teneurs en alcalins équivalents du ciment n'est pas connue, on applique la règle suivante :

$$[\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq. actifs du béton}}]_{\text{moy.}} < 3 \text{ kg.m}^{-3} \text{ de béton}$$

$$\text{et } [\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq. actifs du béton}}]_{\text{max.}} < 3,3 \text{ kg.m}^{-3} \text{ de béton}$$

- dans le cas d'un ciment CEM I, CEM II ou CEM V, et dans l'hypothèse où la dispersion V_c des teneurs en alcalins équivalents du ciment est connue, on applique la règle suivante :

$$[\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq. actifs du béton}}]_{\text{moy}} < \frac{3,5}{1 + 2 \cdot V_c} \text{ kg.m}^{-3} \text{ de béton}$$

$$\text{et } [\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq. actifs du béton}}]_{\text{max}} < 3,5 \text{ kg.m}^{-3} \text{ de béton}$$

- dans le cas d'un ciment CEM III/B, on applique la règle suivante :
 $[Na_2O_{eq. \text{ totaux du ciment}}] < 1,1 \%$ par rapport à la masse de ciment
- dans le cas d'un ciment CEM III/C, on applique la règle suivante :
 $[Na_2O_{eq. \text{ totaux du ciment}}] < 2 \%$ par rapport à la masse de ciment

A titre d'illustration, dans les deux derniers cas, pour un dosage moyen en ciment de 350 kg.m^{-3} , l'application du bilan des alcalins revient à limiter la teneur en alcalins équivalents respectivement à 4 et 7 kg.m^{-3} de béton.

9.3.3. Valeurs limites relatives aux déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (indicateur de durabilité spécifique à l'alcali-réaction)

Les valeurs limites admissibles pour les déformations de gonflement (unidimensionnelles) mesurées lors de "*l'essai de performance*" (selon la norme *NF P 18-454* [24]) sont les suivantes :

- cas des formules de béton de CEM I n'incorporant pas d'addition minérale :
déformation $< 200 \text{ } \mu\text{m/m}$ (0,02 %) aux échéances fixées au § 7.3.3.3 (3 mois ou 5 mois, selon les types de granulats utilisés).
- cas des autres formules de béton :
déformation $< 200 \text{ } \mu\text{m/m}$ (0,02 %) à 5 mois,

et les évolutions mensuelles de la déformation mesurée aux cours des 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} mois respectent les conditions suivantes :

- * deux de ces trois valeurs sont $< 25 \text{ } \mu\text{m/m}$ (0,0025 %),
- * la somme de ces trois valeurs est $< 100 \text{ } \mu\text{m/m}$ (0,01 %).

L'évolution mensuelle du gonflement au cours d'un mois n est calculée en effectuant la différence entre le gonflement mesuré à l'échéance de n mois et le gonflement mesuré à l'échéance de $(n-1)$ mois.

Des formules de béton non conformes à 5 mois peuvent cependant convenir à l'emploi si elles respectent le critère suivant :

déformation $< 300 \text{ } \mu\text{m/m}$ (0,03 %) à 12 mois.

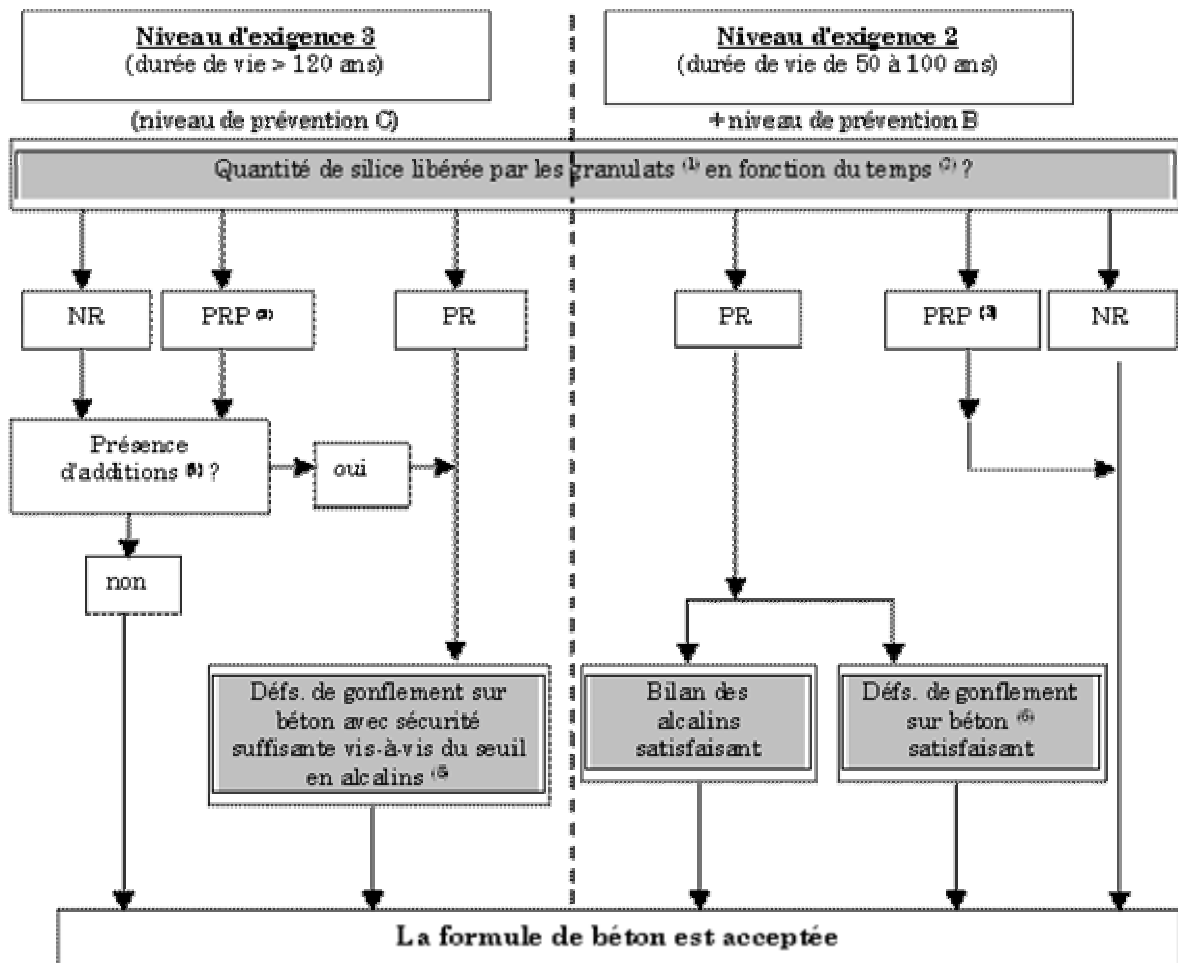


Figure 26 : Organigramme d'utilisation des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction : sélection ou qualification d'une formule de béton pour un ouvrage donné.

(1) : un seul type de granulat ou un mélange granulaire, conformément au document P 18-542 [29] décrivant la conduite des opérations à effectuer pour procéder à une qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction (cf. Annexe 4).

(2) : méthode basée sur le test cinétique - méthode chimique de la norme d'essai NF P 18-589 [50] (ou l'essai cinétique modifié du projet de norme P 18-594 [46], cf. Annexe 4) (cf. § 7.3.1).

(3) : l'utilisation de granulats PRP suppose que les deux conditions particulières figurant au chapitre 9 des Recommandations [1] soient vérifiées.

(4) : il s'agit de fillers siliceux susceptibles de libérer de la silice réactive, tels que le sable de quartz broyé.

(5) : on utilise un ciment à bas taux d'alcalins, on augmente progressivement le taux d'alcalins par ajout de soude NaOH (on ajoute 1, 2, 3 ou 4 kg d'alcalins) jusqu'au dépassement de la valeur limite de gonflement, puis on prend une sécurité d'environ 1 ou 2 kg par rapport au seuil de déclenchement.

(6) : essai de performance sur béton (légèrement dopé en alcalins) selon NF P 18-454 [24].

9.4. Sélection ou qualification de formules de béton pour un ouvrage donné

Pour sélectionner ou qualifier une formule de béton en vue de la construction d'un ouvrage, on vérifiera que l'ensemble des spécifications incluses dans le cahier des charges de l'ouvrage (établies selon les recommandations et les exemples donnés dans ce guide, sur la base notamment du type d'environnement et de la durée de vie exigée) sont respectées. Cette vérification s'effectuera en mesurant, sur des éprouvettes fabriquées en laboratoire et dans les conditions requises (cf. § 7), les différents indicateurs de durabilité apparaissant dans les spécifications.

10. PRÉDICTION DE LA DURABILITÉ (PHASE DE CONCEPTION) OU ÉVALUATION DE LA DURABILITÉ RÉSIDUELLE DES OUVRAGES

10.1. Témoins de durée de vie

10.1.1. Définitions - Cas de la corrosion des armatures

La *durée de vie* vis-à-vis de la corrosion des armatures, si cette dernière est considérée comme la durée pour laquelle le béton d'enrobage joue son rôle de protection dans la structure en béton armé, peut être définie, en considérant uniquement la période d'incubation et l'ELS 1, comme le temps mis pour que l'ELS 1 soit atteint (cf. § 3 et 5.1 et annexe 5) [BARO 02b] :

- environnement sans chlorure : temps mis pour que la profondeur de carbonatation soit égale à l'enrobage,
- en présence de chlorures : temps mis pour que $[Cl^-]_{libres}$ atteigne une valeur donnée (concentration critique $[Cl^-]_{libres}^{crit.}$, cf. § 5.1.3) au niveau du premier lit d'armatures.

Les *témoins de durée de vie* seront donc définis par [BARO 02b] :

- environnement sans chlorure : **profondeur de carbonatation (*i.e.* zone où $pH \leq 9$) et évolution en fonction du temps (cinétique), ou évolution du profil de teneur en $CaCO_3$ (ou en $Ca(OH)_2$ résiduelle) en fonction du temps,**
- en présence de chlorures : **profondeur de pénétration des chlorures (*i.e.* zone où $[Cl^-]_{libres} \geq [Cl^-]_{libres}^{crit.}$) et évolution en fonction du temps (cinétique), ou évolution du profil de $[Cl^-]_{libres}$ en fonction du temps.**

10.1.2. Définitions - Cas de l'alcali-réaction

Il apparaît plus difficile de trouver une façon adéquate de quantifier la *durée de vie* vis-à-vis de l'alcali-réaction. Les définitions suivantes peuvent toutefois être envisagées :

- 1- temps mis pour que le gonflement atteigne une valeur critique donnée,
- ou
- 2- temps mis pour que la fissuration du matériau atteigne une ouverture critique donnée (*i.e.* temps pendant lequel la fissuration reste admissible).

Dans le premier cas, pourront être considérés comme *témoins de durée de vie* vis-à-vis de l'alcali-réaction :

- à l'échelle du matériau
la courbe de gonflement obtenue sur éprouvettes de laboratoire lors de "*l'essai de performance*" défini selon la norme NF P 18-454 [24] (cf. § 7.3.3), ou **la courbe de gonflement résiduel obtenue sur carottes extraites d'une structure existante** dans les conditions définies au § 10.1.3.3,

- à l'échelle de la structure

le gonflement structurel : variation de la distance entre deux points dans une zone qui gonfle.

On peut adopter comme valeur critique pour le gonflement structurel une valeur de 1 mm/m. Ceci correspond à environ 3 fissures d'ouverture 0,3 mm par mètre, la valeur de 0,3 mm constituant approximativement le seuil d'ouverture de fissures pathologiques [9].

Dans le second cas, seront considérés comme *témoins de durée de vie* vis-à-vis de l'alcali-réaction :

- à l'échelle du matériau

l'ouverture des fissures,

- à l'échelle de la structure

l'indice de fissuration IF (*i.e.* moyenne des 4 ouvertures moyennes de fissures obtenues sur chaque axe, en mm par mètre de parement, cf. § 10.1.3.5). Les indices de fissuration mesurés peuvent être comparés à l'échelle de caractérisation donnée dans le tableau 15. On peut adopter comme valeur critique pour l'indice de fissuration une valeur de 1 mm/m, soit environ 3 fissures de 0,3 mm par mètre [9].

Tableau 15 : Echelle de caractérisation de la fissuration (indice de fissuration) d'un parement de structure en béton armé ou non armé (non valable pour le béton précontraint) [9]

Indice de fissuration IF (mm/m)	Degré d'endommagement
0 à 0,5	négligeable
0,5 à 1	faible
1 à 2	modérée
2 à 5	forte
5 à 10	très forte
> 10	considérable

Pour les fissures traversées par des aciers passifs ou actifs, il faut s'assurer de la protection des armatures en service et contrôler que le niveau de déformation plastique des aciers au droit des fissures reste acceptable. L'*Eurocode 2* [27] donne quelques bases pour vérifier ces conditions, et considère que la durabilité des armatures de béton armé est assurée pour une ouverture permanente des fissures de 0,3 mm. Par ailleurs, un calcul sommaire montre que pour un gonflement moyen du béton de 1 mm/m accompagné d'une ouverture de fissure de 0,3 mm, et en supposant une longueur de transfert de l'ordre de 20 cm, l'allongement relatif de l'armature au droit de la fissure reste en dessous de celui correspondant à la limite élastique (soit 0,25 % pour un acier de type Fe 500).

Naturellement, d'autres témoins de durée de vie sont envisageables, en fonction des possibilités de calcul et de mesure.

10.1.3. Méthodes de mesure

10.1.3.1. Profondeur de carbonatation

Lorsque seule est requise la détermination de l'avancement du "front" de carbonatation ($\text{pH} \approx 9$), l'utilisation d'un indicateur coloré pour évaluer la profondeur de carbonatation est envisageable. L'indicateur le mieux adapté est la phénolphthaléine dont le pH de virage de la couleur rose à incolore se situe aux environs de 9 (cf. Figure 27). L'AFPC-AFREM a publié en 1998 [10] des recommandations pour la mesure de la profondeur de béton carbonaté par phénolphthaléine. Ces recommandations étaient basées sur la méthode RILEM CPC-18 [38]. Une norme européenne est également disponible sous une forme provisoire [60], ainsi qu'un rapport CEN [59].

Dans le cas où la détermination de l'ensemble du profil est requise, on pourra par exemple utiliser l'analyse thermogravimétrique [20] (cf. § 7.2.5.1) ou le dosage volumétrique du CO_2 [RAFA 01], [RAFA 02], ou encore les mesures gammadensimétriques [VILL 03].

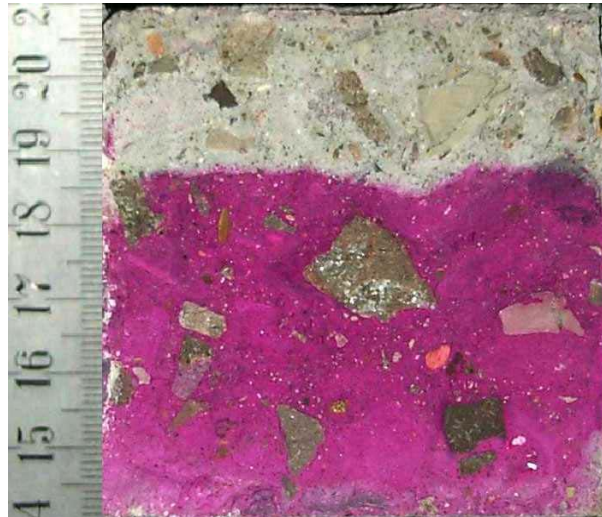


Figure 27: Evaluation de la profondeur carbonatée à l'aide d'un indicateur coloré (phénolphthaléine). La mesure est faite sur une fracture fraîche de béton (coloration rose : zone non carbonatée).

10.1.3.2. Profondeur de pénétration des ions chlorure

Lorsque seule est requise la détermination de l'avancement du "front" de pénétration des chlorures ($[\text{Cl}^-]_{\text{libres}} \approx [\text{Cl}^-]_{\text{libres}}^{\text{crit.}}$), la profondeur de pénétration des chlorures correspondant à la concentration critique peut être estimée par colorimétrie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

- la pulvérisation d'un réactif, le nitrate d'argent AgNO_3 , et éventuellement d'un révélateur, le bichromate de potassium K_2CrO_4 , selon la méthode développée par *Maultzsch* [20], [BARO 02b],
- la pulvérisation de fluorescéine et de nitrate d'argent 0,1 N, selon la méthode de *Collepari* [COLL 97].

En effet, la concentration en chlorures correspondant au seuil de détection de ces méthodes est du même ordre que la concentration critique couramment considérée (cf. § 5.1.3) [BARO 02b]. On notera toutefois que les méthodes colorimétriques associées aux chlorures fournissent des résultats moins précis que la méthode associée à la carbonatation (cf. § 10.1.3.1).

Dans le cas où la détermination de l'ensemble du profil est requise, ce dernier peut être obtenu à l'aide du dosage des chlorures par analyse chimique à partir de prélèvements (de poudre par forage à différentes profondeurs [10], ou par "grignotage" [20], ou encore par sciage sous alcool ou à sec puis broyage). En outre, l'avancement du "front" de pénétration des chlorures peut également être évalué dans ce cas, sans avoir recours à des mesures supplémentaires de colorimétrie, en déterminant la profondeur correspondant à la concentration critique à partir des profils obtenus à différentes échéances [BARO 02b].

10.1.3.3. Courbe de gonflement résiduel obtenue sur carottes extraites d'une structure existante

Il s'agit d'évaluer le gonflement ultérieur potentiel (capacité restante d'expansion) d'une formule de béton au sein d'un ouvrage donné en mesurant les déformations de carottes extraites de la structure, puis conservées dans un milieu propice à accélérer l'alcali-réaction.

Les essais de gonflement à effectuer sont différents de "*l'essai de performance*" défini selon la norme *NF P 18-454* [24] et décrit au § 7.3.3. En effet, le traitement thermique et hydrique doit dans ce cas être représentatif de ce qui se passe dans l'ouvrage (prise en compte de l'historique et de l'environnement, en particulier des échanges d'eau). Le mode opératoire de ces essais est décrit dans la référence [54] (projet de méthode d'essai des LPC n° 44). Les mesures sont réalisées à l'aide d'un extensomètre mécanique à billes. Les trois paramètres fondamentaux suivants sont à déterminer à partir des cinétiques expérimentales (cf. Figure 28 et annexe 11, [52], [LI 02]) :

- l'amplitude maximale de gonflement β ,
- le temps caractéristique τ_c ,
- le temps de latence τ_L .

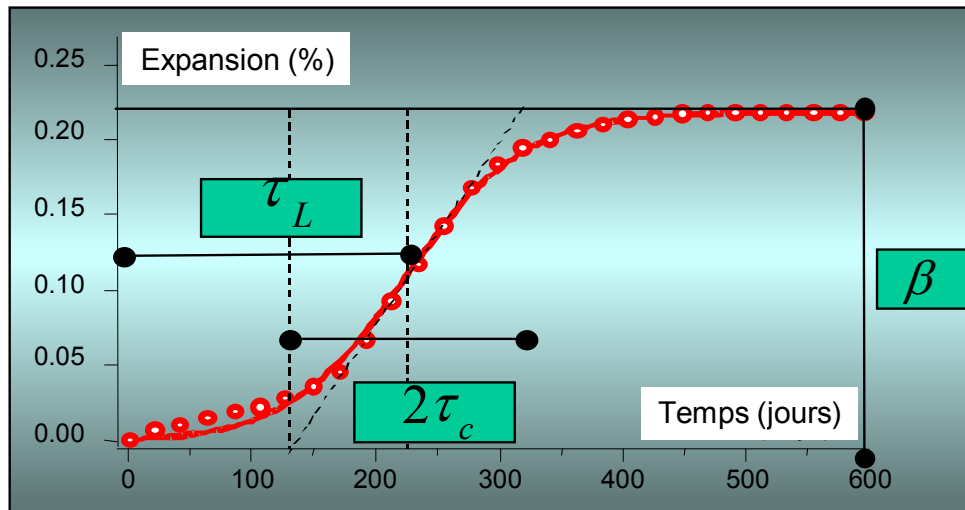
Afin d'évaluer correctement la cinétique et de la relier à l'évolution prévisible *in situ*, il est nécessaire de respecter les contraintes suivantes, pour la réalisation des essais sur les carottes prélevées sur une ou plusieurs parties de l'ouvrage à étudier [54] :

- éprouvettes conservées à $T = 38\text{ °C}$ (et éventuellement à une autre température, par exemple $T = 23\text{ °C}$, tant que l'influence de la température sur le temps de latence et le temps caractéristique n'a pas été étudiée sur un nombre suffisant de formules),
- éprouvettes conservées à $HR = 100\%$ (et éventuellement dans des conditions différentes, selon l'ouvrage et la position dans l'ouvrage considéré, par exemple sans échange d'eau avec l'extérieur dans le cas de zones internes ou de parements recouverts d'une protection imperméable),
- mesure des déformations longitudinales (et transversales, si l'on souhaite quantifier l'anisotropie du gonflement),

- durée de l'essai = 1 an.

A l'issue de la période d'un an de conservation à $T = 38\text{ °C}$ et à $HR = 100\%$, les carottes sont séchées en étuve à $T = 105\text{ °C}$ pendant 2 mois (observation d'un retrait de dessiccation).

Rappelons toutefois qu'il est encore difficile à l'heure actuelle de faire le passage entre résultats d'essais accélérés de laboratoire et comportement *in situ*.



β : amplitude maximale de gonflement,
 τ_c : temps caractéristique,
 τ_L : temps de latence.

Figure 28 : Expansion due à l'alcali-réaction observée sur éprouvettes de béton en conditions de laboratoire, d'après [52].

10.1.3.4. Gonflement structurel (*in situ*)

Le gonflement structurel peut être évalué par des mesures de distancemétrie. Ce type de mesures vise à évaluer les déformations globales et à suivre leur évolution à long terme avec des bases de mesures dimensionnelles. Le moyen de distancemétrie le plus couramment utilisé est le distancemètre à fil Invar LPC, tel que celui mis au point par le CETE de Lyon. Sa base de mesure est comprise entre 1 et 20 m, sa course est de 100 mm et sa précision est de l'ordre de 0,1 mm. D'autres moyens, tels que le distancemètre infrarouge, l'extensomètre mécanique LCPC de base 400 mm, ou encore le pied à coulisse de grande capacité (500 à 1500 mm), peuvent également être employés. Les informations recueillies permettent de connaître précisément l'évolution future des ouvrages, mais elles permettent aussi, le cas échéant, de paramétrer ou de calibrer les modèles de calcul de la structure (cf. § 10.2.8 et annexe 11, [52], [LI 02]).

10.1.3.5. Indice de fissuration d'un parement de structure

La méthode à appliquer pour l'obtention de l'indice de fissuration d'une structure en béton armé est décrite dans le mode opératoire LPC n° 47 [9]. Elle est basée sur le

traçage d'un repère carré de 1 m de côté sur la partie de parement à étudier. Elle consiste à relever, à l'aide d'un fissuromètre et de façon exhaustive, toutes les fissures interceptant les 4 axes. Cette méthode est valable pour une fissuration multidirectionnelle (répartie, avec maillage), mais doit être adaptée dans le cas d'une fissuration orientée.

Bien que parfois difficilement interprétables, les mesures de gonflement structurel paraissent toutefois plus pertinentes que la mesure de l'indice de fissuration. Elles présentent en effet en particulier l'intérêt majeur d'intégrer le gonflement du béton situé entre les fissures. De plus, l'indice de fissuration n'est pas forcément représentatif dans tous les cas.

10.2. Modèles prédictifs : calcul des témoins de durée de vie

10.2.1. Rôle et caractéristiques des modèles requis - Exemples

Dans la démarche proposée, les modèles prédictifs permettent d'accéder aux témoins de durée de vie (sorties numériques de ces modèles) à partir des indicateurs de durabilité (données d'entrée de ces modèles). Les modèles prédictifs pourront être utilisés, soit en phase de conception d'un ouvrage, soit lors du suivi d'un ouvrage existant, afin de réévaluer la prédiction initiale en prenant en compte le vieillissement du matériau *in situ*.

Dans le cadre du présent guide, les deux principaux critères de sélection des modèles à recommander parmi le grand nombre à disposition sont :

- la cohérence entre l'approche adoptée et celle du modèle : les paramètres fondamentaux du modèle doivent être les indicateurs de durabilité sélectionnés,
- la disponibilité du modèle : le modèle doit être aisément accessible, pour une mise en pratique facile de la méthode.

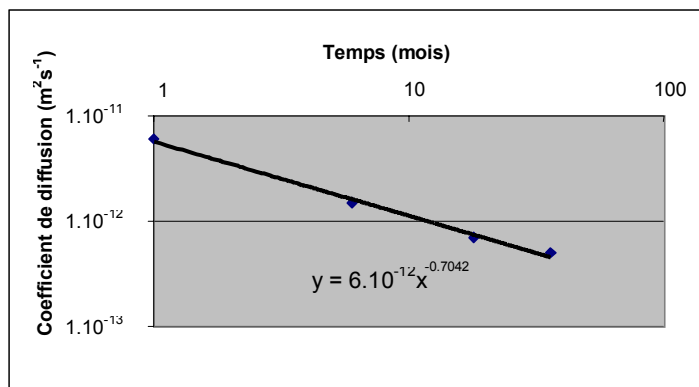
La tendance actuelle est au développement de modèles couplés, plus pertinents pour rendre compte des phénomènes de dégradation des bétons dans les ouvrages réels [SAET 93a], [FRANCY 98], [RFGC 01]. Cependant, la plupart des modèles proposés dans le cadre de ce guide sont des modèles simples, relatifs à un seul processus de dégradation, dans un objectif de rapidité d'apprentissage et de facilité d'utilisation pour les ingénieurs futurs utilisateurs. On fait ainsi l'hypothèse que le processus décrit est celui qui prédomine. Néanmoins, le couplage avec les transferts hydriques sera pris en compte dans la mesure du possible.

Il est important d'ajouter qu'aucun modèle disponible actuellement ne prend en compte de façon directe la fissuration. On notera toutefois que le modèle du LERM (cf. Annexes 8 et 13) tient compte de la fissuration d'une manière indirecte, puisqu'il intègre l'évolution des propriétés du matériau dans le temps et dans l'espace (cf. § 10.2.8 et figure 29). En effet, dans ce modèle, le système est découpé en plusieurs tranches, de la surface vers le cœur, dont les propriétés peuvent être différentes. S'il y a fissuration dans le premier centimètre, par exemple, le modèle pourra prendre en compte la modification du coefficient de diffusion résultant de cette fissuration et/ou une évolution dans le temps du coefficient.

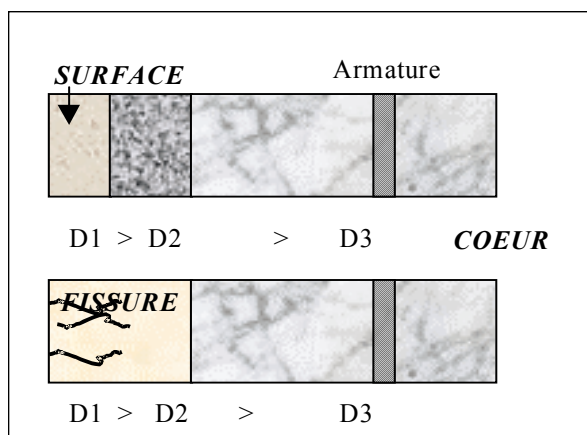
En ce qui concerne la corrosion des armatures, on peut citer à nouveau ici les approches probabilistes et multi-facteurs du type de celles proposées par le *projet BRITE "DURACRETE"* [SCHI 97], [GEHL 99], [36], [58] ou par *Vesikari* [VESI 00] (cf. Annexes 5 et 13). Ces approches paraissent très pertinentes et bien adaptées à la quantification des risques de corrosion des armatures induite par la carbonatation ou par les chlorures. On manque toutefois de valeurs obtenues expérimentalement pour les nombreux paramètres apparaissant dans les relations empiriques des modèles. Ceci peut rendre difficile la mise en œuvre de ce type de modèles. A titre d'exemple, dans l'expression donnant la profondeur de pénétration des chlorures, seul le coefficient de diffusion *apparent* des chlorures est mesuré (par un essai de migration en régime non stationnaire, selon la méthode de *Tang & Nilsson* [TANG 92a]). Les autres coefficients sont issus de bases de données ou sont déduits des conditions environnementales. De même pour la profondeur de carbonatation, seul un paramètre est mesuré.

D'autres types de modèles, plus faciles à alimenter, permettent également de prédire la durée de vie vis-à-vis de la corrosion des armatures. Ils sont décrits dans les paragraphes suivants et/ou en annexe. Parmi les modèles empiriques, on peut citer en particulier le logiciel LEO [15], intégrant un modèle de pénétration des chlorures (cf. Annexe 9) que l'on peut alimenter avec les caractéristiques de base et les indicateurs de durabilité définis dans ce guide, complétés de quelques paramètres complémentaires facilement accessibles.

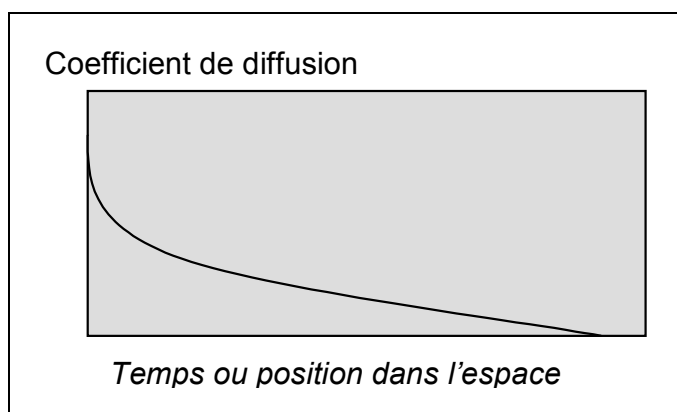
Toujours en ce qui concerne la corrosion des armatures, on notera qu'il existe un modèle basé principalement sur la mesure de résistivité électrique (cf. § 6.4.1 et 7.4.2, [ANDR 00a], [ANDR 01]). Cette mesure permet d'accéder de manière indirecte aux paramètres de transfert associés à la carbonatation ou à la pénétration des ions chlorure (cf. Annexe 10). Compte tenu de la facilité de mesure de la résistivité, en laboratoire (sur éprouvette ou sur carotte prélevée sur ouvrage) ou directement *in situ* par un essai non destructif [POLD 01], on pourra recourir à cette mesure lors de la phase d'étude, lors du contrôle qualité ou lors du suivi d'ouvrages existants. Il convient d'ajouter que cette mesure permet également de prédire la durée de vie prenant en compte la période de propagation (cf. § 3.2.1), lorsque l'on fait intervenir la relation existant entre vitesse de corrosion et résistivité [ANDR 00a], [ANDR 01].



a) exemple d'évolution du coefficient de diffusion des ions chlorure en fonction du temps (résultats obtenus sur un ouvrage d'art)



b) évolution du coefficient de diffusion ionique. Illustration des différentes zones en fonction de la profondeur



c) exemple d'évolution du coefficient de diffusion ionique avec le temps et/ou avec la position dans l'espace

Figure 29 : Evolution du coefficient de diffusion ionique avec le temps ou la position dans l'espace.

10.2.2. Modèles relatifs à la carbonatation des bétons

Les principaux paramètres qui déterminent l'avancement du front de carbonatation sont :

- au niveau du matériau : la fraction volumique laissée libre pour la diffusion du CO_2 (définie à partir de la porosité et du taux de saturation) et la quantité de minéraux susceptibles de réagir avec le CO_2 ,
- au niveau des conditions aux limites : la concentration en CO_2 , l'humidité relative et l'alternance de cycles d'humidification-séchage, et la température.

En milieu naturel, les fluctuations de la concentration en dioxyde de carbone sont généralement faibles. Ce n'est pas le cas pour la température et l'humidité relative. Ces paramètres sont déterminants pour l'évolution du profil hydrique du béton d'enrobage. Or, nous avons vu que l'état de saturation en eau du matériau influençait directement son comportement vis-à-vis de la carbonatation (cf. § 5.1.1). La diffusion du dioxyde de carbone s'effectuant généralement dans un matériau partiellement saturé, la modélisation des processus de carbonatation nécessite le couplage des équations qui décrivent le transport hydrique et le transport du dioxyde de carbone. La prise en compte de ce couplage peut rendre la modélisation difficile.

De nombreuses approches visant à modéliser la carbonatation ont été publiées dans la littérature (cf. Tableau 16). Citons par exemple les modèles de *Ying-Yu & al.* [YING 87], *Papadakis & al.* [PAPA 91a], [PAPA 91b], *Miragliotta* [MIRA 00], *Al-Akchar & al.* [AL-AK 98], *Bakker* [BAKK 93], *Van Balen & al.* [VAN-B 94], *Saetta & al.* [SAET 93b], [SAET 95], *Sickert* [SICK 97], *Badoux & al.* [BADO 00], et l'approche statistique multi-facteurs de *Vesikari* [VESI 00]. Ces modèles reposent sur l'utilisation de la première loi de Fick. Ils se différencient les uns des autres par les paramètres pris en compte (teneur initiale en C-S-H, coefficient de diffusion du dioxyde de carbone variable, coefficient de diffusion de la vapeur d'eau, de la chaleur, ...), les hypothèses simplificatrices sur les mécanismes physico-chimiques, et les conditions initiales et aux limites (cf. Tableau 16). Les concepts physico-chimiques des modèles sur la carbonatation des bétons sont de plus en plus complets. Notons à ce titre le récent modèle de *Bary & Sellier* [BARY 03], qui prend notamment en compte le rôle déterminant de la migration du calcium dans le processus de colmatage de la zone carbonatée. La plupart des modèles utilise comme données d'entrée les indicateurs de durabilité généraux sélectionnés (porosité, teneur en portlandite), associés à des paramètres complémentaires (cf. Tableau 16).

Tableau 16 : Principaux paramètres pris en compte par les modèles de carbonatation, hypothèses sur les conditions initiales et aux limites, domaine de validité. Ces modèles reposent tous sur la loi de transport macroscopique de Fick en milieu poreux

Modèles	1 Ying-Yu	2 Papadakis	3 Miragliotta	4 Al-Akchar	5 Bakker	6 Van Balen	7 Saetta	8 Sickert	9 LEO	10 LCPC-Carbo
<u>Paramètres pris en compte</u> -Cinétique chimique de carbonatation de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Cinétique chimique de carbonatation des C-S-H -Diffusivité du CO_2 -Propriétés de transport de l'eau (vapeur d'eau, eau liquide) -Diffusivité de la chaleur -Courbe de pression capillaire	X	X	X	X	X X	X X	X X	X	X	X X X
<u>Géométrie</u> -Monodirectionnelle -Bidirectionnelle	X	X	X	X	X	X	X X	X	X	X
<u>Couplages pris en compte</u> -Carbonatation / Porosité -Carbonatation / Saturation en eau liquide -Carbonatation / Propriétés de transport (CO_2 , eau) -Carbonatation / Microfissuration -Humidité relative / Cinétique de carbonatation de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Formation de calcite / Cinétique de carbonatation de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Carbonatation / Hydratation -Température / Carbonatation		X	X	X		X	X X	X	X	X X X X X
<u>Conditions initiales</u> -Teneur initiale en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Teneur initiale en C-S-H -Teneur initiale en C_3S -Teneur initiale en C_2S -Taux de saturation en eau liquide (homogène) -Profil de taux de saturation (non-homogène) -Porosité (homogène) -Profil de porosité (non-homogène), prise en compte des caractéristiques du béton de peau	X	X X X X X	X X X X X	X	X	X X	X X	X	X	X X X
<u>Conditions aux limites</u> -Humidité relative variable à l'extérieur -Géométrie finie (milieu non forcément semi-infini) -Température					X	X X	X X			X X
<u>Sorties du modèle</u> -Front raide de carbonatation -Profil de pH -Profil des concentrations en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et en CaCO_3	X	X	X	X	X	X	X X	X	X	X X
<u>Domaine de validité</u> -Essais accélérés -Carbonatation naturelle (avec cycles humidification-séchage)	X	X	X	X	X	X	X X	X	X	X X

10.2.3. Modèles sélectionnés pour la carbonatation des bétons

Le modèle développé par *Papadakis & al.* est sans doute le plus simple d'emploi [PAPA 91a], [PAPA 91b] (cf. Annexe 6). Il est de plus en adéquation avec les indicateurs de durabilité sélectionnés dans le cadre de ce guide. Ce modèle peut même être utilisé sous une forme simplifiée qui consiste à ne pas tenir compte des minéraux susceptibles de réagir avec le dioxyde de carbone autres que la portlandite. Cependant, les indicateurs pris en compte peuvent paraître insuffisants (la perméabilité n'intervient pas). De plus, ce modèle ne prend en compte ni les gradients d'humidité, ni l'évolution de la microstructure lors de la carbonatation. Ceci conduit à des divergences notables avec les résultats expérimentaux (cf. § 5.1.1 et annexe 6).

Le modèle physico-chimique du LCPC est plus sophistiqué, mais plus complet et bien adapté à la démarche proposée [THIE 03b]. Une description sommaire de ce modèle figure en annexe 7. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- prise en compte de l'évolution de la porosité et du taux de saturation en eau liquide au cours de la carbonatation,
- prise en compte des cinétiques chimiques qui rendent le front de carbonatation non-raide,
- intégration du séchage du matériau (par transfert darcéen de l'eau liquide et en utilisant une relation $p_c(S)$ calée sur des données expérimentales),
- prédiction du pH.

10.2.4. Modèles relatifs à la pénétration des ions chlorure

Les principaux modèles décrivant la pénétration des chlorures dans le béton sont classés suivant leurs caractéristiques dans le tableau 17. Ils sont séparés en deux catégories :

- modèles empiriques : la prédiction du profil est dans ce cas effectuée à partir de solutions analytiques ou numériques de la seconde loi de Fick,
- modèles physiques : le transport des ions et les interactions sont décrites par des équations séparées, basées sur les mécanismes physiques.

La plupart de ces modèles utilise parmi les données d'entrée un coefficient de diffusion obtenu à l'aide d'un essai accéléré (migration sous champ électrique).

Tableau 17 : Caractéristiques des principaux modèles de pénétration des chlorures

	Modèles empiriques					Modèles empiriques et physiques
	DURACRETE (a)	MELJRO- POULSEN (b)	ALLIED (c)	FIRTH (d)	LEO (e)	HETEK
Principe	♦ Calibration des modèles par des données expérimentales ♦ Régression non linéaire de la solution analytique de la 2^e loi de Fick pour un milieu semi-infini				♦ Profil [Cl] → éq. équil. des masses (solution analyt. de la 2^e loi de Fick) ♦ Correction pour les couplages des flux des ≠ esp. ioniq. dét. par l'utilisation du mod. STADIUM ♦ Correction pour les interac. Cl-matrice basée sur une isotherme linéarisée	♦ Versions améliorées des modèles empiriques précédents ♦ Paramètres de la solution analytique de la 2^e loi de Fick définis par : - Une valeur moyenne et la dispersion (≠ fonction de distribution choisies sur la base de données expérimentales) - Définition de fonctions état-limite
Entrées du modèle	♦ D_a : coef. diffusion apparent (m^2/s) ♦ C_{sa} : [Cl] en surface (mol/kg béton sec) ♦ [Cl] initiale dans matériau				♦ Paramètres matériau : - $D_{app}(Cl)$ mesuré lors d'un test de mig. ou de diffusion - Isoth. d'interac. Cl-béton ou formule initiale du béton - Porosité ♦ Paramètres liés à l'environ. : - [Cl]_{surface} - T°	♦ Paramètres de la solution analytique de la 2^e loi de Fick ♦ Paramètres formulation
Sorties du modèle	♦ Evolution des profils [Cl _{totaux}] en fonc. de t				♦ Profils [Cl _{libres}]	♦ Evolution des profils [Cl _{totaux}] en fonc. de t
Avantages	♦ Validation du modèle à partir de profils obtenus sur sites				♦ Tps de calcul réduit ♦ L'effet des interac. est pris en compte par des coef. de correction ♦ Paramètres d'entrée accessibles ♦ Modèle très facilement accessible	♦ Outil efficace pour étudier l'influence des paramètres sur le transport des Cl⁻ ♦ Association moyenne/dispersion des paramètres d'entrée pertinente, quand la répétabilité des méthodes exp. est connue
Inconvénients	♦ D_a et C_{sa} déterminés à un temps t, or ces paramètres sont fonction du temps ♦ Expériences de calibration lourdes et coûteuses ♦ Données fittées avec solution analytique de 2^e loi de Fick (loi trop simple par rapport à la réalité : existence de champs électriques, présence d'autres espèces chimiques, ...)				♦ Pas d'info. sur les autres espèces ioniques ♦ Données fittées avec solution analytique de 2^e loi de Fick (loi trop simple par rapport à la réalité) ♦ Approx. lin. pour l'isoth. d'interac. Cl-béton	♦ Résultats fonction de la loi choisie pour décrire la progression des Cl⁻ ♦ Difficultés possibles pour définir une fonction de distribution des paramètres d'entrée par manque de données expérimentales
Réf. biblio.	(a) [COLL 70], [COLL 72], [LIND 00], [36] (b) [MELJ 96], [POUL 96] (c) [BAMF 93] (d) [LEE 00] (e) [PETR 00], [PETR 01] [NILS 96], [NILS 97]					[MAAG 95], [NILS 97], [MAAG 99], [FRED 00], [LIND 00], [TRUC 00b]
Méthodes inform.	(e) Solution analytique + formules (abaque) pour les coef. de correction					

Modèles physiques						
	CLINCONC	Théorie de la percolation	Stadium	MSDIFF	LERM	LI & PAGE
Principe	◆ 1^{re} loi de Fick → Flux ◆ Profil [Cl⁻] → équation d'équilibre des masses (solution analytique de la 2^e loi de Fick)	◆ Profil [Cl⁻] → équation d'équilibre des masses (solution analytique de la 2^e loi de Fick) ◆ [Cl⁻] liés → isotherme de Langmuir	◆ Calcul des flux des ≠ espèces ioniques avec système d'équations de Nernst-Planck ◆ Prise en compte des équilibres chimiques solution ionique / phase solide	◆ Calcul des flux et profils ioniques par équations de Nernst-Planck ◆ Modélisation diffusion, migration et décontamination	◆ Modélisation par la méthode des E.F. de l'équation de transport (2^e loi de Fick) ◆ Possibilité de prise en compte des interactions des différentes espèces ioniques ◆ Prise en compte des interactions avec la matrice	◆ Modèle développé pour la déchloration ◆ Calcul des flux des ≠ espèces ioniques avec système d'équations de Nernst-Planck
Entrées du modèle	◆ Paramètres matériau : - D_{ns} fct (x, t, T) - Proportion du mélange ◆ Paramètres liés à l'environnement ◆ Paramètres liés aux conditions de mise en oeuvre	◆ Paramètres matériau : - Proportion du mélange - D_{moléculaire} - Isothermes d'interaction des Cl⁻	◆ Paramètres matériau : ◆ D_{eff} (diffusion ou migration) ◆ Propriétés physiques du milieu poreux ◆ Param. liés à l'environnement	◆ Paramètres matériau : - D_{int}(Cl) déduit d'un test de mig. - Concentration initiale des espèces ioniques - D_{int} espèces ioniques - Proportions du mélange - Isothermes - Densité de courant	◆ Paramètres matériau : - D_{app} (diffusion ou migration) - Evolution des propriétés physiques du milieu poreux ◆ Paramètres liés à l'environnement	◆ Paramètres matériau : - Tortuosité, porosité - Isothermes - D_{int} espèces ioniques - Concentrat initiale espèces ioniques - Densité de courant ◆ Durée de l'essai
Sorties du modèle	◆ Profils [Cl⁻ libres] ◆ Profils [Cl⁻ totaux] ◆ Profils [OH⁻]	◆ Profils [Cl⁻ libres] ◆ Profils [Cl⁻ totaux] ◆ Profils [OH⁻] ◆ Profils cations	◆ Profils des espèces ioniques	◆ Profils et flux des espèces ioniques ◆ Distribution du potentiel électrique dans l'échantillon	◆ Profils des espèces ioniques	◆ Profils des espèces ioniques ◆ Carte de la répartition du courant
Avantages	◆ Prise en compte max infos données phys et chim ◆ Entrées faciles à obtenir ◆ Pas de calibration ◆ Résultats rapides	◆ Le nombre de paramètres empiriques est minimisé ◆ Simulation marchent TB sans calibration	◆ Plusieurs espèces chimiques considérées ◆ Effets activité chimique pris en compte ◆ Prise en compte des interactions Cl-matrice, allant jusqu'au couplage avec un code d'équilibre chimique	◆ Plusieurs esp. chim. considérées ◆ Cond. Aux limites variables en fct du temps ◆ Profil de composition de solution interstitielle ◆ Prise en compte possible des interactions ions-matrice ◆ D fct du temps	◆ Possibilités de considérer plusieurs espèces chimiques ◆ Prise en compte des interactions Cl-matrice ◆ Validation des évolutions des profils par mesures sur ouvrage	◆ Plusieurs esp. chim. considérées ◆ Modèle explicatif

Inconvénients	◆ Non prise en compte des autres espèces chimiques ◆ Simul. $\neq$ réalité pour le test d'immersion	◆ Pas d'information sur le temps informatique ◆ Pas de $\neq$ en fonction du cation associé au Cl⁻ ◆ Modèle diffusion + protection cathod. ◆ Très peu de données exp.	◆ Quid du choix des ratios fixant les D ? ◆ Disponibilité du modèle ? ◆ Quid de la tortuosité ?	◆ Quid du choix des ratios fixant les D ?	◆ Pas de prise en compte actuellement du taux de saturation ou des réactions chimiques avec d'autres espèces	◆ Quid du choix des ratios fixant les D ? ◆ Mesure de la tortuosité ◆ Seule interaction prise en compte : Cl⁻-matrice
Réf. biblio.	[TANG 96c]	[MASI 97]	[SAMS 99a], [SAMS 99b], [SAMS 99c], [MARC 02]	[TRUC 00b], [FRIZ 03]	[HOUD 98], [HOUD 00]	[WANG 01]
Méthodes inform.	Procédure des différences finies	Procédure des différences finies pour x et Méthode 4 ^{ème} ordre Rung-Kutta pour t	Procédure des éléments finis avec méthode de Newton-Raphson (1D, 2D, 3D)	Procédure des différences finies (1D)	Procédure des éléments finis avec méthode de Newton-Raphson	Procédure des éléments finis (1D, 2D) (Galerkin). Schéma explicite

10.2.5. Modèles sélectionnés pour la pénétration des ions chlorure

Trois modèles sont brièvement décrits dans ce guide :

- [modèle physique](#) : il s'agit du modèle de transport des ions du LERM [HOUD 98], [HOUD 00] (cf. Annexes 8 et 13),
- [modèle empirique, approche déterministe](#) : il s'agit du modèle de pénétration des chlorures du logiciel LEO [15] (cf. Annexe 9).
- [modèle empirique, approche probabiliste](#) : il s'agit du modèle issu du *projet BRITE "DURACRETE"* [SCHI 97], [GEHL 99], [36], [58] (cf. Annexes 5 et 13).

10.2.6. Modèles relatifs à l'alcali-réaction

Divers modèles ont été proposés pour rendre compte du gonflement induit par l'alcali-réaction. On peut les classer en deux catégories, liées à la problématique finale :

1. [Les modèles explicatifs ou prédictifs "matériau"](#)

Il s'agit de modèles plus ou moins sophistiqués destinés à l'étude du comportement du matériau. Ils sont très consommateurs de paramètres d'entrée. Les modèles les plus récents (approche de *Sellier & al.*, cf. § 10.2.6.1 [SELL 97] [CAPR 99]) sont multi-échelles (passage de l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique). Dans ces modèles, la courbe de gonflement est observée. Elle joue le rôle de témoin de durée de vie de la structure "éprouvette".

2. [Les modèles prédictifs "structure"](#)

Ces modèles, établis à l'échelle macroscopique, sont destinés au diagnostic d'ouvrages. L'aspect "matériau" peut y être réduit à sa plus simple expression.

Ils nécessitent dans ce dernier cas peu de paramètres d'entrée. Dans ces modèles, la courbe de gonflement est observée ; celle-ci intervient en tant qu'indicateur du matériau constitutif de la structure. Dans les modèles les plus récents (approche de *Li & Coussy*, cf. § 10.2.6.2 et annexe 11 [LI 02]), les courbes de gonflement sont restituées à partir de variables macroscopiques telles que le degré d'avancement de l'alcali-réaction.

La courbe de déformations de gonflement permet de faire le lien entre les deux catégories de modèles. Elle est :

- [témoin de durée de vie](#) pour la première catégorie (modèles "matériau", à l'échelle microscopique ou multi-échelles), et donc sortie du modèle à comparer directement avec des résultats expérimentaux obtenus sur éprouvettes ou sur carottes prélevées *in situ*. Dans cette catégorie de modèles, les données d'entrée sont notamment les indicateurs chimiques,
- [indicateur de durabilité spécifique à l'alcali-réaction](#) et donc donnée d'entrée pour la seconde catégorie (modèles "structure").

10.2.6.1. Modèles explicatifs ou prédictifs "matériau"

Parmi les modèles explicatifs ou prédictifs "matériau", on peut inclure les modèles suivants, en fonction du degré de complexité des phénomènes pris en compte :

- [Le modèle analytique des matériaux hétérogènes](#)

Le modèle de *Furusawa & al.* [FURU 94] met en jeu des particules de silice entourées par une zone poreuse dans laquelle les produits de la réaction alcali-silice progressent. Il tient compte de la diffusion des ions OH^- dans les granulats, de la nature chimique du granulat et de la température.

- [La modélisation en réseau probabilistique](#)

La modélisation en réseau probabilistique intègre sous forme de relations mathématiques tous les phénomènes de base de l'alcali-réaction dans un réseau probabilistique. Les réactions chimiques sont incorporées à partir des hypothèses de *Dent-Glasser* et leurs évolutions sont calculées localement. Les résultats obtenus par *Bournazel, Capra, Mébarki, Sellier et Moranville-Regourd* [BOUR 94], [CAPR 95], [CAPR 96], [SELL 95], [SELL 96] montrent une bonne adéquation entre les calculs et les résultats expérimentaux publiés.

- [La modélisation multi-échelles](#)

L'alcali-réaction est doublement hétérogène : d'une part, en raison de la nature du système composé d'une phase liquide et de deux phases solides, d'autre part, par la distribution des sites réactifs dans le béton. L'alcali-réaction est de plus multi-échelles, étant donné que les réactions chimiques et les processus de transfert interviennent à l'échelle microscopique, mais que leurs effets se manifestent à l'échelle de la structure. Une modélisation multi-échelles, du matériau à l'échelle microscopique jusqu'à l'échelle macroscopique, est donc particulièrement pertinente car elle permet de prendre en compte les paramètres les plus importants selon l'échelle d'observation. Dans les références [SELL 97], [CAPR 99], l'approche microscopique est basée sur des mécanismes physico-chimiques (attaque physique des granulats en prenant en

compte des mécanismes de dissolution, précipitation et diffusion d'espèces ioniques). Le résultat est une cinétique de création de gel. Cette approche permet de mieux comprendre l'interaction des réactions chimiques avec l'environnement formé par la structure poreuse du béton. La modélisation macroscopique, quant à elle, décrit les effets mécaniques d'un gonflement interne d'origine chimique sur le matériau béton en termes d'endommagement. Ces modèles ont un caractère multidisciplinaire dans la mesure où ils intègrent les champs de la chimie, de la thermodynamique, des probabilités et de la mécanique.

10.2.6.2. Modèles prédictifs "structure"

Parmi les modèles prédictifs "structure", on peut inclure les modèles suivants :

- [La modélisation numérique](#)

La modélisation numérique découle des travaux de *Roelfstra & al.* [ROEL 85] qui appliquent la méthode de calcul par éléments finis à une structure discrète incluant des éléments de mortier et des interfaces (granulat/mortier). Cette modélisation fut utilisée par *Lopez & al.* [LOPE 94] pour l'étude de deux barrages atteints par l'alcali-réaction.

- [Le modèle paramétrique \(C.T.M.R.\)](#)

Le modèle paramétrique (C.T.M.R.) fait intervenir un facteur de confinement (C), la température (T), l'humidité (M) et la réactivité (R) des constituants du béton. Ces paramètres C, T, M et R sont ajustés à partir de mesures réalisées sur ouvrages. Les calculs sont lourds car ils utilisent un grand nombre de paramètres et le modèle doit être adapté à chaque structure analysée. Cette méthode a été employée par *Léger & al.* pour étudier des barrages atteints par l'alcali-réaction [LEGE 95a], [LEGE 95b].

- [Le modèle de réaction en milieu poreux déformable](#)

La modélisation en milieu poreux déformable consiste à appliquer la mécanique des milieux poreux, développée par *Coussy* [COUS 95], à une matrice poreuse déformable dans laquelle se développe une réaction topochimique. Des hypothèses simplificatrices sont formulées pour rendre le modèle facilement utilisable [LARI 96], [LARI 98].

- [Le modèle de réaction en milieu poreux déformable avec couplage chimie-mécanique](#)

La modélisation en milieu poreux déformable développée par *Li & Coussy* [LI 02], dans le cadre de l'évaluation et de la prédiction du comportement des structures existantes, intègre en plus un couplage chimie-mécanique (cf. Annexe 11). Elle procède en deux étapes. La première étape consiste à modéliser le gonflement d'origine chimique et sa cinétique. La modélisation du comportement gonflant du matériau est faite à un niveau macroscopique et repose sur un modèle chimico-élasto-plastique [ULM 00]. La seconde étape consiste à effectuer un calcul à l'échelle de la structure qui intègre le modèle de comportement élaboré à l'étape précédente.

10.2.7. Modèles sélectionnés pour l'alcali-réaction

A l'heure actuelle, les modèles les plus adaptés à l'approche développée dans ce guide relativement à l'alcali-réaction sont :

- le(s) modèle(s) proposé(s) par *Capra & Sellier* [CAPR 96], [SELL 97], [CAPR 99],
- le(s) modèle(s) proposé(s) par *Li & Coussy* [LI 02] (dont l'approche est décrite en annexe 11).

10.2.8. Calibration des (lois incluses dans les) modèles

La mesure des indicateurs de durabilité *in situ* à une échéance donnée, à partir de prélèvements issus d'ouvrages (ou issus d'éléments de structure vieillissant en conditions naturelles) ou à partir de méthodes non destructives, permet une calibration des "lois" de variation des paramètres incluses dans les modèles.

En ce qui concerne la prévention vis-à-vis de la corrosion des armatures, ces "lois" expriment notamment la variation des coefficients de transfert en fonction du temps (âge), des conditions thermo-hygrométriques, de la profondeur sur l'ouvrage, A titre d'exemple, les processus pris en compte dans le modèle du LERM (cf. § 10.6 et annexe 8) sont les suivants (cf. Figures 29 et 10) :

- évolution de la structure poreuse induisant une évolution dans le temps du coefficient de diffusion ionique,
- variation du coefficient de diffusion en fonction de la position dans l'espace (profondeur),
- précipitation ou dissolution de certains composés,
- interactions entre la matrice et les ions présents dans la solution interstitielle, se traduisant par une diminution de la concentration de l'ion pouvant diffuser et par une modification de la structure poreuse.

Un autre exemple est donné en annexe 9 (logiciel LEO).

Pour l'alcali-réaction, la calibration s'effectue à partir de la variation des caractéristiques de la courbe de gonflement β , τ_c , et τ_L (lorsque celle-ci intervient comme indicateur de durabilité) en fonction des mêmes paramètres que dans le cas de la corrosion des armatures (cf. Annexe 11).

Avant construction de l'ouvrage et si aucune donnée *in situ* n'est disponible, il est possible d'effectuer un premier dégrossissage sur des échantillons de laboratoire de différents âges.

10.2.9. Première phase de validation des modèles : essais de vieillissement (accélérés) en laboratoire

Des essais de vieillissement accélérés, réalisés en laboratoire, peuvent permettre une première phase de validation des modèles. En effet, il est possible avec ces essais de simuler des processus analogues à ceux ayant lieu *in situ* tout en maîtrisant complètement ou

presque les conditions initiales (composition du béton, profil hydrique de l'échantillon de matériau, ...) et les conditions aux limites (teneur en CO_2 ou concentration en chlorures, humidité relative et température, ...).

Ainsi, les modèles relatifs à la corrosion des armatures pourront être validés par la comparaison des calculs prédictifs avec les profondeurs de carbonatation (cf. exemple donné en annexe 6) ou de pénétration des chlorures (cinétiques et profils) mesurées sur des échantillons de béton soumis à un essai accéléré en laboratoire. L'AFPC-AFREM a publié en 1998 [10] des recommandations pour la réalisation d'essais accélérés de carbonatation. Il est toutefois à noter que des recherches sont encore en cours en vue d'améliorer le mode opératoire de l'essai (cf. par exemple [RAFA 01]).

De même, les modèles "matériau" relatifs à l'alcali-réaction pourront être validés par la comparaison des calculs prédictifs avec, selon le modèle considéré, la courbe de gonflement obtenue sur éprouvettes de laboratoire lors de "*l'essai de performance*" défini selon la norme *NF P 18-454* [24] (cf. § 7.3.3), ou la courbe de gonflement *résiduel* de carottes extraites d'une structure existante (cf. § 10.1.3.3 et annexe 11).

10.2.10. Seconde phase de validation des modèles : prélèvements *in situ*

La validation des calculs prédictifs par le biais d'essais accélérés est nécessaire mais pas suffisante. En effet, les essais accélérés sont éloignés de la réalité (par exemple, utilisation lors de l'essai de carbonatation accéléré d'une teneur en CO_2 importante allant de 5 à 50 % selon les modes opératoires couramment adoptés).

Une seconde phase de validation des modèles prédictifs de durée de vie, complémentaire à celle basée sur les essais en laboratoire, est donc requise, à partir de l'analyse de bétons d'ouvrages soumis à l'action de la carbonatation naturelle (cf. exemple donné en annexes 6 et 9) et/ou à la pénétration d'agents agressifs, en conditions environnementales réelles. Cette phase doit permettre de valider les hypothèses relatives aux mécanismes réactionnels majeurs. L'analyse de bétons anciens en particulier permet de caler les modèles sur des durées importantes.

Cependant, il s'agira dans la plupart des cas d'une validation *a posteriori* (c'est-à-dire réalisée plusieurs années après la construction de l'ouvrage). De plus, les conditions aux limites sont dans ce cas beaucoup plus complexes et donc moins aisées à prendre en compte dans les modèles (fluctuation des conditions climatiques au cours du temps, ...). Une difficulté supplémentaire réside dans la connaissance souvent incomplète de l'historique, voire des conditions initiales (composition du béton, cure, ...). Les données à disposition sont en effet souvent partielles, obtenues à des échéances trop courtes et sur un petit nombre de formules de béton. La combinaison de différents agents agressifs peut en outre compliquer l'interprétation des résultats.

10.3. Prédiction de la durabilité d'un ouvrage neuf (phase de conception)

Il s'agit ici de confronter les valeurs des témoins de durée de vie (cf. § 10.1), calculées à partir d'un (ou des) modèle(s) prédictif(s), aux caractéristiques de l'ouvrage telles que l'enrobage dans le cas de la corrosion des armatures.

10.4. Diagnostic et évaluation de la durabilité résiduelle d'ouvrages existants

Il s'agit dans ce cas de comparer les valeurs des témoins de durée de vie (cf. § 10.1) mesurées *in situ* par les méthodes mentionnées au § 10.1.3 à partir de prélèvements sur l'ouvrage considéré, avec les sorties numériques du modèle (témoins de durée de vie calculés).

10.5. Application : stratégie de suivi des ouvrages - Mesure des indicateurs de durabilité et des témoins de durée de vie *in situ* à des échéances données

10.5.1. Objectif et déroulement

Il paraît opportun de définir une stratégie de suivi des ouvrages en particulier pour mesurer périodiquement, à partir de la construction et tout au long de la vie des ouvrages, l'évolution des témoins de durée de vie, dans l'optique de l'évaluation de la durabilité (cf. § 10.4). Les conditions initiales seront ainsi parfaitement connues et une instrumentation *ad-hoc* permettra également d'accéder aux conditions aux limites, éléments indispensables pour la mise en œuvre de modèles prédictifs. En outre, on disposera ainsi des données nécessaires pour valider et affiner les modèles et pour recalibrer les paramètres de manière itérative avec les mesures successives effectuées *in situ*.

Le suivi des ouvrages peut être réalisé, dans le cas général, sur la base de mesures effectuées tous les 5 ou 10 ans et consistant en mesures sur prélèvements et en mesures non destructives. Des échéances plus rapprochées au démarrage seraient même souhaitables pour les prélèvements, afin d'appréhender correctement la cinétique (en vue de la calibration et la validation des modèles). Étant donné que les diverses parties des ouvrages n'ont pas le même environnement (selon l'exposition à l'ensoleillement, aux vents, aux pluies, à la projection d'embruns ou de sels de déverglaçage, ...), et sachant que certaines zones sont plus importantes que d'autres pour le fonctionnement mécanique, on prendra soin de réaliser les mesures dans les zones appropriées en fonction du problème étudié.

En ce qui concerne l'alcali-réaction, la répartition entre mesures sur prélèvements et mesures non destructives (ainsi que la fréquence des mesures) est définie dans le *Guide méthodologique* [52]. Ce document privilégie le suivi dimensionnel *in situ* plutôt qu'une analyse de carottes (processus par étapes en fonction du niveau de priorité et des valeurs mesurées).

Il faut souligner l'importance de la caractérisation de l'état initial, au moins pour les mesures non destructives relatives au contrôle de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures ou de l'alcali-réaction (cf. § 10.5.3). Pour certaines techniques de mesure, une implantation préalable de dispositifs dans les ouvrages est également requise (scellement de plots pour les mesures dimensionnelles, sortie d'armature pour les mesure de potentiel, ...).

Le suivi des ouvrages au cours du temps devra naturellement s'effectuer conformément aux Plans Qualité des laboratoires concernés.

Une véritable validation des modèles ne pourra toutefois se faire qu'à partir du moment où l'approche proposée dans le présent document aura été mise en œuvre. La démarche, appliquée à un ouvrage particulier, permettra en outre d'obtenir des informations complètes, utiles à la conception des ouvrages futurs.

10.5.2. Mesures sur prélèvements

Les mesures sur prélèvements pourront inclure :

- la mesure des indicateurs de durabilité généraux (pour la calibration des lois incluses dans les modèles),
- la mesure des témoins de durée de vie relatifs à la corrosion des armatures : profondeur de carbonatation et de pénétration des chlorures (et/ou profils),
- la mesure des témoins de durée de vie relatifs à l'alcali-réaction : par exemple, courbe de gonflement résiduel,
- ainsi que des prélèvements dans le but de quantifier la fissuration en profondeur ou de détecter une éventuelle présence de gel d'alcali-réaction au microscope (il s'agit le plus souvent d'un essai de mise en évidence du gel par fluorescence des ions uranyle, couplé éventuellement à des examens au MEB) ou par analyses chimiques.

Des prélèvements conservatoires pourront en outre être utiles pour les grands ouvrages ou des lots d'ouvrages.

Ces prélèvements seront effectués après une inspection détaillée permettant d'indiquer les zones à analyser. Une comparaison des désordres relevés à des âges différents peut constituer une aide à la compréhension des mécanismes possibles de dégradation et conduira à proposer un plan d'investigation approprié pour les prochaines interventions.

10.5.3. Mesures non destructives

Les mesures non destructives permettent de quantifier les désordres et, dans la mesure où elles sont répétées dans le temps, d'estimer la vitesse moyenne d'évolution de ces désordres. Elles peuvent également alimenter des modèles prédictifs déterministes ou probabilistes (voir par exemple [GRIM 99]). Pour plus de détails sur les différentes mesures non destructives existantes, le lecteur pourra se reporter au guide AFGC sur la *Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton armé* [61].

Pour que ces mesures soient comparatives, il est nécessaire d'établir, dès la construction de l'ouvrage, un plan d'investigation basé sur la méthode des lotissements. Il n'est en effet pas concevable d'utiliser les méthodes non destructives de façon exhaustive sur tout le parement de l'ouvrage, pour des raisons de coût, de temps et de contraintes pour l'exploitation de l'ouvrage. On procède donc tout d'abord à une analyse du parement en essayant de le classer en "lots homogènes" vis-à-vis de la qualité du béton mis en œuvre (souvent liée au dosage et à la nature du ciment) et vis-à-vis de l'environnement. Sur chaque lot, on détermine ensuite des zones, de l'ordre du m², qui serviront à effectuer toutes les mesures non destructives aux

échéances prédéfinies. Les résultats obtenus peuvent ainsi être comparés aux précédents, zone par zone.

Sur chacune des zones ainsi définies, les mesures complémentaires suivantes peuvent être réalisées, en vue de recueillir des informations utiles pour l'évaluation qualitative et/ou quantitative de l'état de corrosion des armatures [BARO 04], [61] :

- [potentiel d'électrode](#) : ces mesures fournissent ponctuellement les niveaux de potentiel atteints par les armatures à un instant donné. A partir de ces mesures, on peut établir une cartographie des potentiels sur la zone investiguée et indiquer les courbes iso-potentiels qui permettent de déceler des niveaux de gradient de potentiel, synonymes d'une activité de corrosion. En ces points, sont alors effectuées des mesures de vitesse de corrosion,
- [vitesse de corrosion](#) : ces mesures donnent, en instantané, une vitesse de corrosion, utile pour connaître indirectement la perte de masse présumée de l'acier sous-jacent et pour évaluer l'évolution de cette dégradation en intensité et dans le temps,
- [résistivité du béton d'enrobage](#) : il s'agit d'une autre mesure, souvent couplée à la précédente, qui renseigne sur l'aptitude du parement à conduire le courant (liée à la concentration en chlorures dans les pores), donc à sa susceptibilité à protéger plus ou moins efficacement les armatures de la corrosion [POLD 01]. Les zones à plus faible résistivité seront les plus sujettes à la corrosion.
- ["perméabilité" de surface](#) : cette mesure est réalisée avec un perméamètre à air de chantier (matériel LPC BT CRIS ou dispositif commercialisé [TORR 92]). Elle permet de donner une appréciation qualitative sur l'aptitude du béton de parement à réagir aux variations climatiques du site.

En parallèle, la vérification des [enrobages](#) doit également être envisagée.

En ce qui concerne l'alcali-réaction, au-moins une des deux mesures suivantes devra être réalisée, conformément au Guide méthodologique [52] (cf. Annexe 11) :

- [gonflement structurel *in situ*](#) (par distancemétrie, par exemple, cf. § 10.1.3.4),
- [indice de fissuration](#) (cf. § 10.1.3.5).

Un point délicat peut toutefois rester les zones à instrumenter, car la fissuration n'est pas forcément un indice des mouvements les plus importants.

Les conditions environnementales de l'ouvrage (température et humidité relative) devront être déterminés lors du suivi des ouvrages, que ce soit vis-à-vis de la corrosion ou de l'alcali-réaction. La mesure de la température et de l'humidité relative à l'intérieur de l'ouvrage peut également s'avérer nécessaire.

10.6. Illustration : le Pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (Portugal)

Prédiction de la durabilité à partir du modèle du LERM et validation à partir des résultats des campagnes d'essais

Dans le cadre de la conception et du suivi du *Pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (Portugal)* (cf. Annexe 15, § A15.2), des simulations numériques ont été effectuées à l'aide du modèle du LERM (cf. Annexe 8), dans le but de parvenir à une estimation du temps nécessaire à l'initiation de la corrosion des armatures. Les simulations ont été menées en prenant en considération l'évolution des caractéristiques du matériau en fonction de l'âge et de la profondeur par rapport à la face externe exposée, et en prenant en particulier :

- un coefficient de diffusion *apparent* des chlorures variable entre 1 mois et 3 ans, d'après les valeurs mesurées par essai de migration en régime non stationnaire à différentes échéances (1, 3, 6, 18 mois et 3 ans, cf. Tableau 18)
- un coefficient de diffusion *apparent* considéré constant et égal à $0,1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ entre 3 ans et 120 ans (non mesuré), d'après les évolutions constatées entre 6 mois et 3 ans (cf. Tableau 18 et figure 29a).
- une teneur en chlorures totaux superficielle égale à 2 % par rapport à la masse de ciment.

Les simulations ne prennent pas en compte les variations climatiques et celle des conditions aux limites, ni la pénétration des chlorures par capillarité (conditions saturées).

Tableau 18 : Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure, estimé (*) ou mesuré (**) par essai de migration en régime non stationnaire, à différents âges

	avant 28 jours	de 28 jours à 6 mois	de 6 à 18 mois	de 18 mois à 3 ans
$D_{\text{ns(mig)}} (10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$	$D^*_1 = 6$	$D^{**}_2 = 1$	$D^{**}_3 = 0,7$	$D^{**}_4 = 0,5$

Les profils de concentration en chlorures totaux simulés ont été validés à partir de la mesure des profils réels à différentes échéances dans des éléments du pont situés en zone de marnage. La figure 30 présente le résultat des simulations de l'évolution du profil de concentration en chlorures totaux en fonction du temps. Les profils mesurés *in situ* figurent aussi sur ce graphique. On constate que la progression des chlorures la plus importante a eu lieu dans les premières semaines ayant suivi la mise en place des bétons. Par la suite, en raison de l'évolution des caractéristiques microstructurales des bétons, la progression est devenue très faible. La figure 30 montre également la bonne concordance entre les profils simulés et les profils réels à 6 mois et à 18 mois. Les figures 30 et 31 indiquent que la concentration critique en chlorures supposée égale à 0,4 % (par rapport à la masse de ciment) ne sera pas atteinte à la profondeur de 7 cm (enrobage) après 120 ans d'exposition. L'exigence de durée de vie (120 ans) apparaît donc satisfaite *a priori*, à condition bien entendu que le béton ne subisse pas de dégradation mécanique ni physico-chimique d'ici cette échéance.

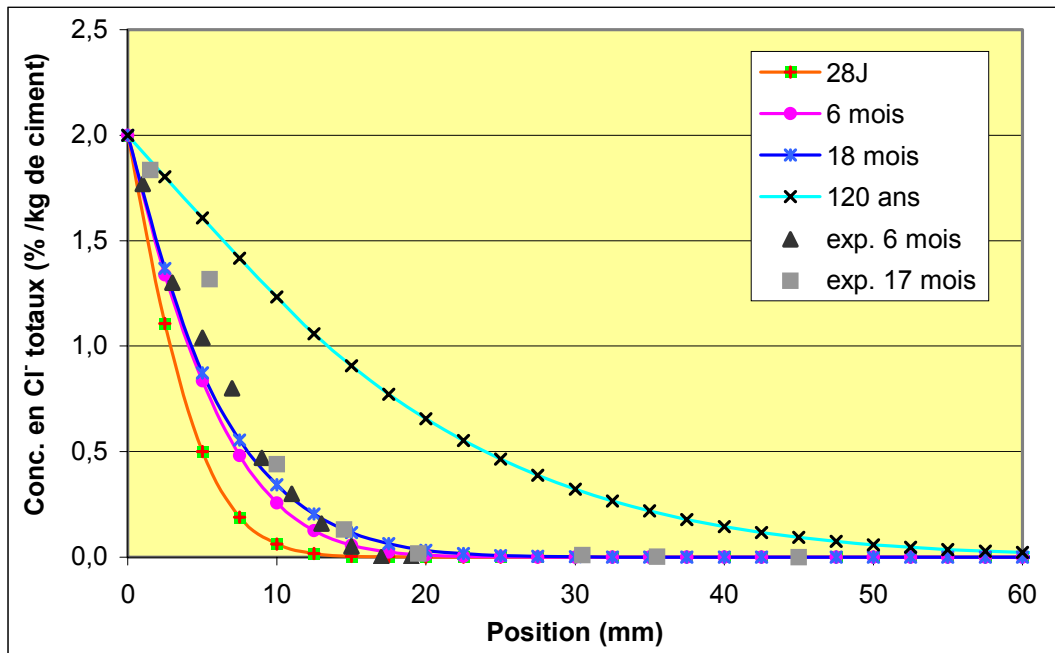


Figure 30 : Simulation numérique de profils de concentration en chlorures totaux avec le modèle du LERM (cf. Annexe 8) et comparaison avec les prélèvements effectués en zone de marnage sur le Pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (Portugal) en 1997 (cf. Annexe 15, § A15.2).

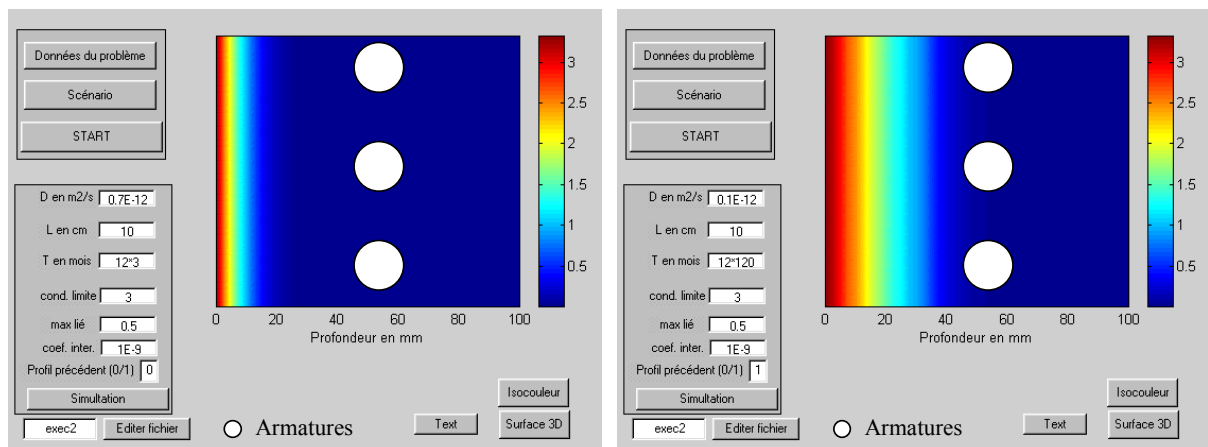


Figure 31 : Simulation numérique à 3 ans (à gauche) et à 120 ans (à droite) avec le modèle du LERM (cf. Annexe 8), relative au caisson du viaduc central du Pont Vasco de Gama à Lisbonne (Portugal) (cf. Annexe 15, § A15.2). Isocouleurs exprimées en % par rapport à la masse de ciment.

11. REMARQUES FINALES ET PERSPECTIVES

Ce document a illustré tout l'intérêt d'une démarche performantielle globale prenant en compte la notion d'indicateurs de durabilité.

Dans l'approche présentée, les différents indicateurs ont été sélectionnés en fonction de leur importance vis-à-vis de la durabilité. Ils ont également été sélectionnés en fonction de l'existence de modes opératoires permettant de les quantifier de manière aussi fiable et reproductible que possible avec les moyens disponibles, et sur lesquels il existe un consensus au moins en France. Ces indicateurs pourront donc éventuellement être modifiés en fonction des progrès dans la connaissance des différents mécanismes et dans leur modélisation, ainsi qu'en fonction de la mise au point de nouveaux modes opératoires jugés plus pertinents. De même, les recommandations fournies (en particulier les spécifications-types proposées) sont susceptibles d'évoluer selon le retour d'expérience et le développement de modèles de plus en plus précis.

En outre, le principe de la démarche proposée est d'offrir un cadre et une méthodologie rigoureux pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité, tout en laissant plus de liberté au concepteur. Il est par conséquent parfaitement envisageable d'adapter les indicateurs sélectionnés en fonction de critères mécaniques, physiques, chimiques ou économiques relatifs à la construction de l'ouvrage, à son fonctionnement et à son entretien. De même, il est tout à fait possible d'adopter d'autres échéances de mesure ou d'appliquer d'autres modes opératoires que ceux cités dans ce document, sous réserve de justification ou de validation préalable et d'adaptation en conséquence des spécifications proposées. Quoi qu'il en soit, toute spécification ou tout résultat expérimental devra être accompagné de l'indication de la méthode d'essai considérée ou appliquée, afin d'être utilisable.

Au niveau des modèles, une approche statistique ou probabiliste, telle que celle développée dans les Pays Nordiques ou aux Pays-Bas (cf. Annexe 5) et qui permet de prendre en compte la notion de niveau de sûreté requis et l'influence de différents facteurs (matériau, environnement, réalisation, maintenance, ...), peut parfaitement s'intégrer dans le cadre proposé.

Les essais de laboratoire permettant de déterminer les indicateurs de durabilité considérés dans ce guide ont une durée non négligeable (d'environ 3 à 6 mois). Cette durée peut paraître longue et donc rédhibitoire de prime abord. Pourtant celle-ci est nécessitée par les protocoles d'essai, eux-mêmes adaptés au caractère évolutif du matériau considéré, à la lenteur des processus mis en jeu (notamment la diffusion) et à l'ordre de grandeur des durées de vie que l'on considère (de 30 à plus de 120 ans !). Si l'on considère les valeurs des temps caractéristiques des processus en jeu et des durées de vie exigées, on s'aperçoit que la durée de l'essai est en fait très courte !

Dans le cas d'un ouvrage neuf, il est indispensable d'appliquer la démarche proposée en amont de la construction de cet ouvrage (*i.e.* lors de la phase de conception). Plus précisément, le maître d'œuvre en charge de l'élaboration du Dossier de Consultation des Entreprises (D.C.E.) doit prévoir, dans les dispositions contractuelles du marché, le *délai de préparation* adéquat avant le démarrage des travaux. Ce *délai de préparation* devra notamment tenir compte du temps nécessaire pour la réalisation des essais (en

laboratoire), évoqué précédemment, et pour l'évolution éventuelle des formules de béton initialement proposées (par l'entreprise), dans le cas où les valeurs mesurées ne seraient pas conformes aux spécifications du cahier des charges inclus dans le Cahier des Clauses Techniques Particulières (C.C.T.P.).

Il faut souligner que ce type de démarche et les spécifications correspondantes, aussi élaborés, rigoureux et précis soient-ils, ne pourront porter leurs fruits que si les recommandations pour une mise en œuvre correcte du béton (et pour l'exécution des ouvrages en béton [13]) sont appliquées avec la même rigueur. Ceci est particulièrement critique dans la mesure où la qualité du béton d'enrobage, qui est l'objet des préoccupations dans ce guide, y est particulièrement sensible.

Dans l'objectif d'une mise en pratique rapide de la démarche proposée et de son utilisation systématique par les ingénieurs de conception et de bureau d'études (rédacteurs des C.C.T.P. dans le cadre des D.C.E.), il apparaît nécessaire de mettre au point des cahiers des charges types.

En parallèle, il sera sans doute utile de sensibiliser les différents acteurs qui seront impliqués dans cette démarche aux critères économiques globaux (incluant les coûts de construction, d'entretien et de réparation) et sociaux (impact sur le cadre de vie de l'esthétique en particulier de l'aspect des parements, de la réduction des périodes de travaux de réparation, ...) liés à ces exigences de durabilité, afin de mettre en évidence tout l'intérêt de la démarche.

Dans l'avenir, afin d'affiner la démarche et notamment le choix des valeurs admissibles (seuils) pour les indicateurs retenus, il apparaît important de constituer une base de données recensant les valeurs recueillies, à la fois en laboratoire et *in situ* sur une longue période, en particulier lors du suivi des grands ouvrages. Cette base de données sera également extrêmement utile à l'amélioration des connaissances en matière de durabilité et pourra permettre le développement de nouvelles approches tenant compte d'exigences de plus en plus grandes en ce qui concerne la durée de vie des ouvrages.

Il sera en outre utile de développer une démarche "structure", ainsi que les modèles correspondants, en parallèle ou à la suite de ces travaux consacrés à l'aspect "matériau". Cette démarche intégrerait par exemple l'enrobage, l'ouverture des fissures éventuelles, le temps de propagation, le taux de corrosion, le diamètre des armatures, Des exemples, pouvant servir de base à une telle approche, figurent dans la référence [PRO-29 03].

Il sera sans doute également intéressant, une fois que la démarche proposée, qui est encore relativement simple et assurément perfectible, aura fait ses preuves, de faire évoluer celle-ci vers une approche encore plus interactive de type système-expert. En particulier, en ce qui concerne la phase de suivi des ouvrages existants dans le temps, il serait utile de poursuivre la démarche vers l'élaboration d'un système d'aide à la décision et de suivi des performances des ouvrages *in situ*, accompagné le cas échéant de codes de calcul.

Une démarche analogue à celle proposée dans ce guide pourra être développée pour d'autres types de dégradation que la corrosion des armatures ou l'alcali-réaction, lorsque

l'on disposera des indicateurs de durabilité correspondants et des méthodes permettant de les quantifier. On peut par exemple envisager de traiter la résistance aux cycles de gel-dégel, aux attaques sulfatiques, ou aux autres environnements chimiquement agressifs. La fissuration pourra également être prise en compte lorsque des modèles adéquats auront été développés.

12. TEXTES DE RÉFÉRENCE (NORMES, RÉGLEMENTS, GUIDES ET RECOMMANDATIONS), MODES OPÉRATOIRES ET NOTICES DE LOGICIELS

1. Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction, LCPC, juin 94, 51 p.
2. XP P 18-305, Norme : Béton - Béton prêt à l'emploi, AFNOR, août 1996.
3. EN 206-1, Norme européenne : béton - Partie 1: Spécifications, performances, production et conformité, AFNOR, jan. 2000 et Dispositions Nationales.
4. Guide pour l'élaboration du dossier carrières, Document annexe aux recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction, LCPC, juin 1994, 26 p.
5. Prévention des désordres dus à l'alcali-réaction. Guide pour la rédaction des pièces écrites des marchés, Comité technique alcali-réaction, SETRA, juin 1996, 64 p.
6. Essais de granulats - Détermination des alcalins solubles dans l'eau de chaux - Méthode d'essai n° 37, Techniques et méthodes des LPC, LCPC, fév. 1993, 13 p.
7. TOUZE Ph., GODART B., Evaluation de la teneur en alcalins équivalents actifs dans les ciments - Méthode d'essai n° 48, Techniques et méthodes des LPC, LCPC, 1997, 4 p.
8. Recommandation n° T 1-94 pour l'établissement des programmes exigentiels dans le domaine du génie civil du G.P.E.M.T/TMO., mars 1994.
9. FASSEU P., MICHEL M., Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton - Méthode d'essai n° 47, Techniques et méthodes des LPC, LCPC, oct. 1997, 13 p.
10. Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité, Compte-rendu des Journées Techniques AFPC-AFREM "Durabilité des Bétons", 11-12 décembre 1997, Toulouse, France, (LMDC, 1998).
11. FD P 18-011, Fascicule de documentation : Bétons - Classification des environnements agressifs, AFNOR, juin 1992.
12. XP ENV 1991-1, Norme Européenne : Eurocode 1 : Bases de calculs et actions sur les structures et Document d'application nationale (Avant-propos national et Annexe nationale) - Partie 1 : Bases de calcul, AFNOR, avril 1996.
13. XP ENV 13670-1, Norme provisoire : Exécution des ouvrages en béton - Partie 1 : Tronc commun et Document d'application nationale, AFNOR, nov. 2002.
14. ASTM C 289-94, Standard test method for potential reactivity of aggregates (chemical method), American Society for Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 1994.

15. PETRE-LAZAR I., GERARD B., MARCHAND J., BEAUDOIN J.J., LEO : Logiciel d'aide à l'expertise, Journées CEFRAFOR pour le diagnostic et la réparation des ouvrages en béton armé, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, 1998.
16. Bétons auto-plaçants - Recommandations provisoires, Documents scientifiques et techniques AFGC, juillet 2000, 61 p.
17. Protection des bétons par application de produits à la surface du parement. Guide technique, SETRA-LCPC, déc. 2002, 99 p.
18. Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations provisoires, Documents scientifiques et techniques AFGC, janvier 2002, 152 p.
19. NF EN 12390-8 : Norme : Essai pour béton durci - Partie 8 : Profondeur de pénétration d'eau sous pression, AFNOR, oct. 2001.
20. BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., CROQUETTE G., DIVET L., GAWSEWITCH J., GODIN J., HENRY D., PLATRET G., VILLAIN G., Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons - Méthodes de mesure et d'essais de laboratoire - Méthodes d'essai n° 58, Techniques et Méthodes des LPC, LCPC, février 2002, 88 p.
21. XP P 18-540, Norme : Granulats - Définitions, conformité, spécifications, AFNOR, oct. 1997.
22. NF P 18-855, Norme : Essai de perméabilité aux liquides sur éprouvettes à surface sciée (Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique - Produits ou systèmes de produits à base de liants hydrauliques ou de résines synthétiques destinés aux réparations de surface du béton durci), AFNOR, nov. 1992.
23. Détermination de la teneur en alcalins dans un béton durci - Attaque à l'eau ou attaque à l'acide nitrique dilué 1/50, Projet de mode opératoire, RGCU, mars 2003.
24. NF P 18-454, Norme Française homologuée : Béton - Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. Essai de performance, *à paraître*.
25. Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel, Document provisoire, juillet 2002, 150 p.
26. BAEL 91 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - Fascicule n° 62 - Titre I - Section I, janvier 1992.
27. PrEN 1992-1, Norme Européenne : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et Document d'application nationale, AFNOR, nov. 2002.
28. ISO/DIS 15586, Buildings - Service life planning - Part 1 : General principles, ISO/TC59/CS14, 1998.
29. P 18-542, Fascicule de documentation : Granulats courants pour béton hydraulique - Critères de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction, AFNOR, mai 1994 (en cours de révision).

30. ASTM C 1202-94, Standard Test Method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration, American Society for Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 1994.
31. NT Build 335 - Nordtest method - Concrete, mortar and cement based repair materials: chloride diffusion coefficient from migration cell experiments, 1997.
32. Structural effects of alkali-silica reaction - Technical guidance on the appraisal of existing structures, The Institution of Structural Engineers, july 1992.
33. RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion: Test methods for on site measurement of resistivity of concrete - Recommendations, prepared by R. Polder, Materials and structures, vol. 33, n° 234, dec. 2000, pp 603-611.
34. Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art, Guide LCPC, fév. 1999, 43 p.
35. Projet GEO, Rapport bibliographique, France, 1996.
36. DURACRETE Model, The European Union - Brite Euram III, Statistical quantification of the variables in the limit state functions, Document BE-1347/R9, prepared by TNO Building and Construction Research, Gouda, January 2000, 130 p.
37. Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa. Propositions de textes réglementaires, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° Spécial XIX, mai 1996, pp 7-13.
38. RILEM Draft Recommendation, CPC-18, Measurement of hardened concrete carbonation depth, Materials and structures, vol. 17, n° 102, 1984, pp 435-440.
39. Fascicule n° 65A - Marchés Publics de travaux. Cahier des CTG. Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou en béton précontraint par post-tension, août 2000.
40. NF EN 450, Norme européenne : Cendres volantes pour béton - Définitions, exigences et contrôle de qualité, AFNOR, oct. 1995.
41. PrNF EN 12620, Norme européenne : Granulats pour béton, incluant les bétons de chaussées, juillet 2000.
42. NF P 18-502, Norme : Additions pour béton hydraulique - Fumées de silice, AFNOR, mai 1992.
43. NF P 18-506, Norme : Additions pour béton hydraulique - Laitier vitrifié moulu de haut-fourneau, AFNOR, mars 1992.
44. NF P 18-508, Norme : Additions pour béton hydraulique - Additions calcaires - Spécifications et critères de conformité, AFNOR, juillet 1995.
45. NF P 18-509, Norme : Additions pour béton hydraulique - Additions siliceuses - Spécifications et critères de conformité, AFNOR, déc. 1998.

46. P 18-594, Norme : Granulats - Détermination de la stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - Essai crible et essai long terme, à *paraître*.
47. NF P 18-585, Norme : Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - Essai sur mortier, AFNOR, déc. 1990.
48. NF P 18-587, Norme : Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - Essai sur béton, AFNOR, déc. 1990.
49. NF P 18-588, Norme : Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - Essai accéléré sur mortier MICROBAR, AFNOR, déc. 1991.
50. NF P 18-589, Norme : Réactivité potentielle de type alcali-silice et alcali-silicate - Test cinétique - Méthode chimique, AFNOR, sept. 1992.
51. NF P 18-590, Norme : Granulats - Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin - Essai accéléré sur mortier par autoclavage, AFNOR, avril 1993.
52. Aide à la gestion des ouvrages atteints de Réactions de Gonflement Interne, Guide méthodologique, Techniques et méthodes des LPC, LCPC, nov. 2003, 66 p.
53. ASTM C 227-97, Standard Test Method for potential alkali-reactivity of cement-aggregate combinations (mortar-bar method), American Society for Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 1997.
54. Alkali-réaction du béton - Essai d'expansion résiduelle sur béton durci - Projet de méthode d'essai n° 44, Techniques et méthodes des LPC, LCPC, 1997, 12 p.
55. NF EN 13369, Norme : Règles communes pour les produits préfabriqués en béton, CEN, sept. 2000.
56. Bétons et mortiers - Essai de perméabilité à l'eau - Mode opératoire d'essai EDF-CEMETE, mars 1986, 9 p.
57. APM 219 : Test method: Concrete testing, hardened concrete: electrical resistivity, 1st edition, may 1996.
58. DURACRETE, General Guidelines for durability design and redesign, february 2000, 109 p.
59. CEN Report: Testing hardened concrete - Determination of the depth of carbonation, CEN, may 2003.
60. prEN 14630, European standard: Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method, CEN, march 2003.
61. Méthodologie d'évaluation non-destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton armé, Documents scientifiques et techniques AFGC, à *paraître*.
62. Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion, Documents scientifiques et techniques AFGC, nov. 2003, 107 p.

13. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [ABBA 99] ABBAS A., CARCASSES M., OLLIVIER J.P., *Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation*, Materials and Structures, vol. 32, 1999, pp 3-8.
- [ACKE 91] ACKER P., *Round robin tests of permeability to gases. Analysis of effects of drying*, French Working Group on "Gaseous Transfers in Concretes", 10 p.
- [AL-AK 98] AL AKCHAR N., BAROGHEL-BOUNY V., RAHARINAIVO A., *Propagation du front de carbonatation dans les pâtes de ciment*, Proceedings of the 1st International Meeting "Material Science and Concrete Properties", march 5-6, 1998, Toulouse, France, (LMDC, 1998), pp 247-255.
- [ALEX 54] ALEXANDER G.B., HESTON W.M., ILLER R.K., *The solubility of amorphous silica in water*, J. Phys. Chem., 58, 1954, pp 453-455.
- [ALON 00a] ALONSO C., CASTELLOTE M., ANDRADE C., *Dependence of chloride threshold with the electrical potential of reinforcements*, Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Testing and Modelling Chloride Ingress into Concrete", sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, 2000), pp 415-428.
- [ALON 00b] ALONSO C., ANDRADE C., CASTELLOTE M., CASTRO P., *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*, Cement and concrete research, vol. 30, 2000, pp 1047-1055.
- [ANDR 93] ANDRADE C., *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*, Cement and concrete research, vol. 23, n° 3, 1993, pp 724-742.
- [ANDR 94] ANDRADE C., SANJUAN M.A., *Experimental procedure for the calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from migration tests*, Advances in cement research, vol. 6, n° 23, 1994, pp 127-134.
- [ANDR 00a] ANDRADE C., ALONSO C., ARTEAGA A., TANNER P., *Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life*, Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, June 4-9, 2000, Barcelona, Spain, (Ed. by V.M. Malhotra, ACI, 2000), Supplementary paper, pp 899-915.
- [ANDR 00b] ANDRADE C., CASTELLOTE M., ALONSO C., GONZALEZ C., *Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: Comparison between several methods of calculation*, Materials and structures, vol. 33, jan.-feb. 2000, pp 21-28.
- [ANDR 01] ANDRADE C., ALONSO C., ARTEAGA A., TANNER P., *Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life*, L'industria italiana del cemento, n° 764, april 2001, pp 330-339.
- [ARSE 94] ARSENAULT J., *Caractérisation de l'état endommagé d'un matériau et mise au point d'un essai biaxial*, Mémoire de stage de DEA, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 1994.

- [BADO 00] BADOUIX F., *Modélisation de l'altération à long terme des bétons : prise en compte de la carbonatation*, Thèse de doctorat de l'ENS de Cachan, 2000.
- [BAKK 93] BAKKER R.F.M., *Model to calculate the rate of carbonation in concrete under different climatic conditions*, Rapport du CEMIJ bv Laboratorium, Pays-Bas, 1994, 16 p.
- [BAMF 93] BAMFORTH P.B., *Concrete classifications for R.C. structures exposed to marine and other salt-loaded environments*, Proceedings of Structural Faults and Repair, Edimburgh, 1993.
- [BARO 94] BAROGHEL-BOUNY V., *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons - Méthodes, Analyse, Interprétations*, (LCPC, Paris, France) déc. 1994, 468 p.
- [BARO 96] BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., RAHARINAIVO A., *Etude expérimentale des effets couplés des transferts d'humidité et d'ions chlorures dans le béton jeune*, Bulletin de Liaison des LPC, n° 206, nov-déc. 1996, pp 75-83.
- [BARO 98a] BAROGHEL-BOUNY V., ROUGEAU P., CHAUSSADENT T., CROQUETTE G., *Étude comparative de la durabilité des bétons B30 et B80 des Ouvrages Jumeaux de Bourges - Partie II : étude expérimentale de la pénétration des ions chlorures par différentes méthodes*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 217, sept.-oct. 1998, pp 75-84.
- [BARO 98b] BAROGHEL-BOUNY V., ROUGEAU P., CHAUSSADENT T., CARÉ S., *Comparative Study of the Durability of Ordinary and High-Performance concretes as part of the "BHP 2000" French National Project*, Proceedings of International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes SHERBROOKE' 98, August 16-20, 1998, Sherbrooke (Québec), Canada, (Ed. by P.C. Aïtcin & Y. Delagrave, 1998), vol. 2, pp 281-301.
- [BARO 99] BAROGHEL-BOUNY V., MAINGUY M., LASSABATERE T., COUSSY O., *Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials*, Cement and concrete research, 29, 1999, pp 1225-1238.
- [BARO 00] BAROGHEL-BOUNY V., AMMOUCHE A., HORNAIN H., GAWSEWITCH J., *Vieillessement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. II - Caractérisation microstructurale sur éprouvettes de bétons de résistance 25 à 120 MPa*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 228, sept.-oct. 2000, pp 71-86.
- [BARO 01a] BAROGHEL-BOUNY V., AMMOUCHE A., HORNAIN H., *Matrices cimentaires : analyse de la microstructure et propriétés de transfert*, in "Transferts dans les bétons et durabilité", Numéro double spécial de la Revue Française de Génie Civil, vol. 5, n° 2-3 (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp 149-177.
- [BARO 01b] BAROGHEL-BOUNY V., MAINGUY M., COUSSY O., *Isothermal drying process in weakly permeable cementitious materials - Assessment of water permeability*, Materials science of concrete: transport in cement-based materials, Special volume: Proceedings of International Conference on ion and mass transport in cement-based materials, oct. 4-5, 1999, University of Toronto, Canada (Ed. by R.D.

- Hooton, M.D.A. Thomas, J. Marchand & J.J. Beaudoin, American Ceramic Society, Series Editor J.P. Skalny, 2001), pp 59-80.
- [BARO 02a] BAROGHEL-BOUNY V., BELIN P., CASTELLOTE M., RAFAÏ N., ROUGEAU P., YSSORCHE-CUBAYNES M.P., *Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part I: Comparison between various methods for assessing the chloride diffusion coefficient of concrete in saturated conditions*, Proceedings of the 3rd RILEM Workshop "Testing and modelling chloride ingress into concrete", sept. 9-10, 2002, Madrid, Spain (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2002).
- [BARO 02b] BAROGHEL-BOUNY V., *Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part II: Development of a performance approach based on durability indicators and monitoring parameters*, Proceedings of the 3rd RILEM Workshop "Testing and modelling chloride ingress into concrete", sept. 9-10, 2002, Madrid, Spain (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2002).
- [BARO 02c] BAROGHEL-BOUNY V., ARNAUD S., HENRY D., CARCASSÈS M., QUÉNARD D., *Viellissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. III - Propriétés de durabilité des bétons mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 241, nov.-déc. 2002, pp 13-59.
- [BARO 04] BAROGHEL-BOUNY V., GAWSEWITCH J., OUNOUGHI K., ARNAUD S., OLIVIER G., BELIN P., *Viellissement des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. IV - Résultats issus des prélèvements effectués sur les corps d'épreuve de différents sites aux premières échéances de mesure*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 249, avril-mai-juin 2004.
- [BARY 03] BARY B., SELLIER A., *Coupled moisture - carbon dioxide - calcium transfer model for carbonation of concrete*, Proceedings of EURO-C 2003 "Computational Modelling of Concrete Structures", march 17-20, 2003, Austria, pp 381-390.
- [BENE 99] BENEZET J.C., BENHASSAINE A., *Influence de la taille des particules sur la réactivité pouzzolanique de poudres de quartz*, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 219, janv.-fév. 1999, pp 17-28.
- [BIGA 94] BIGAS J.P., *La diffusion des ions chlore dans les mortiers*, Thèse de l'INSA de Toulouse, 1994, 201 p.
- [BIGA 96] BIGAS J.P., LAMBERT F., OLLIVIER J.P., *Modélisation globale des interactions physico-chimiques régies par des isothermes non linéaires entre ions chlore et mortier de ciment Portland*, Materials and structures, vol. 29, 1996, pp 277-285.
- [BOUR 94] BOURNAZEL J.P., CAPRA B., MÉBARKI A., SELLIER A., A.A.R.: *a probabilistic description of induced mechanical effects*, Proceedings of the International Conference on Computational Modelling of Concrete

- Structures (Ed. by Mang, Bicenic & De Borst), Euro-C, vol. 1, 1994, pp 491-500.
- [BRAC 68] BRACE W.F., WALSH J.B., FRANGOS W.T., *Permeability of granite under high pressure*, *Journal of Geophysical Research*, vol. 73, n° 6, 1968, pp 2225-2236.
- [BULT 00] BULTEEL D., *Quantification de la réaction alcali-silice : application à un silex du nord de la France*, Thèse de doctorat de l'Université de Lille, 2000.
- [BULT 02] BULTEEL D., GARCIA-DIAZ E., VERNET C., ZANNI H., *Alkali-silica reaction: a method to quantify the reaction degree*, *Cement and concrete research*, vol. 32, n° 8, 2002, pp 1199-1206.
- [CAPR 95] CAPRA B., BOURNAZEL J.P., *Perspectives nouvelles pour la prise en compte des alcali-réactions dans le calcul des structures*, *Materials and structures*, vol. 28, 1995, pp 71-73.
- [CAPR 96] CAPRA B., BOURNAZEL J.P., MORANVILLE-REGOURD M., *A mathematical modelling to describe the effects of alkali-aggregate reactions in concrete structures*, *Proceedings of the 10th ICAARC*, Melbourne, Australia, août 1996 (Ed. by A Shayan), pp 686-693.
- [CAPR 99] CAPRA B., SELIER A., *Modélisation multiéchelles des réactions alcali-granulats*, *Actes de la Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction*, 21 oct. 1999, Paris, France (Ed. V. Baroghel-Bouny & R. Couty, Paris, 1999).
- [CARE 00] CARE S., LINDER R., BAROGHEL-BOUNY V., DE LARRARD F., CHARONNAT Y., *Effets des additions minérales sur les propriétés d'usage des bétons. Plan d'expérience et analyse statistique*, *Etudes et recherches des LPC*, OA 33, fév. 2000, 108 p.
- [CAST 00] CASTELLOTE M., ANDRADE C., ALONSO C., *Changes in the chloride binding ability of concrete submitted to non-steady-state migration experiments in comparison with natural diffusion*, *Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Testing and Modelling Chloride Ingress into Concrete"*, sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, 2000), pp 13-22.
- [CAST 01] CASTELLOTE M., ANDRADE C., ALONSO C., *Measurement of the steady and non-steady state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests*, *Cement and concrete research*, vol. 31, n° 10, 2001, pp 1411-1420.
- [CAST 02] CASTELLOTE M., ANDRADE C., ALONSO C., *Standardization, to a reference of 25° C, of the electrical resistivity values measured at any temperature for mortars and concrete in saturated conditions*, *ACI Materials Journal*, march-april 2002, pp 119-128.

- [CHAU 97] CHAUSSADENT T., *Analyse des mécanismes de carbonatation des bétons*, Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM "Durabilité des bétons", 1997, pp 75-86.
- [CHAU 99] CHAUSSADENT T., *Etat des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé*, Etudes et recherches des LPC, OA 29, sept. 1999, 80 p.
- [CHAU 00] CHAUSSADENT T., BAROGHEL-BOUNY V., HORMAIN H., RAFAI N., AMMOUCHE A., *Effect of Water-Cement Ratio of Cement Pastes on Microstructural Characteristics Related to Carbonation Process*, Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, June 4-9, 2000, Barcelona, Spain (Edited by V.M. MALHOTRA), vol. 1, pp 523-537.
- [COLL 70] COLLEPARDI M., MARCIALIS A., TURRIZIANI R., *Kinetics of penetration of chloride ions into concrete*, Il Cemento, 67, 1970, pp 157-164.
- [COLL 72] COLLEPARDI M., *Penetration of chloride ions into cement paste and concrete*, American Ceramic Society, 1972, 55 p.
- [COLL 97] COLLEPARDI M., *Quick method to determine free and bound chlorides in concrete*, Proceedings of the 1st International RILEM Workshop "Chloride penetration into concrete", oct. 15-18, 1995, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France (Ed. by L.O. Nilsson & J.P. Ollivier, RILEM, Cachan, 1997) pp 10-16.
- [COUS 95] COUSSY O., *Mechanics of porous continua* (John Wiley & Sons, Chichester, U.K., 1995).
- [COUS 01] COUSSY O., BAROGHEL-BOUNY V., DANGLA P., MAINGUY M., *Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage*, dans "Transferts dans les bétons et durabilité", special issue of *Revue Française de Génie Civil*, vol. 5, n° 2-3 (Ed. V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp 271-286.
- [COUS 03] COUSSY O., EYMARD R., *Non-linear binding and the diffusion-migration test*, Transport in porous media, 53, 2003, pp 51-74.
- [COUT 99] COUTY R., *Réflexions sur la réaction alcali-silice et les problèmes en suspens. Quels sont les résultats de recherche qui peuvent faire l'objet d'un consensus ?*, Actes de la Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction, 21 oct. 1999, Paris, France (Ed. V. Baroghel-Bouny & R. Couty, Paris, 1999).
- [CRAN 73] CRANK J., *The mathematics of diffusion*, Oxford Science Publications, UK, 1973.
- [CREM 03] *Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants* (Ed. by C. Cremona, AFGC, Presses de l'ENPC, 2003).
- [DAIA 01a] DAIAN J.F., MADJOUDJ N., *Diffusion de sels dans les matériaux humides. Analyse des processus couplés et étude expérimentale*, in "Transferts dans les bétons et durabilité", Special issue of *Revue Française de Génie Civil*, vol. 5, n° 2-3 (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp 331-355.
- [DAIA 01b] DAIAN J.F., *Evaluation des propriétés de transfert dans les matériaux cimentaires. Etude critique des modèles*, in "Transferts dans les bétons et durabilité", Special issue of *Revue Française de Génie Civil*, vol. 5, n° 2-3 (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp 179-202.

- [DANK 70] DANKWERTS P.V., *Gas-liquid reactions* (McGraw-Hill Chemical Engineering Series, New York, 1970).
- [DE-CE 93] DE CEUKELAIRE L., VAN NIEUWENBURG D., *Accelerated carbonation of a blast-furnace cement concrete*, Cement and concrete research, vol. 23, 1993, pp 442-452.
- [DEGE 02] DEGEIMBRE R., *Microstructure et pathologie des bétons*, Actes de la journée d'étude "Diagnobéton 2002", 19 nov. 2002, Namur, Belgique, 13 p.
- [DELA 96] DELAGRAVE A., *Influence de la microstructure sur les mécanismes de pénétration des ions chlore*, Thèse de doctorat de l'Université Laval (Québec), Canada, 1996.
- [DELA 97] DELAGRAVE, A., MARCHAND, J., OLLIVIER, J.P., JULIEN, S., HAZRATI, K., *Chloride binding capacity of various hydrated cement paste systems*, ACBM, vol. 6, 1997, pp 28-75.
- [DELO 94] DELOYE X., DIVET L., *Les alcalins actifs dans les bétons français - Bilan de quinze années d'expertise*, Proceedings of the 3rd International CANMET/ACI Conference on Durability of concrete, Nice, France, 1994.
- [DENT 79] DENT-GLASSER L.S., *Osmotic pressure and the swelling of gels*, Cement and concrete research, vol. 9, n° 4, 1979, pp 515-517.
- [DENT 81] DENT-GLASSER L.S., KATAOKA N., *The chemistry of alkali-aggregate reactions*, Proceedings of the 5th ICAARC, Cape Town, South Africa, Supplementary paper 252/23, 1981, p 66.
- [DHIR 93] DHIR R.K., SHAABAN I.G., CLAISSE P.A., BYARS E.A., *Preconditioning in situ concrete for permeation testing. Part 1: Initial surface absorption*, Magazine of concrete research, vol. 45, n° 163, 1993, pp 113-118.
- [DIAM 89] DIAMOND S., *ASR - Another look at mechanisms*, Proceedings of the 8th ICAARC, Kyoto, 1989, (Elsevier Applied Science, London & New-York), pp 83-94.
- [DRON 78] DRON R., *L'activité pouzzolanique*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 93, janv.-fév. 1978, pp 66-69.
- [DRON 98] DRON R., BRIVOT F., CHAUSSADENT T., *Mécanisme de la réaction alcali-silice*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 214, mars-avril 1998, pp 61-68.
- [DUCH 01] DUCHESNE J., BERUBE M.A., *Long-term effectiveness of supplementary cementing materials against alkali-silica reaction*, Cement and concrete research, vol. 31, n° 7, 2001, pp 1057-1063.
- [EL-DI 95] EL-DIEB A.S., HOOTON R.D., *Water permeability measurement of high performance concrete using high-pressure triaxial cell*, Cement and concrete research, vol. 25, n° 6, 1995, pp 1199-1208.

- [FAGE 96] FAGERLUND G., *Concrete specifications for the Öresund Link*, in *Durability of Concrete in Saline environment* (Cementa, Lund, 1996), pp 187-206.
- [FRAN 94] FRANÇOIS R., ARLIGUIE G., MASO J.C., *Durabilité du béton armé. Progrès dans la construction par la maîtrise de la fissuration du béton hydraulique*, Thème 2 : Corrélation entre fissuration et corrosion, Rapport de Synthèse, oct. 1994.
- [FRAN 98] FRANÇOIS R., DUBOSC A., YSSORCHE M.P., *Incidences sur le dimensionnement des ouvrages en béton armé des nouvelles avancées en matière de durabilité*, Annales du bâtiment et des travaux publics, juin 1998, pp 5-12.
- [FRAN 01] FRANÇOIS R., FRANCY O., CARÉ S., BAROGHEL-BOUNY V., LOVERA P., RICHET C., *Mesure du coefficient de diffusion des chlorures. Comparaison entre régime permanent et régime transitoire*, dans "Transferts dans les bétons et durabilité", special issue of Revue Française de Génie Civil, vol. 5, n° 2-3 (Ed. V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp 311-332.
- [FRANCY 98] FRANCY O., *Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau*, Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, déc. 1998, 171 p.
- [FRED 00] FREDERIKSEN J.M., GEIKER M., *On an empirical model for estimation of chloride ingress into concrete*, Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Testing and Modelling Chloride Ingress into Concrete", sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, 2000), pp 355-371.
- [FRIZ 03] FRIZON F., LORENTE S., OLLIVIER J.P., THOUVENOT P., *Transport model for the nuclear decontamination of cementitious materials*, Comp. Mat. Sc., 27, 2003, pp 507-516.
- [FURU 94] FURUSAWA Y., OHGA H., UOMOTO T., *An analytical study concerning prediction of concrete expansion due to alkali-reaction*, Proceedings of the 3th International Conference on Durability of concrete, Nice, France, SP 145-40, 1994, pp 757- 780.
- [GARB 90] GARBOCZI E.J., *Permeability, diffusivity and microstructural parameters: a critical review*, Cement and concrete research, vol. 20, 4, 1990, pp 591-601.
- [GEHL 99] GEHLEN C., SCHIESSL P., *Probability-based durability design for the Western Scheldt Tunnel*, Structural concrete, Journal of the FIB, vol. P1, n° 2, june 1999, pp 1-7.
- [GENI 96] GENIN J.M.R., OLOWE A.A., REFAIT Ph., SIMON L., *On the stoichiometry and Pourbaix diagram of Fe(II)-Fe(III) hydroxy-sulphate or sulphate containing green rust 2; an electrochemical and Mössbauer spectroscopy study*, Corrosion Science, 38, 1996, pp 1751-1762.

- [GENI 98] GENIN J.M.R., ABDELMOULA M., REFAIT Ph., SIMON L., *Comparison of the Green Rust Two lamellar double hydroxide class with the Green Rust One pyroaurite class: Fe(II)-Fe(III) sulphate and selenate hydroxides*, Hyperfine Interactions, 3, 1998, pp 313-316.
- [GENI 01] GENIN J.M.R., REFAIT Ph., BOURRIE G., ABDELMOULA M., TROLARD F., *Structure and stability of the Fe(II)-Fe(III) green rust "fougerite" mineral and its potential for reducing pollutants in soil solutions*, Applied Geochemistry, vol. 16, issue 5, 2001, pp 559-570.
- [GERA 96] GERARD B., *Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs*, Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 1996.
- [GODA 93] GODART B., *Progression dans les connaissances sur les phénomènes d'alcali-réactions - Evaluation et surveillance des ouvrages*, Annales de l'ITBTP, n° 517, oct. 1993, pp 134-162.
- [GODA 95] GODART B., LE ROUX A., *Alcali-réaction dans le béton : mécanisme, pathologie et prévention*, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C2 252-1, 1995, 15 p.
- [GRIM 99] GRIMALDI G., RAHARINAIVO A., *Vers une stratégie de réparation du béton armé dégradé*, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 223, sept. à déc. 1999, pp 59-70.
- [GUED 99] GUEDON-DUBIED S., *Granulats et alcali-réaction : les essais normalisés et leur devenir*, Actes de la Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction, 21 oct. 1999, Paris, France (Ed. V. Baroghel-Bouny & R. Couty, Paris, 1999).
- [HARM 90] HARMANT J., JENSEN P., POITEVIN P., *Channel Tunnel Concrete: a 120 year-durability Challenge*, ERMCO, 1990, pp 504-577.
- [HAUS 67] HAUSMANN D.A., *Steel corrosion in concrete: how does it occur?*, Materials protection, vol. 4, 11, 1967, pp 19-23.
- [HEIN 99] HEINFLING G., PETRE-LAZAR I., HORNET P., GERARD B., *Use of probabilistic tools for aging management of R.C. structures*, Proceedings of 8th RILEM conference of life prediction, Bratislava, July 5-7, 1999, pp 247-252.
- [HENR 00] HENRY D., BAROGHEL-BOUNY V., CHAUSSADENT T., *Evaluation of chloride penetration into concrete by various methods*, Proceedings of the 2nd RILEM Workshop "Testing and modelling chloride ingress into concrete", sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. C. Andrade & J. Kropp, RILEM, Paris, 2000), pp 471-486.
- [HERM 99] *La dégradation des bétons - Couplage fissuration-dégradation chimique* (Ed. by Torrenti J.M., Didry O., Ollivier J.P., Plas F., Hermès, 1999).
- [HOBBS 78] HOBBS D.W., *Expansion of concrete due to alkali-silica reaction: an explanation*, Magazine of concrete research, vol. 30, n° 105, 1978, pp 215-221.

- [HORN 96] HORNAIN H., THURET B., GUEDON-DUBIEB S., LE ROUX A., LAPORTE F., PIGEON M., MARTINEAU F. *Influence of aggregates and mineral additives on the composition of the pore solution*, Proceedings of the 10th ICAARC, Melbourne, Australia, August 18-23, 1996 (Ed. by A. Shayan), pp 514-521.
- [HORN 98] HORNAIN H., MONACHON P., MARTINET G., DUBOIN C., *Durée de vie des ouvrages en béton. De la recherche aux applications. Du laboratoire au chantier*, Proceedings of the 1st International Meeting "Material Science and Concrete Properties", march 5-6, 1998, Toulouse, France, (LMDC, 1998), pp 309-316.
- [HORN 99] HORNAIN H., BOURNAZEL J.P., *Réaction alcali-silice : Point sur les mécanismes de gonflement*, Actes de la Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction, 21 oct. 1999, Paris, France (Ed. V. Baroghel-Bouny & R. Couty, Paris, 1999).
- [HOUD 98] HOUDUSSE O., MARCHAND J., HORNAIN H., *Prédiction de l'évolution de la concentration des ions présents dans les matériaux cimentaires : modélisation numérique du transport d'ions par la méthode des éléments finis*, Proceedings of the 1st International Meeting "Material Science and Concrete Properties", march 5-6, 1998, Toulouse, France, (LMDC, 1998), pp 151-158.
- [HOUD 00] HOUDUSSE O., HORNAIN H., MARTINET G., *Prediction of long-term durability of Vasco de Gama Bridge in Lisbon*, Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, June 4-9, 2000, Barcelona, Spain, SP-192 (Ed. by V.M. Malhotra, ACI, 2000), vol. II, SP 192-20.
- [HOUS 94] HOUST Y.F., WITTMANN F.H., *Influence of porosity and water content on the diffusivity of CO₂ and O₂ through hydrated cement paste*, Cement and concrete research, vol. 24, n° 6, 1994, pp 1165-1176.
- [HSIE 81] HSIEH P.A., TRACY J.V., NEUZIL C.E., BREDEHOEFT J.D., SILLIMAN S.E., *A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of 'tight' rocks-I. Theory*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., vol. 18, 1981, pp 245-252.
- [ILER 79] ILER R.K., *The chemistry of silica. Solubility, polymerization, colloïd and surface properties, and biochemistry*, J. Wiley & Sons, 1979.
- [JACO 96] JACOBSEN J., MARCHAND J., BOISVERT L., *Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete*, Cement and concrete research, vol. 26, n° 6, 1996, pp 869-881.
- [JEHE 96] JEHENNE F., HORNAIN H., MARTINET G., *Pop-out formation and bulk cracking of concrete induced by calcareous metamorphic aggregates in tropical environment*, Proceedings of the 10th ICAARC, Melbourne, Australia, August 18-23, 1996 (Ed. by A. Shayan), pp 978-985.
- [JOHN 92] JOHNSTONE J.R., GLASSER F.P., *Carbonation of portlandite single crystals and portlandite in cement paste*. Proceedings of 9th international congress on

- the chemistry of cement, 1992, New Dehli, India (Ed. by the National Council for Cement and Buildings Materials, NCCBM), pp 870-876.
- [JONE 88] JONES T.N., *A new interpretation of alkali-silica reaction and expansion mechanisms in concrete*, Chemistry and industry, 1988, pp 40-44.
- [JUNG 00] JUNG W.J., SUNG H.K, WOO-SIK K., CHANG K.C., *Particle morphology of calcium carbonate precipitated by gas-liquid reaction in a Couette-Taylor reactor*, Chemical Engineering Science, vol. 55, 2000, pp 733-747.
- [JUVE 73] JUVEKAR V.A., SHARMA M.M., *Absorption of carbon CO₂ in a suspension of lime*, Chemical Engineering Science, vol. 28, 1973, pp 825-837.
- [KAMI 74] KAMIYA H., OZAKI A., IMASHASHI M., *Dissolution rate of powdered quartz in acid solution*, Geochem. J., 8, 1974, pp 21-26.
- [KERM 91] KERMANI A., *Permeability of stressed concrete*, Building research and information, vol. 19, n° 6, 1991.
- [KISS 96] KISSEL J., POURBAIX A., *Les effets combinés de l'alcalinité et de la teneur en chlorures des bétons sur la corrosion de l'acier*, CEBELCOR, fév. 1996.
- [KOLL 89] KOLLEK J.J., *The determination of the permeability of concrete to oxygen by the CEMBUREAU method - A recommendation*, Materials and structures, vol. 22, 1989, pp 225-230.
- [KONE 93] KONECNY L., NAQVI S.J., *The effect of different drying techniques on the pore size distribution of blended cement mortars*, Cement and concrete research, vol. 23, n° 5, 1993, pp 1223-1228.
- [KRAU 56] KRAUSKOPF K.B., *Dissolution and precipitation of silica at low temperatures*, Geochem. Cosmochim. Acta, 10, 1956, pp 1-26.
- [LARG 78] LARGENT R., *Estimation de l'activité pouzzolanique. Recherche d'un essai*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 93, janv.-fév. 1978, pp 61-65.
- [LARI 96] LARIVE C., COUSSY O., *Behaviour of AAR-affected concrete. Part I: Modelling*, Proceedings of the 10th ICAARC, Melbourne, Australia, August 18-23, 1996 (Ed. by A. Shayan), pp 662-669.
- [LARI 98] LARIVE C., *Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques*, Etudes et recherches des LPC, OA 28, déc. 1998, 395 p.
- [LARS 97] LARSEN C.L., *Effect of type of aggregate, temperature and drying/rewetting on chloride binding and pore solution composition*, Proceedings of the 1st International RILEM Workshop "Chloride penetration into concrete", oct. 15-18, 1995, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France (Ed. by L.O. Nilsson & J.P. Ollivier, RILEM, Cachan, 1997) pp 27-35.
- [LEE 00] LEE N.P., CHRISTHOLM D.H., *Impediments to the application of marine concrete durability models in design*, Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Testing and Modelling Chloride

- Ingress into Concrete*", sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, 2000), pp 383-393.
- [LEGE 95a] LEGER P., TINAWI R., MOUNZER N., *Numerical simulation of concrete expansion in dams affected by alkali-aggregate reaction: State of the art*, Canadian journal of civil engineering, vol. 22, n° 4, 1995, pp 692-713.
- [LEGE 95b] LEGER P., TINAWI R., *Numerical analysis of concrete dams affected by alkali-aggregate reaction*, Proceedings of the SNCOLD Symposium on Research and Development Field of Dams, Crans-Montana, Switzerland, sept. 1995, pp 323-334.
- [LEGR 01] LEGRAND L., ABDELMOULA M., GÉNIN A., CHAUSSÉ A., GÉNIN J.M.R., *Electrochemical formation of a new Fe(II)---Fe(III) hydroxy-carbonate green rust: characterisation and morphology*, Electrochimica Acta, vol. 46, Issue 12, 2001, pp 1815-1822.
- [LE-RO 92] LE ROUX A., ZELWER A., DRON R., SALOMON M., *Ionic evolution of pore solutions associated with alkali reactivity*, Proceedings of the 9th Int. Conference on AAR in concrete, London, vol 2, 1992, pp 607-613.
- [LE-RO 01] LE ROUX A., *Les mécanismes mis en jeu dans les dégradations dues à l'alcali-réaction*, Séminaire LNEC/LCPC, Curso degradação de estruturas, 4-6 décembre 2001, Lisbonne, Portugal, 26 p.
- [LEVY 92] LEVY M., BILLARGON R., POITEVIN P., ACKER P., JENSEN P., MOREAU D., VAN LOC NGUYEN, *Le Tunnel sous la Manche, Voussoirs et Revêtements*, Annales de l'ITBTP, Série Technique Générale de la Construction, n° 505, 1992, 74 p.
- [LI 02] LI K., COUSSY O., *Evaluation de l'état mécanique des ouvrages dégradés par la réaction alcali-silice*, Revue Française de Génie Civil, n° 6, 2002, pp 835-851.
- [LIND 00] LINDVALL A., *Probabilistic performance based service life design of concrete structures. Environmental actions and response*, Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Testing and Modelling Chloride Ingress into Concrete", sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, 2000), pp 277-290.
- [LONG 73] LONGUET, P., BURGLIN L., ZELWER A., *La phase liquide du ciment hydraté*, Publication CERILH, n° 219, Revue des Matériaux de Construction et des Travaux Publics, n° 676, 1973, pp 35-41.
- [LOPE 94] LOPEZ C.M., AGUADO A., CAROL L., *Numerical studies of two gravity dams subjected to differential expansion of the microstructure*, Dams Fracture and Damage (Ed. by Bourdarot, Mazars & Saouma, Balkema, Rotterdam, 1994), pp 163-168.
- [LORE 92] LORENZO F., *Caractérisation de solutions alcalines de silice et de leurs précipités en présence de calcium au moyen de la résonance magnétique nucléaire*, Thèse de Doctorat de l'Université P. & M. Curie, Paris, 1992.

- [MAAG 95] MAAGE M., POULSEN E., VENNESLAND O., CARLSEN J.E., *Service life model for concrete structures exposed to marine environment - Initiation period*, SINTEF, Trondheim, 1995.
- [MAAG 99] MAAGE M., HELLAND S., CARLSEN J.E., *Chloride penetration into concrete with lightweight aggregates*, SINTEF, Trondheim, 1999.
- [MARC 02] MARCHAND J., SAMSON E., MALTAIS Y., LEE R.J., SAHU S., *Predicting the performance of concrete structures exposed to chemically aggressive environment. Field validation*, Concrete science and engineering, vol. 4, n° 15, included in Materials and structures, vol. 35, n° 254, dec. 2002, pp 623-631.
- [MASI 97] MASI M., COLELLA D., RADAELLI G., BERTOLINI L., *Simulation of chloride penetration in cement-based materials*, Cement and concrete research, vol. 27, n° 10, 1997, pp 1591-1601.
- [MASS 91] MASSAT M., *Caractérisation de la microfissuration, de la perméabilité et de la diffusion d'un béton : application au stockage des déchets radioactifs*, Thèse de l'INSA de Toulouse, 1991, 148 p.
- [MASSE 98] MASSE P., FRANCOIS R., GAGNE R., *Outils expérimentaux pour l'étude de l'influence de la fissuration sur les propriétés de transfert des bétons*, Proceedings of the 1st International Meeting "Material Science and Concrete Properties", march 5-6, 1998, Toulouse, France, (LMDC, 1998), pp 109-116.
- [MEJL 96] MEJLBRO L., *The Complete Solution of Fick's Second Law of Diffusion with Time-dependent Diffusion Coefficient and Surface Concentration*, in "Durability of Concrete in Saline Environment", Cementa, Danderyd, Sweden.
- [MIRA 99] MIRAGLIOTTA R., ROUGEAU P., AÏT-MOKHTAR A., AMIRI O., *Béton de peau et carbonatation*, Proceedings of 2^{ème} Congrès Univ. de Génie Civil, 6-7 mai 1999, Poitiers, France, pp 151-158.
- [MIRA 00] MIRAGLIOTTA R., *Modélisation des processus physico-chimiques de la carbonatation des bétons préfabriqués - Prise en compte des effets de parois*, Thèse de doctorat de l'Université de la Rochelle, 2000.
- [MORA 94] MORANVILLE M., *Selection of Concrete Materials for the Euro-Tunnel*, Proceedings of P.K. Mehta Symposium on the Durability of Concrete (Ed. by P.K. Khayat & P.C. Aïtcin, 1994), pp 147-174.
- [NEUZ 81] NEUZIL C.E., COOLEY C., SILLIMAN S.E., BREDEHOEFT J.D., HSIEH P.A., *A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of 'tight' rocks-II. Application*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., vol. 18, 1981, pp 253-258.
- [NGAL 97] NGALA V.T., PAGE C.L., *Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes*, Cement and concrete research, vol. 27, n° 7, 1997, pp 995-1007.
- [NILS 96] NILSSON L.O., POULSEN E., SANDBERG P., SORENSEN H.E., KLINGHOFFER O., *Chloride penetration into concrete - State-of-the-art*.

Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models, HETEK Report n° 53, (Ed. Frederiksen J.M., Danish Road Directorate, Copenhagen, 1996), pp 23-25.

- [NILS 97] NILSSON L.O., SANDBERG P., POULSEN E., TANG L., ANDERSEN A., FREDERIKSEN J.M., *A system for estimation of chloride ingress into concrete. Theoretical background*, HETEK Report n° 83, chapter 6: Comparison of the empirical and the scientific models, (Ed. Frederiksen J.M., Danish Road Directorate, Copenhagen, 1997).
- [NONA 99] NONAT A., MICHAUD V., GABORIAUD F., COMPARET C., *Concepts et mécanismes physico-chimiques décrivant l'interaction de la silice avec une solution alcaline en absence et en présence d'ions calcium*, Actes de la Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction, 21 oct. 1999, Paris, France (Ed. V. Baroghel-Bouny & R. Couty, Paris, 1999).
- [PAPA 91a] PAPADAKIS V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N. *Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation*, ACI materials journal, vol. 88, n° 4, 1991, pp 363-373.
- [PAPA 91b] PAPADAKIS V.G., VAYENAS C.G., *Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem*, Chemical engineering science, vol. 46, n° 5/6, 1991, pp 1333-1338.
- [PAPA 91c] PAPADAKIS V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N. *Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete*, ACI materials journal, vol. 88, n° 2, 1991, pp 186-196.
- [PAPA 00] PAPADAKIS V.G., *Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress*, Cement and Concrete Research, vol. 30, 2000, pp 291-299.
- [PAPA 02] PAPADAKIS V.G., TSIMAS S., *Supplementary cementing materials in concrete. Part I: efficiency and design*, Cement and Concrete Research, vol. 32, 2002, pp 1525-1532.
- [PARR 88] PARROTT L.J., *Moisture profiles in drying concrete*, Advances in cement research, vol. 1, n° 3, july 1988, pp 164-170.
- [PARR 91] PARROTT L.J., HONG C.Z., *Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete*, Materials and structures, 24, 1991, pp 403-408.
- [PARR 94] PARROTT L.J., *Moisture conditioning and transport properties of concrete test specimens*, Materials and structures, 27, 1994, pp 460-468
- [PERR 92] PERRATON D., *La perméabilité aux gaz des bétons hydrauliques*, Thèse de l'INSA de Toulouse, déc. 1992, 283 p.
- [PERR 99] PERRATON D., AÏTCIN P.C., CARLES-GIBERGUES A., *Mesure de la perméabilité aux gaz des bétons : perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque - Partie I : Validation des concepts de Carman et de Klinkenberg dans le cas d'un BHP, et Partie II : Etude de l'influence de la taille des éprouvettes et de la variabilité des résultats dans le cas*

d'un BHP, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 221, mai-juin 1999, pp 69-87.

- [PETR 00] PETRE-LAZAR I., HEINFLING G., MARCHAND J., GÉRARD B., *Application of probabilistic methods to analysis of behavior of reinforced concrete structures affected by steel corrosion*, Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, June 4-9, 2000, Barcelona, Spain, SP-192 (Ed. by V.M. Malhotra, ACI, 2000), pp 557-572.
- [PETR 01] PETRE-LAZAR I., *Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers*, Thèse de doctorat de l'Université Laval (Québec), Canada, 2001.
- [POLD 01] POLDER R.B., *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete - a RILEM TC-154 technical recommendation*, Construction and building materials, vol. 15, 2001, pp 125-131.
- [POUL 96] POULSEN E., *Estimation of chloride ingress into Concrete and Prediction of Service Lifetime with Reference to Marine RC Structures* in "Durability of Concrete in Saline Environment", Cementa, Danderyd, Sweden.
- [PREZ 97] PREZZI M., MONTEIRO J.M., SPOSITO G., *The alkali-silica reaction, Part I: Use of the double-layer theory to explain the behaviour of reaction-products gels*, ACI materials journal, Technical Paper, 94, jan.-feb. 1997.
- [PRIN 99] PRINCE W., OLLIVIER J.P., TRUC O., *Aspects électrochimiques de l'essai accéléré de perméabilité aux ions chlorures*, Materials and structures, vol. 32, mai 1999, pp 243-251.
- [PRO-29 03] Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures" (Ed. by D.J. Naus, RILEM Publications, Bagneux, 2003), 389 p.
- [RAFA 01] RAFAÏ N., HORNAIN H., VILLAIN G., BAROGHEL-BOUNY V., PLATRET G., CHAUSSADENT T., *Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages. Mesures comparatives du taux de carbonatation de pâtes, mortiers et bétons*, Rapport de synthèse, mars 2001, 54 p.
- [RAFA 02] RAFAÏ N., HORNAIN H., VILLAIN G., BAROGHEL-BOUNY V., PLATRET G., CHAUSSADENT T., *Comparaison et validité des méthodes de mesure de la carbonatation*, Revue Française de Génie Civil, vol. 6, n° 2, 2002, pp 251-274.
- [RAHA 98] RAHARINAIVO A., ARLIGUIE G., CHAUSSADENT T., GRIMALDI G., POLLET V., TACHE G., *La corrosion et la protection des aciers dans le béton* (Presses de l'ENPC, 1998) 167 p.
- [RAMT 90] RAMTANI S., *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*, Thèse de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 1990.

- [REFA 93] REFAIT Ph., GÉNIN J.M.R., *The oxidation of Fe(II) hydroxide in chloride-containing aqueous media and Pourbaix diagrams of green rust I*, Corrosion Science, 34, 1993, pp 797-819.
- [RFGC 01] *Transferts dans les bétons et durabilité*, Numéro double spécial de la Revue Française de Génie Civil, vol. 5, n° 2-3 (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001).
- [RICH 02] RICHE J., GARCIA-DIAZ E., BULTEEL D., SIWAK J.M., VERNET C., *Mechanism of damage for the alkali-Silica reaction : relationships between swelling and reaction degree*, Proceedings of the Conference "Challenges of Concrete Construction", Dundee, sept. 5-11, 2002.
- [RICH 03] RICHE J., *La réaction alcali-silice : approche cinétique et mécanisme d'expansion*, Thèse de doctorat de l'Université de Lille, 2003.
- [ROEL 85] ROELFSTRA P.E., SADOUKI H., WITTMANN F.H., *Le béton numérique*, Materials and structures, vol. 107, 1985, pp 309-383.
- [ROY 99] ROY S.K., POH K.B., NORTHWOOD D.O., *Durability of concrete. Accelerated carbonation and weathering studies*, Building and environment, 34, 1999, pp 597-606.
- [SAET 93a] SAETTA A.V., SCOTTA R.V., VITALIANI, R.V., *Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete*, ACI Materials Journal, vol. 90, 5, 1993, pp 441-451.
- [SAET 93b] SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V., *The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials*, Cement and concrete research, vol. 23, n° 4, 1993, pp 761-772.
- [SAET 95] SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V., *2-D Model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials*, Cement and concrete research, vol. 25, n° 8, 1995, pp 1703-1712.
- [SAIT 95] SAITO M., ISHIMORI H., *Chloride permeability of concrete under static and repeated loading*, Cement and concrete research, vol. 25, n° 4, 1995, pp 803-808.
- [SALO 91] SALOMON M., GALIAS J.L., *Durabilité des voiles minces en béton armé. Cas des réfrigérants atmosphériques*, Annales de ITBTP, n° 496, sept., 1991.
- [SAMS 99a] SAMSON E., MARCHAND J., *Numerical solution of the extended Nernst-Planck Model*, Journal of Colloid and Interface Science, 215, 1999, pp 1-8.
- [SAMS 99b] SAMSON E., MARCHAND J., ROBERT L., BOURNAZEL J.P., *Modeling the mechanisms of ion diffusion in porous media*, International journal for numerical methods in engineering, 46, 1999, pp 2043-2060.

- [SAMS 99c] SAMSON E., LEMAIRE G., MARCHAND J., BEAUDOIN J., *Modeling chemical activity effects in strong ionic solutions*, Computational material science, 15, 1999, pp 285-294.
- [SCHI 97] SCHIESSL P., HERGENRÖDER M., KÜNZEL H.M., MÖLLER J.S., NILSSON L.O., SIEMES T., *New approach to durability design - An example for carbonation induced corrosion*, CEB Bulletin, n° 238, 1997, 138 p.
- [SELL 95] SELLIER A., BOURNAZEL J.P., MEBARKI A., *Une modélisation de la réaction alcali-granulat intégrant une description des phénomènes aléatoires locaux*, Materials and structures, n° 28, 1995, pp 373-383
- [SELL 96] SELLIER A., BOURNAZEL J.P., MEBARKI A., *Modelling the A.A.R. within a probabilistic framework*, Proceedings of the 10th ICAARC, Melbourne, Australia, août 1996 (Ed. by A. Shayan), pp 694-701.
- [SELL 97] SELLIER A., CAPRA B., *Modélisation physico-chimique de la réaction alcali-granulat : apport au calcul des structures dégradées*, Revue Française de Génie Civil, vol. 1, n° 3, 1997, pp 445-481.
- [SERG 92] SERGI G., YU S.W., PAGE C.L., *Diffusion of chloride and hydroxyl ions in cementitious materials exposed to saline environment*, Magazine of concrete research, vol. 44, n° 158, pp 63-69.
- [SHEL 62] SHELL H.R., *Silicon*, in "Treatise on analytical chemistry" (Ed. by I.M. Kolthoff & P.J. Elving, Interscience Pub., New York, 1962), part II, vol. 2, pp 107-120.
- [SICK 97] SICKERT G., *Extended modeling for the advance of carbonation in concrete*, Betonwerk, 1997, pp 74-88.
- [SKOC 95] SKOCZYLAS F., HENRY J.P., *A study of the intrinsic permeability of granite to gas*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 32, n° 2, 1995, pp 171-179.
- [SKOC 99] SKOCZYLAS F., *Perméabilité et endommagement de mortier sous sollicitation triaxiale*, in "La dégradation des bétons - Couplage fissuration-dégradation chimique", (Ed. by Torrenti J.M., Didry O., Ollivier J.P., Plas F., Hermès, 1999).
- [SVAN 83] SVANHOLM G., *Influence of water content on concrete. Autoclaved aerated concrete, moisture and properties* (Ed. by F.H. Wittmann, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983).
- [SWAM 90] SWAMY R.N., BOUIKNI A., *Some engineering properties of slag concrete as influenced by mix proportioning and curing*, ACI structural journal, 876, 1990, pp 4541-4549.
- [TANG 92a] TANG L., NILSSON L.O., *Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field*, ACI materials journal, vol. 89, n° 1, 1992, pp 49-53

- [TANG 92b] TANG L., *Effect of heating on moisture distributions and air permeability of concrete specimens*, Extract of RILEM Report TC116 *Performance Criteria For Concrete Durability*, State-of-the-art Report, Chapman et Hall, 1992
- [TANG 93] TANG L., NILSSON L.O., *Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars*, Cement and concrete research, vol. 23, 1993, pp 247-253.
- [TANG 96a] TANG L., *Electrically accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete - Current development*, Magazine of concrete research, vol. 48, n° 176, 1996, pp 173-179.
- [TANG 96b] TANG L., SANDBERG P., *Chloride penetration into concrete exposed under different conditions*, in "Durability of Building Materials and Components", vol. 7 (Ed. by C. Sjöström, E. & F. Spon, London, 1996), pp 453-461.
- [TANG 96c] TANG L., *Chloride transport in concrete. Measurement and prediction*, Ph. D. thesis, Building materials, Chalmers, Gothenburg, 1996.
- [TANG 01] TANG, L., NILSSON, L.O., *Ionic migration and its relation to diffusion*, Materials science of concrete: transport in cement-based materials, Special volume (Ed. by R.D. Hooton, M.D.A. Thomas, J. Marchand & J.J. Beaudoin, American Ceramic Society, Series Editor J.P. Skalny, 2001), pp 81-96
- [THIE 03a] THIERY M., VILLAIN G., PLATRET G., *Effect of carbonation on density, microstructure and liquid water saturation of concrete*, Proceedings of the 9th International Engineering Conference on Advances in Cement and Concrete (Ed. by D.A. Lange, Denver, USA, 2003), pp 481-490.
- [THIE 03b] THIERY M., DANGLA P., VILLAIN G., PLATRET G., *Modélisation du processus physico-chimique de carbonatation des bétons*, Actes des Journées des Sciences de l'Ingénieur du réseau des laboratoires des ponts et chaussées, 9-11 déc. 2003, Dourdan, France, pp 403-408.
- [THIE 04] THIERY M., VILLAIN G., JAAFAR W., *Estimation de la perméabilité des matériaux cimentaires par porosimétrie au mercure*, Bulletin du Groupe Francophone d'Humidité et transferts en Milieux Poreux (GFHN), vol. 46, 2004.
- [TOGN 98] TOGNAZZI C., *Couplage fissuration-dégradation chimique dans les matériaux cimentaires : caractérisation et modélisation*, Thèse de l'INSA de Toulouse, 1998, 217 p.
- [TORR 92] TORRENT R.J., *A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site*, Materials and structures, vol. 25, 1992, pp 358-365.
- [TRUC 99] TRUC O., OLLIVIER J.P., NILSSON L.O., *LMDC diffusion test*, Proceedings of the XVII Symposium of Nordic Concrete research, Reykjavik, Iceland, 1999, pp 337-339.

- [TRUC 00a] TRUC O., OLLIVIER J.P., CARCASSES M., *A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state migration test*, Cement and concrete research, vol. 30, 2000, pp 217-226.
- [TRUC 00b] TRUC O., *Prediction of Chloride Penetration into Saturated Concrete. Multi-Species Approach*, Thèse de doctorat de l'Université de technologie de Chalmers et de l'Institut National des Sciences Appliquées, Göteborg et Toulouse, 2000, 173 p.
- [TSUK 91] TSUKAMOTO M., WORNER J.D., *Permeability of cracked fiber-reinforced concrete*, Darmstad Concrete, Ann. J. on concrete and concrete structures, vol. 6, 1991, pp 123-135.
- [TUUT 82] TUUTI K., *Corrosion of steel in concrete*, CBI, Report Fo 4.82, Stockholm, 1982.
- [ULM 00] ULM F.J., COUSSY O., LI K., LARIVE C., *Thermo-chemo-mechanics of ASR expansion in concrete structures*, J. Eng. Mech., vol. 126, n° 3, 2000, pp 233-242.
- [VAN-B 94] VAN BALEN K., VAN GEMERT D., *Modelling lime mortar carbonation*, Materials and structures, n° 27, 1994, pp 393-398.
- [VAN-G 80] VAN GENUCHTEN M.T., *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*, Soil Science Society of America, Proceedings, vol. 44, 1980, pp 892-898.
- [VENU 68] VENUAT M., ALEXANDRE J., *De la carbonatation des bétons*, Revue des matériaux de construction, n° 638, 1968, 45 p.
- [VESI 00] VESIKARI E., *Estimation of service life of concrete facades by the factor approach*, Proceedings of the International RILEM Workshop "Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures" (Ed. by D.J. Naus, RILEM, 2000), pp 15-23.
- [VILL 01] VILLAIN G., BAROGHEL-BOUNY V., KOUNKOU C., HUA C., *Mesure de la perméabilité aux gaz en fonction du taux de saturation des bétons*, dans "Transferts dans les bétons et durabilité", special issue of Revue Française de Génie Civil, vol. 5, n° 2-3 (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001), pp 253-270.
- [VILL 03] VILLAIN G., PLATRET G., *Comparison of two experimental methods to determine carbonation profiles in concretes*, Proceedings of the 6th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, june 1-7, 2003, Thessaloniki, Greece (Ed. by V.M. Malhotra).
- [WEN 89] WEN ZiYun, *Formation et caractérisation de sols alcalins de silice. Conditions de leur transformation en gel au contact de sels et d'hydroxydes, notamment de ceux qui sont présents dans le béton. Etude particulière du rôle de la portlandite*, Thèse de Doctorat de l'Université de Bourgogne, 1989.

- [WEY 61] WEY R., SIFFERT B., *Réaction de la silice monomoléculaire en solution avec les ions Al et Mg. Genèse et synthèse des argiles*, Proceedings of the Colloque International CNRS 105, 1961, pp 11-23.
- [WANG 01] WANG Y., LI L.Y., PAGE C.L., *A two-dimensional model of electrochemical chloride removal from concrete*, Comp. Mat. Sc., 20, 2001, pp.196-212.
- [WOWR 00] WOWRA O., SETZER M.J., *About the interaction of chloride and hardened cement paste*, Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop "Testing and Modelling Chloride Ingress into Concrete", sept. 11-12, 2000, Paris, France (Ed. by C. Andrade & J. Kropp, RILEM, 2000), pp 3-12.
- [YING 87] YING-YU L., QUI-DONG W., *The mechanism of carbonation of mortars and the dependence of carbonation on pore structure*, Proceedings of International Conference on Concrete durability, Detroit, 1987, ACI, vol. 2, pp 1915-1943.
- [YSSO 95a] YSSORCHE M.P., BIGAS J.P., OLLIVIER J.P., *Mesure de la perméabilité à l'air des bétons au moyen d'un perméamètre à charge variable*, Materials and structures, vol. 28, 1995, pp 401-405.
- [YSSO 95b] YSSORCHE M.P., *Microfissuration et durabilité des BHP*, Thèse de Doctorat de l'INSA de Toulouse, juillet 1995.

14. ANNEXES

SOMMAIRE

ANNEXE 1 :	COMPLEMENTS RELATIFS AUX MECANISMES DE CORROSION DES ARMATURES DU BETON ARME	159
ANNEXE 2 :	INFLUENCE DE LA FISSURATION SUR LES PROPRIETES DE TRANSPORT	163
A2.1.	Introduction	163
A2.2.	Influence de la fissuration sur la perméabilité aux gaz et aux liquides	163
A2.3.	Influence de la fissuration sur le coefficient de diffusion ionique	164
A2.4.	Conclusion	165
ANNEXE 3 :	METHODES EXPERIMENTALES ALTERNATIVES	168
A3.1.	Extraction des ions contenus dans la solution interstitielle de matériaux cimentaires	168
A3.2.	Extraction des ions contenus dans la solution interstitielle et mesure de la perméabilité des bétons	168
A3.3.	Mesures de la perméabilité : technique d'impulsion de pression	168
ANNEXE 4 :	EVOLUTION DES TEXTES NORMATIFS RELATIFS A LA QUALIFICATION DES GRANULATS VIS-A-VIS DE L'ALCALI-REACTION	172
A4.1.	Introduction	172
A4.2.	Critères de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction (<i>P 18-542</i> [29])	172
A4.3.	Norme d'essai de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction (<i>P 18-594</i> [46])	172
ANNEXE 5 :	EVALUATION PROBABILISTE DE LA DUREE DE VIE DES STRUCTURES	176
A5.1.	Principe général	176
A5.2.	Approche du Projet BRITE "DURACRETE"	177
A5.3.	Approche de <i>Vesikari</i>	178
ANNEXE 6 :	MODELE DE CARBONATATION DEVELOPPE PAR <i>PAPADAKIS & AL.</i>	184
A6.1.	Description générale	184
A6.2.	Exemples d'application	185
ANNEXE 7 :	MODELE DE CARBONATATION DES BETONS DEVELOPPE PAR LE LCPC	189
A7.1.	Description générale	189
A7.2.	Données d'entrée et sorties du modèle	191

ANNEXE 8 :	MODELE DE TRANSPORT DES IONS (CHLORURE)	194
	DEVELOPPE PAR LE LERM	194
A8.1.	Méthodologie	194
A8.2.	Modèle mathématique	195
A8.3.	Modélisation par éléments finis	
ANNEXE 9 :	ESTIMATION DE LA PERIODE D'INCUBATION SELON	197
	LA METHODOLOGIE ADOPTEE DANS LE LOGICIEL LEO	197
A9.1.	Cadre	197
A9.2.	Le principe de base de l'approche LEO	198
A9.3.	La profondeur de carbonatation	201
A9.4.	La pénétration des ions chlorure	202
A9.5.	Le moment d'amorçage de la corrosion des armatures	
ANNEXE 10 :	MODELE DE PREDICTION DE LA DUREE DE VIE VIS-A-VIS DE LA	
	CORROSION DES ARMATURES BASE SUR LA RESISTIVITE	204
	ELECTRIQUE DU BETON D'ENROBAGE	
ANNEXE 11 :	METHODE POUR LE RECALCUL STRUCTUREL DES OUVRAGES	206
	ATTEINTS D'ALCALI-REACTION DEVELOPPEE PAR LE LCPC	206
A11.1.	Objectif	206
A11.2.	Description de la méthode	
ANNEXE 12 :	EXEMPLES DE VALIDATION DES CLASSES ET DES VALEURS	
	LIMITES PROPOSEES : MESURE DES INDICATEURS DE	208
	DURABILITE SUR EPROUVETTES DE LABORATOIRE	
A12.1.	Description de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité généraux	208
A12.2.	Description de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction	210
		211
A12.3.	Résultats expérimentaux	
ANNEXE 13 :	EXEMPLES DE VALIDATION DES SPECIFICATIONS	
	(VALEURS LIMITES) RELATIVES AU COEFFICIENT DE DIFFUSION	
	APPARENT DES CHLORURES EN FONCTION DU TYPE	220
	D'ENVIRONNEMENT ET DE LA DUREE DE VIE EXIGEE	220
A13.1.	Introduction et hypothèses générales	221
A13.2.	Modèles empiriques de pénétration des ions chlorure	227
A13.3.	Modèles physiques du type LERM	229
A13.4.	Synthèse des résultats des simulations numériques	

ANNEXE 14 :	EXEMPLES DE VALIDATION DES SPECIFICATIONS RELATIVES A LA PREVENTION DE LA CORROSION INDUITE PAR CARBONATATION UTILISATION DU MODELE DE <i>PAPADAKIS & AL.</i>	232
		232
A14.1.	Introduction et hypothèses générales	233
A14.2.	Simulations réalisées à partir du modèle de <i>Papadakis & al.</i>	236
A14.3.	Spécifications alternatives incluant la teneur en portlandite	
ANNEXE 15 :	PREMIERS PAS VERS UNE DEMARCHE PERFORMANTIELLE EN VUE D'ASSURER LA DURABILITE : EXEMPLES DE PROJETS DE GRANDS OUVRAGES OU D'OUVRAGES COURANTS DONT LE CAHIER DES CHARGES INCLUAIT DES SPECIFICATIONS PERFORMANTIELLES RELATIVES AUX PROPRIETES DE DURABILITE	238
		238
A15.1.	Les Voussoirs du Tunnel sous la Manche	242
A15.2.	Le Pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (Portugal)	244
A15.3.	L'extension du Port de la Condamine à Monaco	
A15.4.	Les ponts sur le Scorff (Lorient, Morbihan) – Dispositions particulières liées à la mesure des indicateurs de durabilité	249

ANNEXE 1

Compléments relatifs aux mécanismes de corrosion des armatures du béton armé

La corrosion des armatures en acier dans le béton est un mécanisme électrochimique. Ce type de mécanisme implique la présence d'ions dans la phase aqueuse au contact du métal. Pour le béton, il s'agit de la phase liquide présente dans le réseau poreux et dont la composition est régie, d'une part, par les composés solides de la matrice cimentaire et, d'autre part, par les espèces chimiques ayant pénétré dans le béton par l'intermédiaire du réseau poreux.

Le schéma réactionnel implique la présence simultanée de quatre milieux où ont lieu des processus élémentaires :

- une zone anodique correspondant à l'oxydation du fer,
- une zone cathodique correspondant à la réduction d'espèces chimiques en solution (par exemple l'eau ou l'oxygène dissous),
- un milieu conducteur d'électrons (l'acier),
- un milieu électrolytique (la solution interstitielle du béton).

Le processus élémentaire d'oxydation du fer correspond à la réaction :



dont la cinétique va être régie par la capacité du milieu électrolytique à accepter la présence d'ions ferreux Fe^{2+} ou ferriques Fe^{3+} . La concentration de ces ions va en fait dépendre de la nature des anions présents en solution et de la valeur du produit de solubilité entre ces anions et les ions ferreux ou ferriques.

Le diagramme potentiel/pH (cf. Figure A1.1) donne par exemple les domaines de comportement du fer en fonction du pH, c'est-à-dire en fonction de la concentration en ions hydroxyle OH^- . Ce diagramme met en évidence le rôle de ces ions sur la passivation de l'acier qui résulte de la formation d'une couche stable d'hydroxyde (ou d'oxyde) de fer à la surface de l'acier lorsque le pH est élevé.

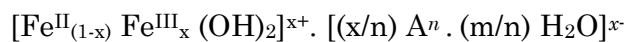
Lorsque d'autres anions sont présents (chlorures, carbonates, ou sulfates, par exemple), les paramètres de stabilité de la couche de passivation ne sont plus toujours respectés et, sous certaines conditions, la dissolution du fer peut continuer. Les mécanismes peuvent toutefois être différents selon l'anion impliqué. Ainsi, par exemple, lorsque des ions carbonates sont présents, c'est l'abaissement du pH, et par voie de conséquence la non stabilité de la couche de passivation, qui entraîne la corrosion, alors que la présence d'ions chlorure conduit à une corrosion par piqûres.

D'un point de vue fondamental, un certain nombre d'étapes a été proposé pour expliquer la formation des différents produits de corrosion. Elles sont les suivantes :

- dissolution du fer sous forme d'ions ferreux Fe^{2+} ,

- formation d'hydroxyde ferreux $\text{Fe}(\text{OH})_2$,
- formation de rouille verte,
- formation de ferrihydrite $5\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 9\text{H}_2\text{O}$,
- formation d'autres oxydes (goethite, lépidocrocite, etc.) qui correspondent à la rouille rouge et gonflante connue classiquement, ou stabilisation de la ferrihydrite.

Les études réalisées à l'Université de Nancy [REFA 93], [GENI 96], [GENI 98], [GENI 01], [LEGR 01] sur les différents types de rouilles vertes ont conduit à envisager ces étapes. Par ailleurs, ces études ont conduit à proposer une formule générale pour ces composés intermédiaires :



dans laquelle x est le rapport $\text{Fe}^{\text{III}}/\text{Fe}_{\text{total}}$ et A^n , l'anion considéré (OH^- , Cl^- , SO_4^{2-} ou CO_3^{2-}).

En l'absence de chlorures, la dépassivation est amorcée par la chute du pH provoquée par la carbonatation. La carbonatation conduit alors à une corrosion généralisée de l'acier se traduisant par une diminution progressive de la section des aciers (qui intervient directement dans le calcul de la résistance de la structure). L'accumulation des produits de corrosion, qui occupent un volume très supérieur à celui de l'acier, génère des gonflements et des contraintes de traction dans le "béton d'enrobage". Ces contraintes de traction entraînent l'apparition d'une fissuration parallèle aux aciers et l'éclatement du "béton d'enrobage" (formation d'épaufrures sur les ouvrages) qui diminue en outre la qualité de l'adhérence acier/béton. Dans ces conditions, les mécanismes de corrosion induits par les agents agressifs issus du milieu environnant ne peuvent que s'accélérer.

La dépassivation est particulièrement préjudiciable en présence d'ions chlorure. Le premier effet des ions chlorure est de diminuer la résistivité de la solution interstitielle. Le second effet, plus important, se manifeste au niveau de la surface métallique. La présence des ions chlorure peut conduire (lorsque la concentration en chlorures atteint la concentration "critique", cf. § 5.1.3 et tableau A1.1) à la dépassivation de l'acier par une dissolution du film protégeant le métal ou par un transport des ions chlorure à travers ce film. La présence d'ions chlorure entraîne tout d'abord une corrosion localisée, par piqûres de l'acier, et donc une perte de résistance mécanique de celui-ci. La rouille entraîne dans ce cas également des gonflements et un éclatement du béton.

Pour de plus amples informations, le lecteur pourra se reporter à la référence [RAHA 98].

Tableau A1.1 : Valeurs critiques de concentration en chlorures requises pour initier la corrosion des armatures. Données issues de la littérature [ALON 00b]

(wc : masse de ciment)

Conditions			Environment	Values or intervals			Depassivation detection method	
				Free Cl (%wc)	Total Cl (%wc)	Cl/OH		
Solutions simulating the concrete		the solution				0.60	shift in corrosion potential	visual inspection
Solutions simulating the concrete		the solution				0.35	anodic polarization,	shift in potentials and visual observation
Steel in alkaline solutions with chlorides		solutions				0.25-0.8	averaged corrosion rate	
Mortar suspensions		OPC			2.42		anodic polarization	
		BFSC			1.21			
Cements with high or low alkali content		mortars				2.5-6.0	corrosion rate	
		80% RH			0.6-1.8	1.7-2.6		
		100% RH			0.5-1.7	1.7-2.6		
Brit. OPC and Sp. BFSC (Cl added as admixture)		OPC				0.15-0.69	corrosion rate	
		BFSC				0.12-0.44		
Three OPC mortar (external chloride)		100% RH					increase in current density	potentiostatic test
		50% RH			0.6-1.4			
Concrete slabs stored in 10% Cl seawater		concrete				1.8-2.9	corrosion rate	
Concrete exposed to external chloride contamination		concrete				3.00	corrosion rate	
Concrete with added Cl		OPC			3.04		anodic polarization	
		BFSC			1.01			
No pre-cleaning the bars		OPC			0.60		anodic polarization	
Cl added as admixture		Concrete					assuming a threshold Cl/OH value of 0.6, calculation of free chlorides	
Medium strength concrete		MS		1.15				
High strength concrete		HS		0.85				
High strength concrete + supplement		HSS		0.80				
High strength concrete + supplement + fly ash		HSSFA		0.45				
Cement with different C3A content		concretes					assuming a threshold Cl/OH value of 0.3	
C3A content=2.43%				0.14	0.35			
C3A content=7.59%				0.17	0.62			
C3A content=14.00%				0.22	1.00			
Concrete with admixed CL and externally exposed to Cl		OPC			0.5-1		macrocells currents	
		BFSC			1-1.5			
		FA			1-1.5			
Concrete prisms at marine exposure					0.50		visual observation + mass loss	
Reinforced concrete prisms with fly ash at marine exposure		concrete					mass loss	
Fly ash content=0					0.70			
Fly ash content=15%					0.65			
Fly ash content=30%					0.50			
Fly ash content=50%					0.20			
Concrete slabs with added Cl to various exposure conditions		OPC			0.097-0.19		corrosion rate, AC impedance, visual inspection, gravimetric mass loss	

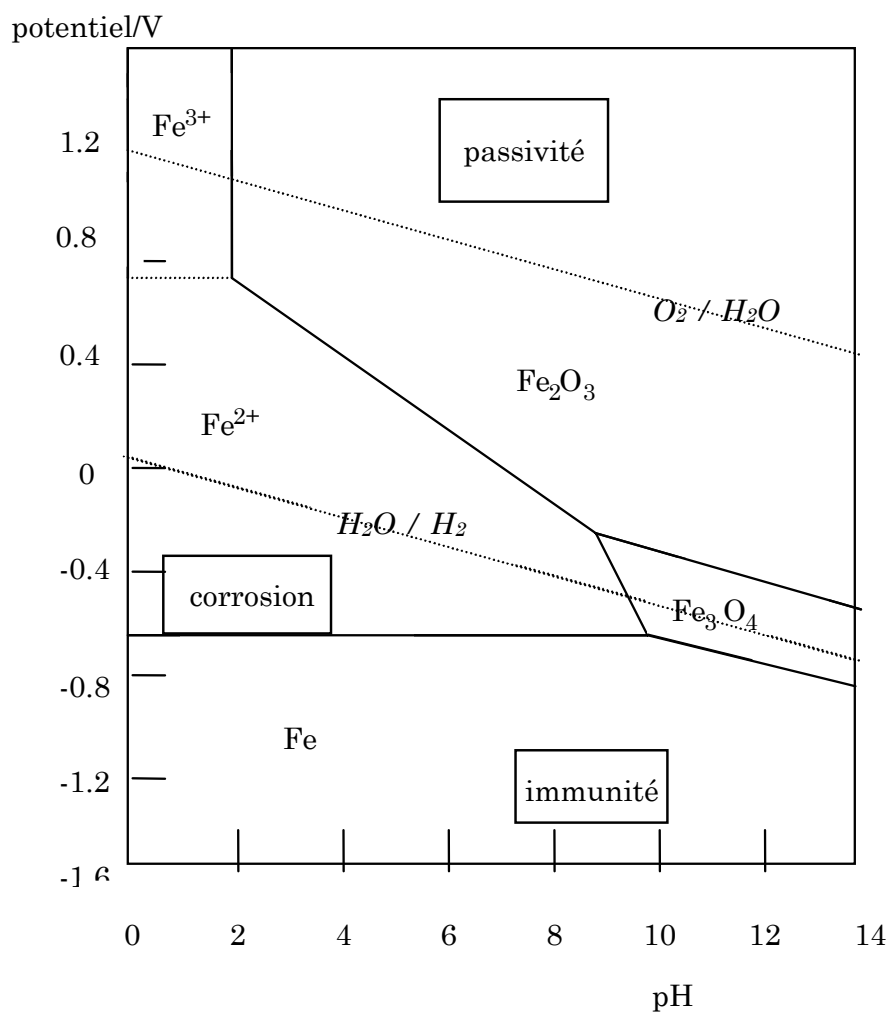


Figure A1.1 : Diagramme potentiel/pH en présence d'eau pure.

ANNEXE 2

Influence de la fissuration sur les propriétés de transport

A2.1. Introduction

Une fissuration du béton est quasiment inévitable. Les origines de cette (micro)fissuration sont diverses :

- fissuration dite "fonctionnelle" résultant des sollicitations mécaniques en service de tout élément béton armé,
- fissuration qualifiée "d'accidentelle", due au retrait thermique, au retrait hydrique gêné ou empêché, aux gradients thermiques, à l'autodessiccation pour les BHP et BTHP [YSSO 95b], ou encore à l'expansion de produits issus de l'alcali-réaction ou de la corrosion des armatures. Cette fissuration peut résulter par exemple d'une formulation ou d'une mise en œuvre (cure) mal adaptée. Une fissuration accidentelle peut aussi provenir d'un problème structurel (augmentation de la charge, par exemple).

Ainsi, en génie civil, l'existence de fissures d'ouverture de 0,1 mm ou plus est chose courante.

Les propriétés de transport, telles que la perméabilité aux gaz ou aux liquides et le coefficient de diffusion des ions chlorure, peuvent être modifiés par cette (micro)fissuration. Ces propriétés varient avec deux paramètres fondamentaux caractérisant le réseau fissural, à savoir le degré d'interconnexion des fissures et leur ouverture. Cependant, leur sensibilité respective à ces deux paramètres est différente car la perméation et la diffusion sont régies par deux modes de transport différents.

Remarque : De nombreux chercheurs ont étudié le couplage fissuration / propriétés de transport. Ils ont pour cela développé des essais permettant de créer en laboratoire, de façon reproductible, des fissures de morphologies différentes (différentes ouvertures, différentes longueurs, différentes densités, ...). On peut citer les essais de compression et de traction, tels que l'essai PIED [RAMT 90], l'essai BIPEDE [GERA 96], ou l'essai à cœur expansif [MASSE 98]. Certains auteurs ont proposé également de faire subir au béton des sollicitations thermiques [BIGA 94], ou des cycles de gel-dégel [JACO 96]. Dans ces derniers cas, les résultats sont plus difficiles à interpréter. Par exemple, la (micro)fissuration est essentiellement superficielle pour des températures inférieures à 105°C. Au-delà de 105°C, on observe des transformations physico-chimiques significatives.

A2.2. Influence de la fissuration sur la perméabilité aux gaz et aux liquides

A2.2.1. Exemples issus de la littérature

Plusieurs auteurs ont mis en évidence expérimentalement l'influence de la microfissuration sur la perméabilité [KERM 91], [MASS 91], [ARSE 94], [TOGN 98], [HERM 99].

Kermani [KERM 91] a ainsi soumis trois bétons de formulations différentes à des essais de compression simple. Il montre que la perméabilité à l'eau sous charge évolue peu avant un seuil de 40 % de la charge maximum, puis augmente d'un facteur 10 à 10^3 au-delà du seuil (cf. Figure A2.1).

Skoczylas [SKOC 99] a enregistré la variation de perméabilité au gaz (l'argon) d'un mortier lors d'un chargement mécanique du type de celui de l'essai triaxial conventionnel (pression de confinement et déviateur). Les résultats sont présentés dans la figure A2.2.

Dans la plupart des expériences réalisées ([KERM 91], [SKOC 99], ...), la variation de la perméabilité en fonction du chargement présente la même allure et s'opère en deux phases. Dans la première phase, la perméabilité est constante ou décroît. Il s'agit d'une phase de consolidation et de fermeture de la porosité et des microfissures préexistantes. La seconde phase, au-delà d'un seuil, met en évidence une augmentation de perméabilité de plusieurs ordres de grandeur. Il s'agit d'une phase d'apparition de nouvelles fissures et d'ouvertures des fissures préexistantes.

Tsukamoto & Worner [TSUK 91] ont mesuré la perméabilité de bétons fibrés ou non, chargés avec différentes ouvertures de fissures. Ils ont montré qu'il existait une ouverture critique W_c de l'ordre de 100 μm au-dessous de laquelle aucun transfert n'était possible (effet de seuil) (cf. Figure A2.3).

A2.2.2. Synthèse des résultats

L'écoulement est grandement influencé par le degré de connectivité des fissures. La plupart des auteurs ont mis en évidence un effet de seuil marqué, quel que soit le béton étudié et le protocole expérimental adopté pour mesurer la perméabilité et pour fissurer le béton. Si le réseau n'est pas connecté, la perméabilité est quasiment nulle. Au-delà du seuil de percolation, la perméabilité évolue très rapidement, elle peut augmenter de plusieurs ordres de grandeurs.

L'écoulement est également grandement influencé par la taille (ou ouverture) des fissures. Au-delà du seuil et en première approximation, on peut considérer que la perméabilité varie avec l'ouverture de la fissure au cube (conformément aux lois de Poiseuille) en considérant la fissure comme constituée de deux plans parallèles espacés de l'ouverture apparente.

En plus de l'ouverture, la rugosité des fissures intervient [TSUK 91]. Au-delà du seuil, on constate en effet expérimentalement que la perméabilité ne varie pas avec l'ouverture de la fissure au cube comme prévu par la théorie : l'augmentation est un peu plus faible. Il est nécessaire d'introduire un facteur correcteur dit de rugosité des lèvres de la fissure, généralement pris égal à 0,1 dans la littérature. Il traduit le fait que le transfert sous gradient de pression est probablement perturbé par les ponts de matière (tortuosité du réseau poreux), la rugosité des lèvres des fissures et le caractère tridimensionnel de la fissuration.

A2.3. Influence de la fissuration sur le coefficient de diffusion ionique

Contrairement au cas de la perméabilité, on trouve assez peu de références sur le couplage fissuration / coefficient de diffusion ionique.

Des résultats d'essais où la fissuration avait été provoquée volontairement par un chargement mécanique en compression [SAIT 95], [TOGN 98] montrent que, si la fissuration est peu intense (c'est à dire avant le pic), l'effet sur la diffusion reste limité. Par contre, durant la phase de radoucissement (post-pic), le développement de la fissuration est plus intense. Le coefficient de diffusion peut être multiplié par deux [TOGN 98].

L'influence de la (micro)fissuration sur le coefficient de diffusion ionique peut se résumer ainsi :

- toutes les fissures créées, même les microfissures, influencent le processus de diffusion (on n'a donc pas d'effet de seuil),
- si la fissuration est suffisante, uniformément répartie et organisée (c'est-à-dire traversante), le coefficient de diffusion subit une évolution sensible. Toutefois, cette augmentation reste faible en comparaison de la perméabilité qui peut augmenter de plusieurs ordres de grandeur, car la diffusivité n'est pas une propriété très sensible à l'ouverture des fissures (sensibilité d'ordre 1 contre 3 environ pour la perméabilité) ou à l'interconnexion de celles-ci.

A2.4. Conclusion

L'existence de fissures semble modifier de façon significative les indicateurs de durabilité que sont la perméabilité et le coefficient de diffusion. Cependant, l'influence est différente pour chacun d'entre eux.

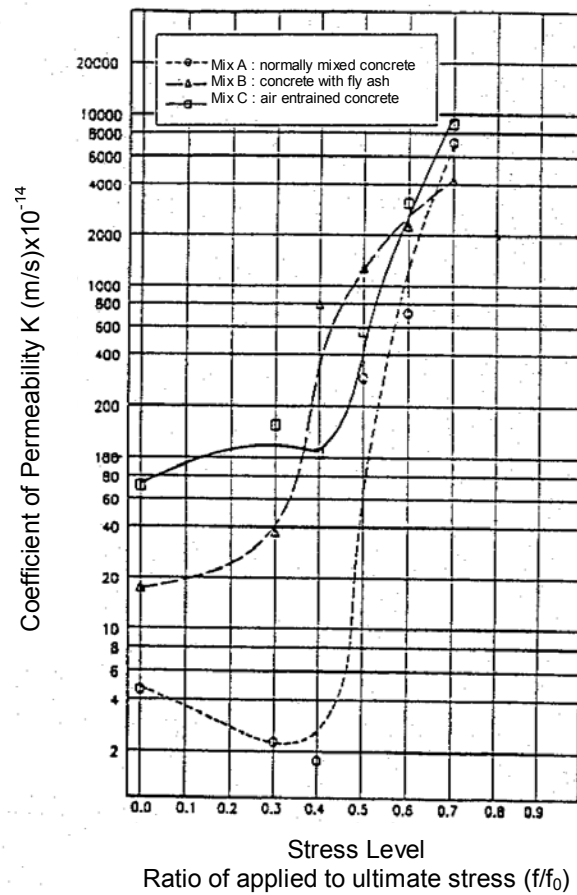


Figure A2.1 : Evolution de la perméabilité en fonction du niveau de chargement de compression simple [KERM 91].

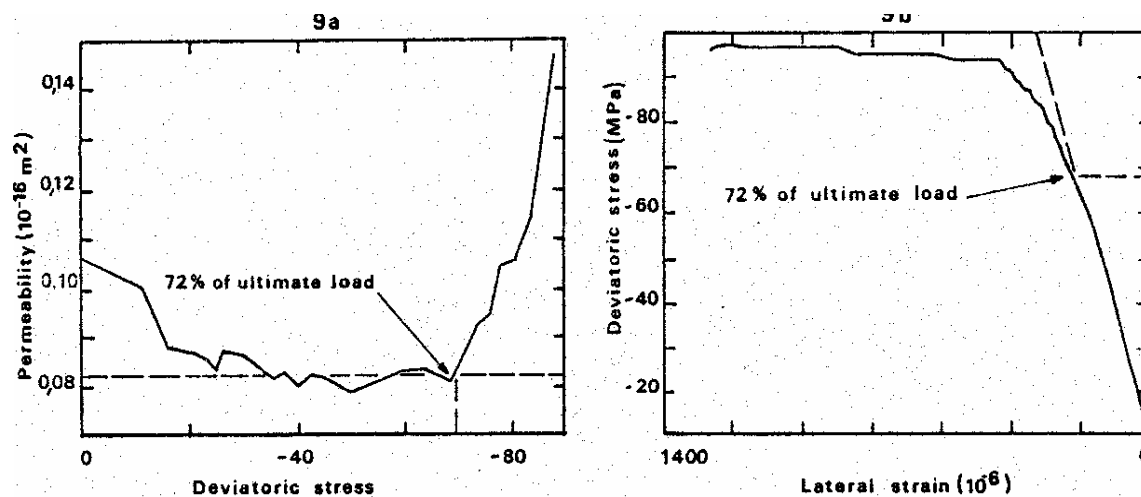


Figure A2.2 : Evolution de la perméabilité en fonction du chargement déviatorique [SKOC 99].

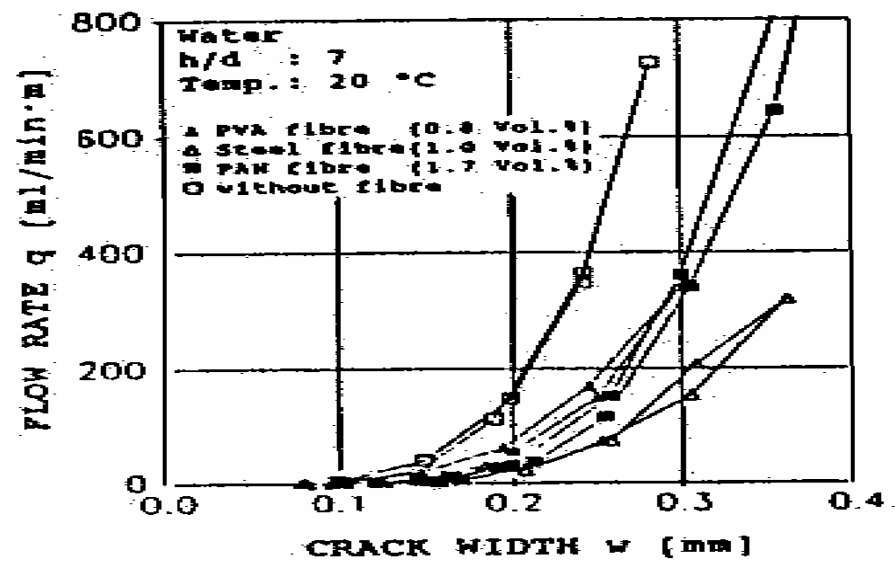


Figure A2.3 : Evolution de la perméabilité de bétons fibrés ou non en fonction de la largeur des fissures [TSUK 91].

ANNEXE 3

Méthodes expérimentales alternatives

A3.1. Extraction des ions contenus dans la solution interstitielle de matériaux cimentaires

Il peut être utile d'extraire les ions contenus dans la solution interstitielle des matériaux cimentaires, afin de doser les alcalins, de mesurer le pH,

Le liquide interstitiel d'un matériau cimentaire peut être extrait par pression d'un piston sur l'échantillon de matériau disposé dans une matrice cylindrique de très grande résistance (cf. Figure A3.1) [LONG 73], [LE-RO 92]. Une presse 500 t est requise. Cette matrice est constituée de trois aciers frettés de nature et de dureté différentes. L'étanchéité est assurée par un disque en Téflon et la solution interstitielle est évacuée entre la paroi du moule et le disque inférieur d'acier très dur qui retient les débris. Après extraction de la solution interstitielle, celle-ci est analysée immédiatement, afin de déterminer les concentrations en anions : OH⁻, Cl⁻, silicates, aluminates et sulfates, et en cations Na⁺, K⁺, Ca²⁺ et en autres cations susceptibles d'être présents dans le matériau.

Il existe une relation empirique entre la concentration en OH⁻ et le pourcentage en Na₂O_{éq.} du ciment (A3.1) [DIAM 89] :

$$[\text{OH}^-] = 0,7 \% \cdot \text{Na}_2\text{O}_{\text{éq.}} \quad (\text{A3.1})$$

A3.2. Extraction des ions contenus dans la solution interstitielle et mesure de la perméabilité des bétons

L'Université de Liège [DEGE 02] a développé un essai permettant d'extraire les ions contenus dans la solution interstitielle des bétons et de caractériser leur perméabilité. L'essai consiste à faire circuler de l'eau, entraînant les éléments mobiles ou mobilisables, dans le milieu poreux sous l'effet d'une pression capillaire. Une face de l'éprouvette de béton est en contact avec de l'eau, tandis que l'autre est couverte par un matériau absorbant (cf. Figure A3.2). La quantité d'eau ayant traversé l'éprouvette permet d'évaluer la perméabilité. Les ions (Cl⁻, SO₄²⁻, Na⁺, K⁺, Ca²⁺) sont dosés par des techniques classiques d'analyse chimique. On notera également que l'eau peut être remplacée par une solution saline, contenant des chlorures par exemple, pour accéder au potentiel de fixation de ces ions sur les parois du béton.

A3.3. Mesures de la perméabilité : technique d'impulsion de pression

L'évolution du matériau béton conduit de plus en plus souvent à des perméabilités intrinsèques inférieures à 10⁻²⁰m². A de si faibles niveaux, les mesures, dites classiques, en écoulement permanent, sont inadaptées car elles impliqueraient des temps d'essai démesurément longs (plusieurs mois au minimum par test) (cf. § 7.2.4). Parmi les alternatives à ces mesures, les techniques par impulsion de pression (pulse-test) présentent l'avantage d'une relative simplicité de mise en oeuvre et réduisent très significativement les temps opératoires. Elles ont initialement été développées par *Brace*, dans les années 70, sur

les granites [BRAC 68]. En écoulement unidimensionnel, le schéma de principe d'un tel test est illustré en figure A3.3.

L'essai s'opère en trois phases principales :

- l'échantillon à tester est soumis à une pression, dite statique, uniforme $P_1=P_2=P_s$, entre deux réservoirs tampons 1 et 2,
- on augmente rapidement la pression coté amont d'une valeur ΔP_1 , qui sera l'amplitude du pulse-test, et on permet l'écoulement du fluide de 1 vers 2 via l'échantillon,
- avec le manomètre différentiel (de grande précision), on mesure l'écart de pression $P_1(t)-P_2(t)$.

Des méthodes d'analyse de cette différence de pression, le plus souvent analytiques simplifiées [SKOC 95], [HSIE 81], [NEUZ 81], permettent de l'approcher par une fonction exponentielle (A3.2) :

$$P_1(t) - P_2(t) = \Delta P_1 \exp(-c \cdot k \cdot t) \quad (\text{A3.2})$$

où c est une constante dépendant du montage et k est la perméabilité.

Correctement interprétées, ces mesures permettent d'obtenir très rapidement (en quelques heures), des ordres de grandeur de perméabilité inférieurs à 10^{-20}m^2 . Les mesures peuvent être indifféremment conduites par injection de gaz ou de liquide et, quand elles sont comparées à des résultats obtenus en régime permanent, ont une précision meilleure que 5 % (tout à fait suffisante pour ce type de mesure). La figure A3.4 illustre ce degré de précision pour un mortier ayant une perméabilité de 10^{-17}m^2 . On peut y comparer la mesure et la simulation théorique de celle-ci établie avec la perméabilité mesurée directement en régime permanent (essai au gaz). On peut également noter que la durée totale du test proprement dit est d'environ 10 minutes.

Les mesures par pulse-test requièrent néanmoins certaines précautions :

- une température d'essai strictement contrôlée et stable, en particulier si le fluide d'injection est un liquide. Toute variation de température extérieure (même très faible) entraîne une variation de $P_1(t)-P_2(t)$,
- une traque "sans merci" des micro-fuites, car les débits liés à l'écart $P_1(t)-P_2(t)$ sont infimes,
- un étalonnage rigoureux, avec des matériaux de perméabilité connue (mesurée en régime permanent), pour évaluer avec une bonne précision la constante c .

Menées en cellule de confinement, les mesures permettent de relier la variation de perméabilité du matériau à la pression hydrostatique et d'évaluer, au moins qualitativement, une certaine microfissuration initiale. Lors d'un essai par injection de gaz, le choix d'une pression statique initiale suffisamment élevée permet d'éliminer l'effet Klinkenberg (ou glissement sur les parois), si cela est nécessaire.

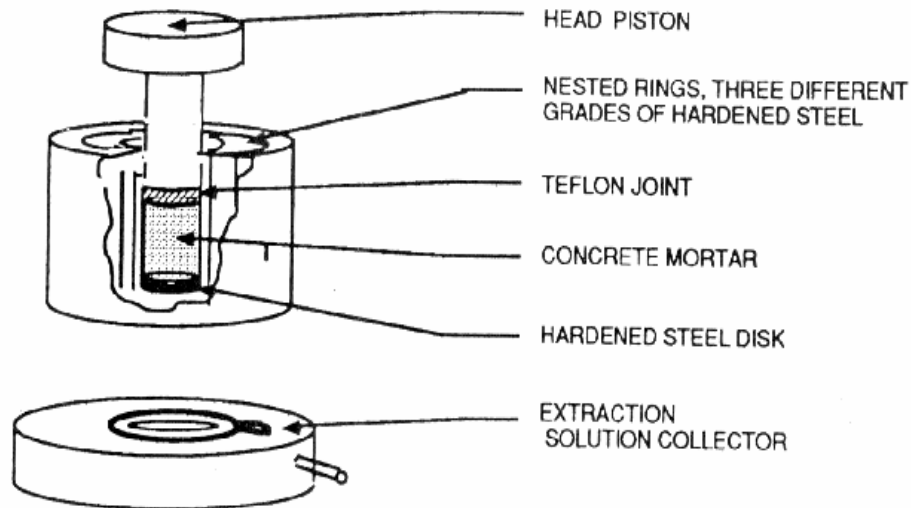


Figure A3.1 : Outil de compression pour la récupération de la solution interstitielle des matériaux cimentaires.

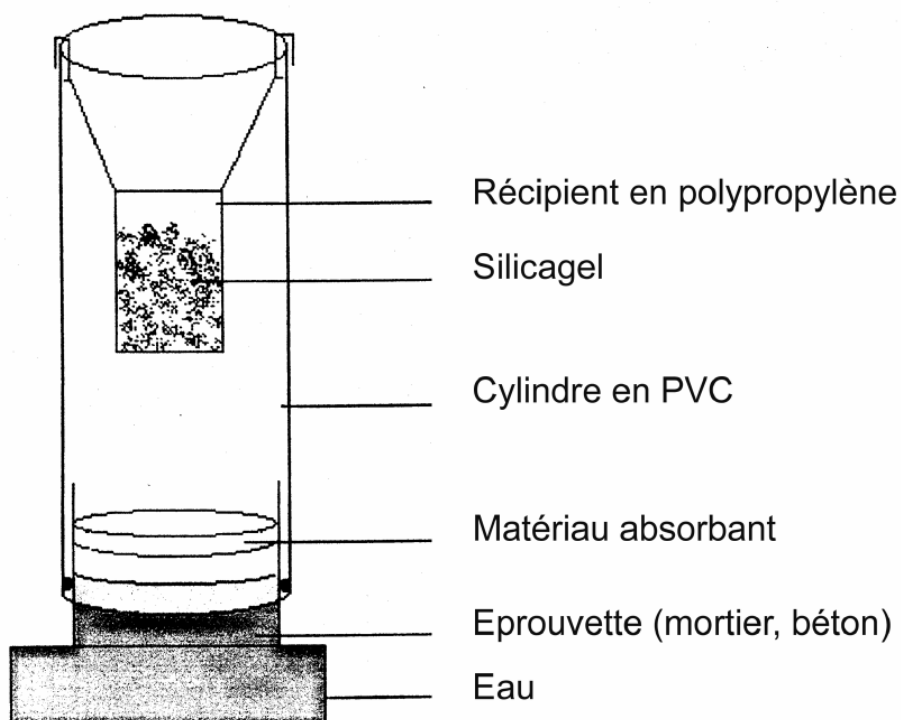


Figure A3.2 : Outil d'extraction des ions contenus dans la solution interstitielle et de mesure de la perméabilité des bétons, de l'Université de Liège.

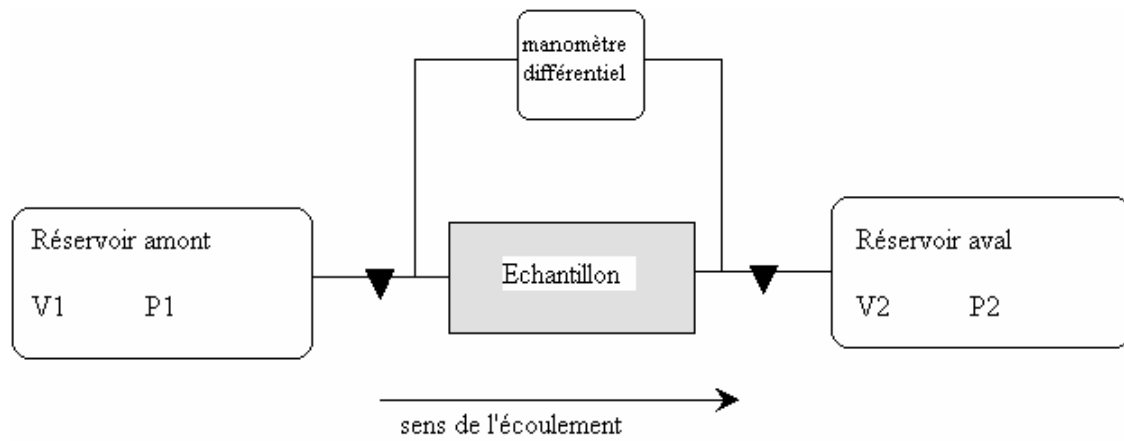


Figure A3.3 : Schéma de principe de la technique d'impulsion de pression pour la mesure de la perméabilité.

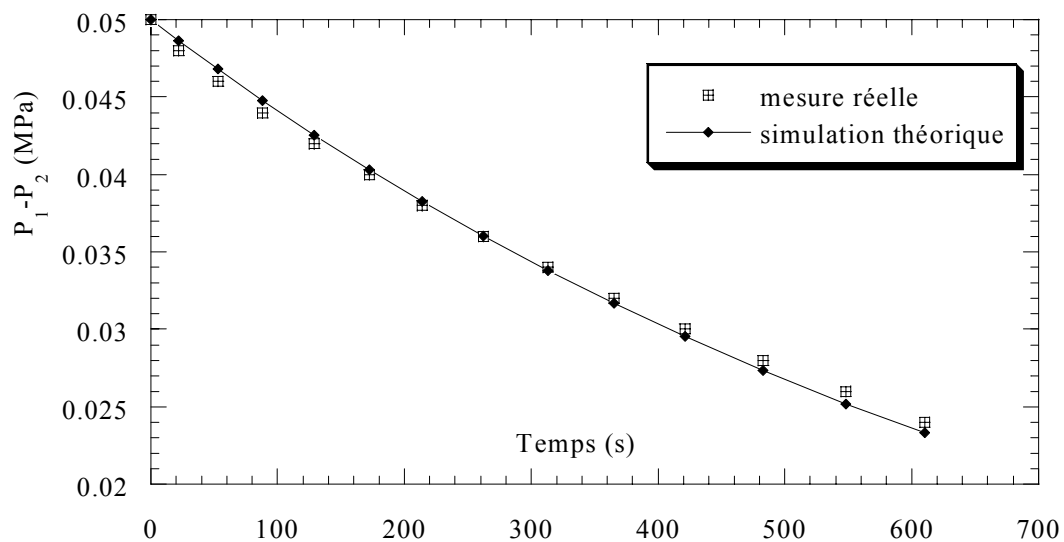


Figure A3.4 : Technique d'impulsion de pression pour la mesure de la perméabilité. Comparaison entre mesure réelle et simulation théorique pour un mortier.

ANNEXE 4**Evolution des textes normatifs relatifs à la qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction****A4.1. Introduction**

Les phénomènes d'alcali-réaction ont fait l'objet de nombreuses recherches en France entre la fin des années 80 et le milieu des années 90. Ces recherches ont abouti, d'une part, à la publication de cinq normes d'essais [47], [48], [49], [50], [51] et d'un fascicule de documentation [29] permettant de qualifier les granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction, et d'autre part, à des *Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction* [1].

Depuis cette date, les différents intervenants ont été confrontés au problème d'un trop grand nombre de normes et d'un domaine de validité insuffisamment précisé. Ainsi, sur la base de différentes études menées dans des laboratoires nationaux, des recherches complémentaires ont permis de faire évoluer les textes normatifs, aussi bien pour la qualification des granulats que pour la qualification de formules de béton, dans le but de simplifier la démarche sans modifier les moyens d'essai.

Les évolutions induites par les nouveaux documents normatifs soumis à l'enquête probatoire en septembre 2002 sont décrites dans les paragraphes suivants.

A4.2. Critères de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction (P 18-542 [29])

Le document *P 18-542* [29] définit la conduite des opérations à effectuer pour procéder à une qualification de granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction et donne les critères d'interprétation des résultats des essais. Le nouveau schéma décisionnel inclus dans ce document est résumé en figure A4.1. Ce schéma décisionnel insiste sur la nécessité de la pétrographie. Il distingue en outre une procédure de qualification rapide mais relativement sévère dite essais cribles, d'une procédure longue mais plus conforme au comportement réel des matériaux dite essai à long terme.

A4.3. Norme d'essai de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction (P 18-594 [46])

La démarche proposée dans le document *P 18-542* s'appuie sur des analyses et des méthodes d'essais normalisées désormais regroupées en une seule norme d'essais *P 18-594* [46], qui remplace les normes d'essais [47], [48], [49], [50], [51]. La norme *P 18-594* reprend en les améliorant les méthodes d'essai décrites dans les textes qu'elle remplace.

L'*essai crible* met en œuvre une procédure fortement accélérée, capable de diagnostiquer la réactivité aux alcalins d'un granulat (classement en **NR**, **PR** ou **PRP**), en moins d'une semaine. Cet essai qualifie avec certitude la non réactivité d'un granulat, mais l'accélération imposée par la procédure opératoire se traduit par une forte agressivité vis-à-vis du matériau. De ce fait, la réactivité réelle, telle qu'elle pourra se développer dans le béton, est surestimée.

Un granulat qualifié **NR** par l'essai crible sera non réactif avec certitude, mais un granulat qualifié **PR** pourrait ne pas conduire à des désordres et donc se comporter dans un ouvrage comme un granulat **NR**. L'*essai crible* de référence est l'essai d'autoclavage modifié de mesure d'allongement d'éprouvettes de mortier 40x40x160 mm avec trois rapports C/G (basé sur *NF P 18-590* [51]). Les *essais cribles* alternatifs sont l'essai MICROBAR défini dans *NF P 18-588* [49] (mesures d'allongement également, sur micromortier) et l'essai cinétique modifié (dissolution de la silice en milieu alcalin). Ce dernier essai se distingue de l'essai cinétique chimique défini dans *NF P 18-589* [50] par la mise en œuvre d'une phase préliminaire de décarbonatation, lorsque la teneur en carbonates est supérieure à 15 %. On retiendra que lorsque la quantité d'alumine Al_2O_3 est supérieure à 5 %, l'essai ne doit pas être réalisé.

Si la qualification obtenue n'est pas en accord avec la pétrographie, il est nécessaire d'avoir recours à un *essai long terme*.

L'*essai long terme* est une procédure de diagnostic qui, bien qu'accélérée comparativement aux cinétiques observées sur les ouvrages, est suffisamment proche des conditions réelles pour prendre en compte la sensibilité effective des granulats. La durée de l'essai est de huit mois (32 semaines). La procédure opératoire permet de déterminer avec certitude le caractère expansif d'un granulat. L'*essai long terme* défini dans la norme *P 18-594* [46] est un essai de qualification d'un sable ou d'un gravillon (en classe **NR**, **PR** ou **PRP**), quelle que soit la coupure, pourvu que celle-ci soit compatible avec une formule de béton. Il combine les procédures données dans *NF P 18-585* (essai de sable, sur mortier [47]) et dans *NF P 18-587* (essai de gravillons, fraction 5/20 mm, sur béton [48]). Cette combinaison se traduit par un essai de type *P 18-587* avec qualification du sable en utilisant un gravillon **NR** et qualification du gravillon en utilisant un sable **NR**. L'essai consiste à mesurer les déformations longitudinales d'éprouvettes de béton 70x70x280 mm (moyenne de 3 prismes) conservées en réacteur à $T = 38\text{ }^{\circ}\text{C}$ et à $\text{HR} = 100\text{ }\%$ (cf. Figure A4.2). L'utilisation de matériaux calcaires contenant moins de 4 % de silice est privilégiée pour le choix du sable ou du gravillon **NR** autorisant la réalisation de l'*essai long terme*. En cas de difficulté d'approvisionnement en matériaux remplissant cette condition, les matériaux siliceux ou silicatés à disposition devront être qualifiés **NR** avec certitude préalablement à l'*essai long terme*.

La qualification obtenue avec l'*essai long terme* prime sur celle de l'*essai crible*.

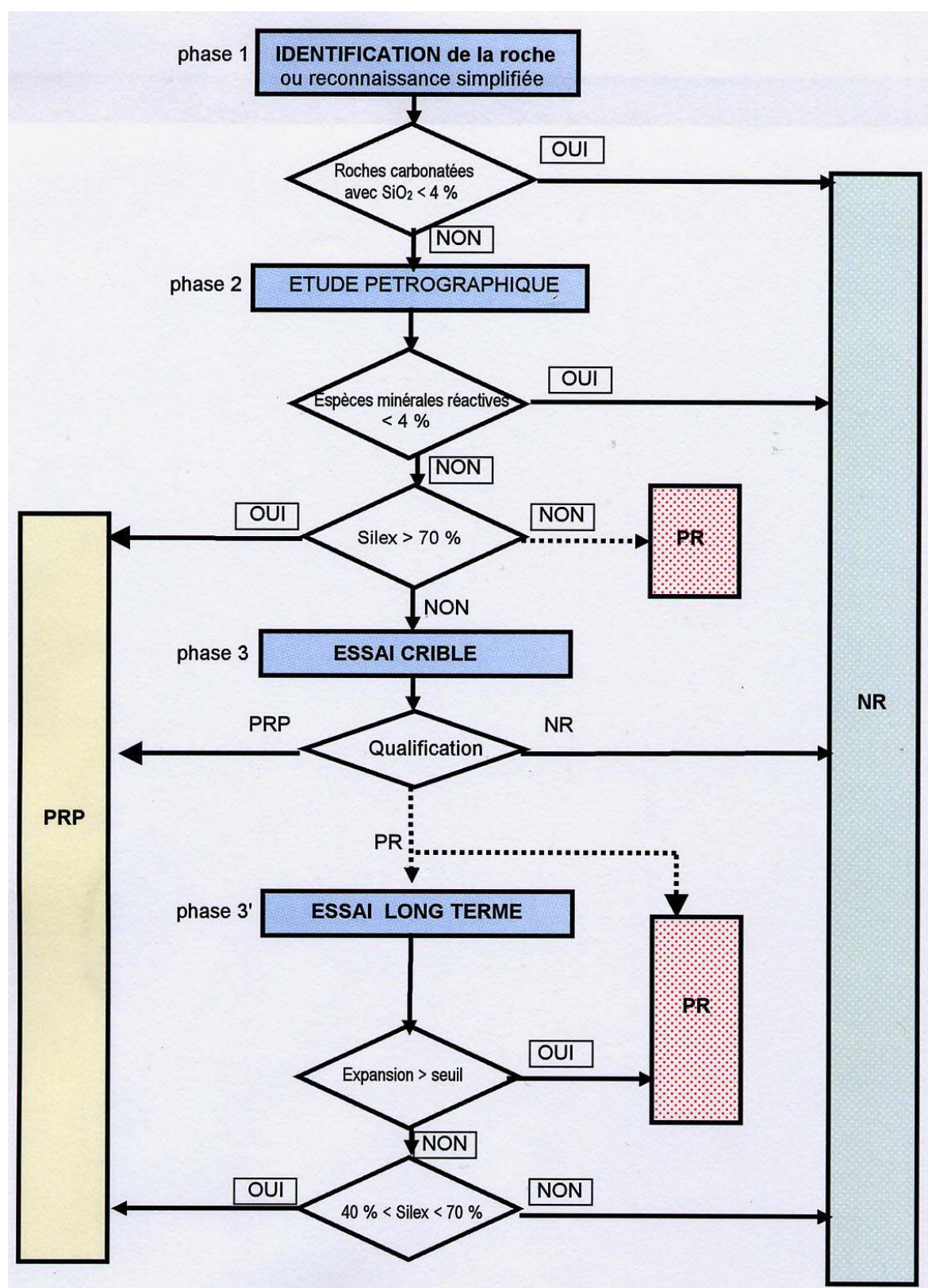


Figure A4.1 : Nouveau schéma décisionnel de qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction (P 18-542 [29]).

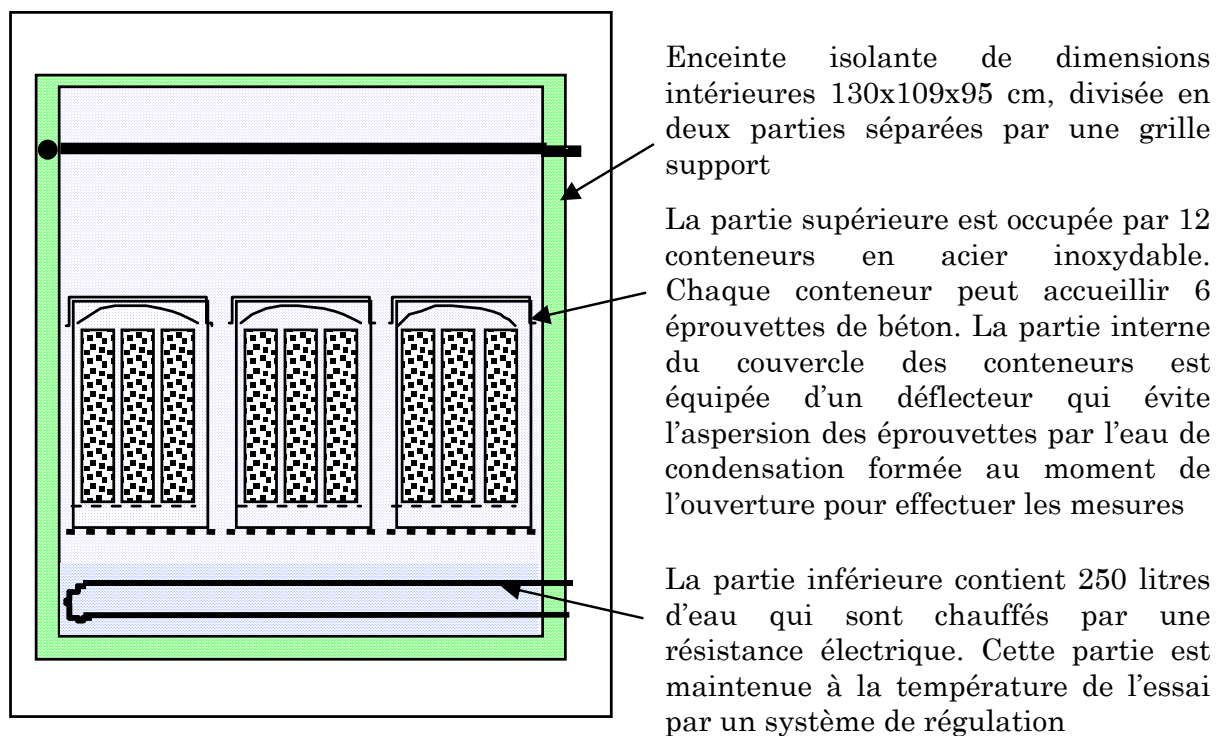


Figure A4.2 : Schéma du réacteur utilisé pour l'essai long terme relatif à l'alcali-réaction.

ANNEXE 5

Évaluation probabiliste de la durée de vie des structures

A5.1. Principe général

De manière générale, l'étude d'une structure est réalisée en calculant la résistance de la structure vis-à-vis des efforts auxquels elle est soumise [CREM 03]. L'état-limite de résistance est dépassé lorsque la résistance de la structure est inférieure aux efforts appliqués, ce qui est le cas lorsque la relation (A5.1) est vérifiée :

$$R(x_1, x_2, \dots) - S(y_1, y_2, \dots) < 0 \quad (\text{A5.1})$$

avec R : résistance de la structure en fonction des variables $x_1, x_2, \dots$,
 S : effort ou action agissant sur la structure en fonction des variables $y_1, y_2, \dots$

L'évaluation de la durée de vie d'une structure dans une démarche probabiliste, où la probabilité p_f de défaillance, ou plus spécifiquement de dépassement de l'état-limite (résistance inférieure au chargement), est comparée à la probabilité de défaillance cible $p_{f,T}$, est décrite par (A5.2) :

$$P\{\text{défaillance}\} = p_f = p\{R-S < 0\} < p_{f,T} \quad (\text{A5.2})$$

avec p_f : probabilité de dépassement de l'état-limite (ou de défaillance),
 $p_{f,T}$: probabilité de défaillance cible (où T est la durée de vie).

Dans le cadre de l'évaluation de la durée de vie d'une structure en béton, les chargements (principalement dus à l'environnement) et la résistance du matériau sont largement variables. Ainsi, S et R ne peuvent pas être comparés de façon déterministe.

La procédure d'évaluation de la durée de vie d'un ouvrage proposée ici démarre en considérant la fonction d'état-limite $Z = R - S$, introduisant les variables aléatoires R et S , et où Z (variable aléatoire également) représente la marge de sécurité. En faisant l'hypothèse que les variables R (de résistance) et S (de sollicitation) suivent des distributions normales, la marge de sécurité Z suit alors également une distribution normale. La valeur moyenne et l'écart type de cette variable Z peuvent être calculés selon la figure A5.1. Sur la figure A5.2, un exemple d'évolution en fonction du temps des fonctions S et R est donné.

La notion d'indice de fiabilité β est également introduite sur la figure A5.1. L'indice de fiabilité est associé à la probabilité de défaillance ou de façon plus spécifique à la probabilité de dépassement d'un état-limite donné. Plus cet indice est élevé, plus la probabilité de défaillance est faible. Cet indice de fiabilité est souvent utilisé pour la conception des structures. Sous l'hypothèse de variables normales pour R et S , il se calcule comme le rapport entre la valeur moyenne de Z (μ_Z) et l'écart-type de la variable Z (σ_Z). La variable Z étant normalement distribuée, la relation entre la probabilité de dépassement de l'état-limite et l'indice de fiabilité β est donnée sur la figure A5.3.

La spécification en terme de dimensionnement vis-à-vis de la durée de vie de l'ouvrage peut être exprimée comme suit : $\beta > \beta_T$, où β_T représente l'indice de fiabilité admissible.

Dans l'évaluation de la durée de vie d'une structure, il est ainsi nécessaire de se fixer une probabilité de dépassement de l'état-limite maximale ou un indice de fiabilité minimal (ou admissible). Ces valeurs doivent être définies en fonction des conséquences induites sur la structure par le dépassement de l'état-limite (considération esthétiques, dégradation locale ou globale...).

La durabilité devenant une exigence fonctionnelle, au même titre que la stabilité mécanique ou l'aptitude au service, les experts commencent à proposer un formalisme modifié des règlements de calcul qui puisse intégrer la notion de durabilité et d'incertitude sur la durabilité, sous la forme de coefficients partiels de sécurité [61].

A5.2. Approche du Projet BRITE "DURACRETE"

Le projet BRITE "DURACRETE" [SCHI 97], [GEHL 99], [36], [58], a défini un cadre pour le traitement probabiliste de la durée de vie des structures. Des états-limites (cf. § 3.2.1) ont ainsi été définis et des indices de fiabilité β ont été calculés en fonction de ces états-limites.

En ce qui concerne les structures en béton armé, il est possible de définir des états-limites de durabilité pour chacun des désordres liés à la corrosion des armatures (dépassivation, fissuration, éclatement, ...). Les états-limites de service suivants sont considérés en général (cf. Figure A5.4) :

- ELS 1 : dépassivation des armatures due à une carbonatation du béton ou à une pénétration des chlorures (frontière entre périodes d'incubation et de propagation). **C'est cet état-limite qui est retenu dans ce document AFGC,**
- ELS 2 : apparition des premières fissures dues à la formation de produits de corrosion,
- ELS 3 : éclatement du béton en parement (si la chute de pièces en béton n'induit pas la mise en danger de l'utilisateur).

Un facteur important dans l'évaluation de la durée de vie d'une structure est alors la définition de l'indice de fiabilité visé au bout du temps T (durée de vie exigée par le maître d'ouvrage) : $\beta_{ELS,T}$. Dans les normes européennes (cf. Tableau A5.1), une valeur de 1,5 est proposée pour cet indice de fiabilité admissible sans préciser l'état-limite de service (ELS 1, ELS 2 ou ELS 3). La figure A5.5 présente l'évolution de l'indice de fiabilité au cours du temps pour un état-limite de service donné.

Tableau A5.1 : Valeur limite pour l'indice de fiabilité dans les Eurocodes [12], [27]

Etat-limite	Indice de fiabilité visé $\beta_{ELS,T}$ à la fin de la durée de vie	Probabilité de défaillance
Etat-limite de service	1,5	0,07

Un exemple est présenté par deux des partenaires du Projet, *Gehlen & Schiessl* dans [GEHL 99]. Les auteurs s'intéressent à l'estimation probabiliste de la durée de vie d'un tunnel en béton attaqué par les chlorures. Sur la base de lois de probabilité appliquées aux paramètres qui gouvernent le front de pénétration des chlorures (enrobage, coefficient de diffusion, concentration critique en chlorures, ...), les auteurs calculent un indice de fiabilité

β et étudient son évolution en fonction du temps pour l'ELS de durabilité. Ils comparent alors cet indice aux indices figurant dans le tableau A5.2.

Tableau A5.2 : Etats-limites opérationnels et indices de fiabilité correspondants [GEHL 99]

Etat-limite	Evènement	Indice de fiabilité requis β_0
ELS	Début de corrosion	1,5 à 1,8
ELS	Eclatement de béton et défaut d'étanchéité du revêtement de tunnel	2,0 à 3,0
ELU	Ruine de la structure	3,6 à 3,8

Cette démarche est effectuée au moment du choix du matériau (coefficient de diffusion) et de l'épaisseur d'enrobage, afin de satisfaire l'état-limite de service de début de corrosion.

Une fois l'ouvrage conçu, des mesures *in situ* ont été effectuées au cours du temps, afin de vérifier si la durée de vie requise était toujours vérifiée, en utilisant un modèle probabiliste. Dans le cas du tunnel, une mesure de l'épaisseur d'enrobage a été effectuée sur chantier, afin de vérifier les répartitions considérées. Des recherches ayant montré qu'il existait une bonne corrélation entre le coefficient de diffusion des ions chlorure mesuré par essai de migration et la résistivité du béton déterminée par la méthode *Wenner* [61], la résistivité du béton a donc été mesurée sur des blocs de béton immergés sur le site de construction du tunnel. En prenant en compte ces corrections sur les variables, l'indice de fiabilité obtenu pour une durée de vie de 100 ans était de 2,2. Cette valeur est plus importante que celle calculée lors de la définition initiale des performances du tunnel, et donc plus importante que l'indice de fiabilité minimum β_0 (compris entre 1,5 et 1,8) correspondant à l'état-limite de service de début de corrosion.

A5.3. Approche de Vesikari

A5.3.1. Description générale

Une approche similaire a été développée par *Vesikari* [VESI 00] pour quantifier la durée de service des façades en béton. Cette démarche reprend les concepts de la norme ISO/DIS 15586 de 1998 [28]. Cette norme définit deux notions relatives à la durée de service :

- *Design Life of a Component (DLC)* : durée de service requise par le maître d'ouvrage (cf. § 3.2.2),
- *Estimated Service Life of a Component (ESLC)* : durée de service estimée par l'approche multi-facteurs.

L'approche multi-facteurs définit la *durée de service estimée (ESLC)* selon la relation (A5.3) :

$$ESLC = RSLC \cdot A.B.C.D.E.F.G \quad (A5.3)$$

La *durée de service de référence (RLSC)* est associée à un niveau de sûreté requis. Les facteurs A, B, C, D, E, F et G correspondent à des facteurs qui dépendent du matériau, de l'environnement, ainsi que de la réalisation et de l'entretien de la structure.

L'ESLC doit être supérieure ou égale à la *durée de service requise (DLC)* par le maître d'ouvrage. Lorsque le niveau de sûreté requis augmente, la *durée de service de référence* diminue, ce qui nécessite d'avoir un produit A.B.C.D.E.F.G élevé pour maintenir une *durée de service estimée* au moins égale à la *durée de service requise* par le maître d'ouvrage.

Vesikari [VESI 00] propose une quantification des facteurs en distinguant deux types d'exposition :

- environnement avec cycles de gel/dégel,
- environnement pour lequel la carbonatation est prépondérante.

Pour la carbonatation, les facteurs C, D, F et G sont égaux à 1. Le facteur A dépend de la résistance caractéristique à la compression, de la teneur en fumée de silice ou en laitier et de la quantité d'air occlus. Le facteur B augmente avec l'enrobage. Le facteur E correspond au produit de deux facteurs E1 et E2. Le facteur E1 dépend de l'exposition de la façade à la pluie :

- E1 = 1 lorsque la façade est protégée de la pluie,
- E1 = 5 lorsque la façade est exposée à la pluie.

Le facteur E2 prend en compte les risques d'accélération de l'avancement du front de carbonatation lorsque le béton est également soumis à des cycles de gel/dégel.

Si l'on considère la seule action de la carbonatation, la façade aura donc une durée de service estimée par l'approche multi-facteurs cinq fois plus importante lorsqu'elle est exposée à la pluie.

A5.3.2. Valeurs des facteurs A₁, A₂, A₃ et B

Les valeurs proposées pour les facteurs A₁, A₂, A₃ et B sont récapitulées dans les tableaux A5.3 à A5.6.

Tableau A5.3 : Facteur A₁ pour la carbonatation

Résistance caractéristique à la compression (cube) (MPa)	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5	50
A ₁	0,88	1,04	1,23	1,47	1,75	2,09	2,51	3,03	3,69

Le facteur A₂ est égal à 1 pour un ciment Portland normal. Si du laitier de haut-fourneau ou de la fumée de silice est ajoutée au mélange, la valeur de A₂ est tirée du tableau A5.4.

Tableau A5.4 : Facteur A_2 pour la carbonatation

Fumée de silice (%)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A_2	0,95	0,91	0,87	0,83	0,80	0,76	0,73	0,70	0,68	0,65
Laitier de haut-fourneau (%)	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80
A_2	0,93	0,87	0,82	0,77	0,68	0,61	0,55	0,50	0,45	0,41

Le facteur A_3 est déterminé par la teneur en air du béton (cf. Tableau A5.5).

Tableau A5.5 : Facteur A_3 pour la carbonatation

Teneur en air (%)	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	>5,5
A_3	0,90	0,95	1,00	1,06	1,12	1,19	1,27	1,35	1,44	1,54

Le facteur B dépend de l'enrobage (cf. Définition dans le *BAEL 91* [26]) (cf. Tableau A5.6).

Tableau A5.6 : Facteur B pour la carbonatation

Enrobage (mm)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
B	0,04	0,16	0,36	0,64	1,00	1,44	1,96	2,56	3,24	4,00

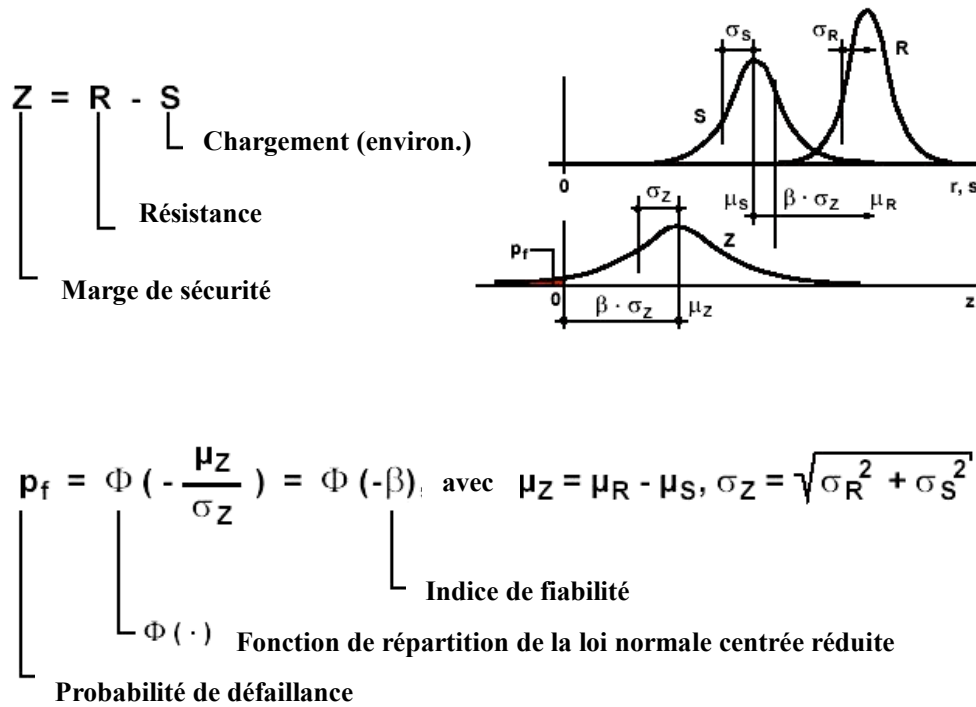


Figure A5.1 : Evaluation probabiliste de la durée de vie d'un ouvrage. Définitions.

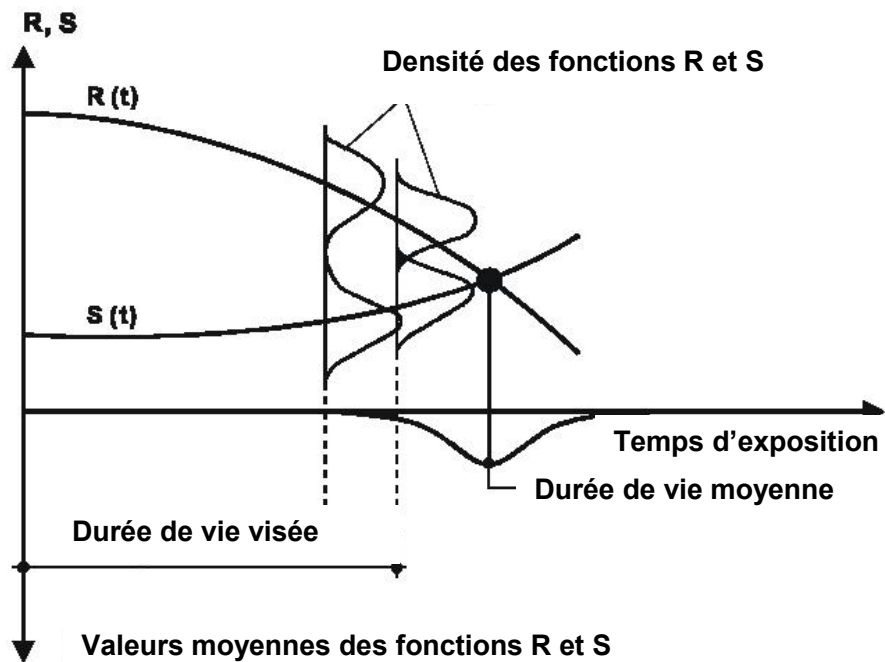


Figure A5.2 : Evaluation probabiliste de la durée de vie d'un ouvrage. Evolution des distributions des variables aléatoires R et S en fonction du temps.

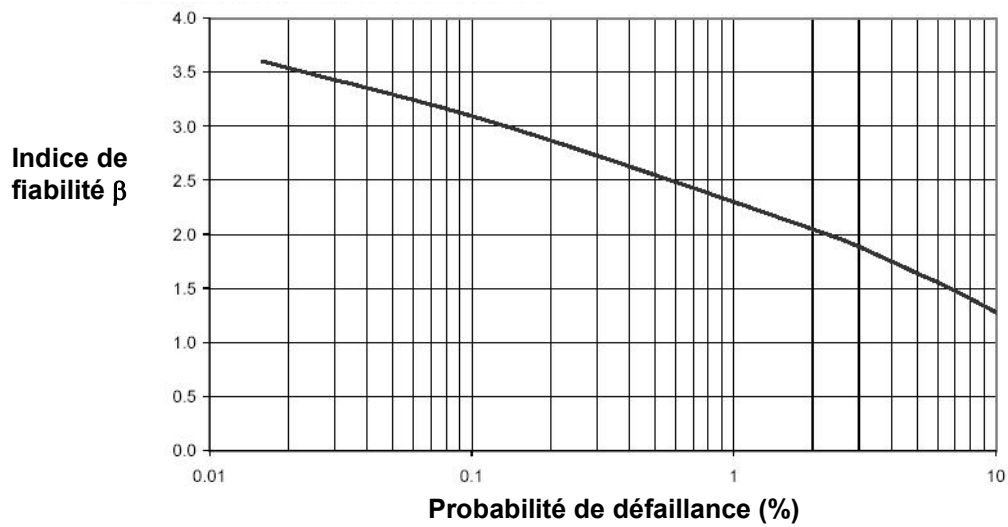


Figure A5.3 : Relation entre l'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance p_f .

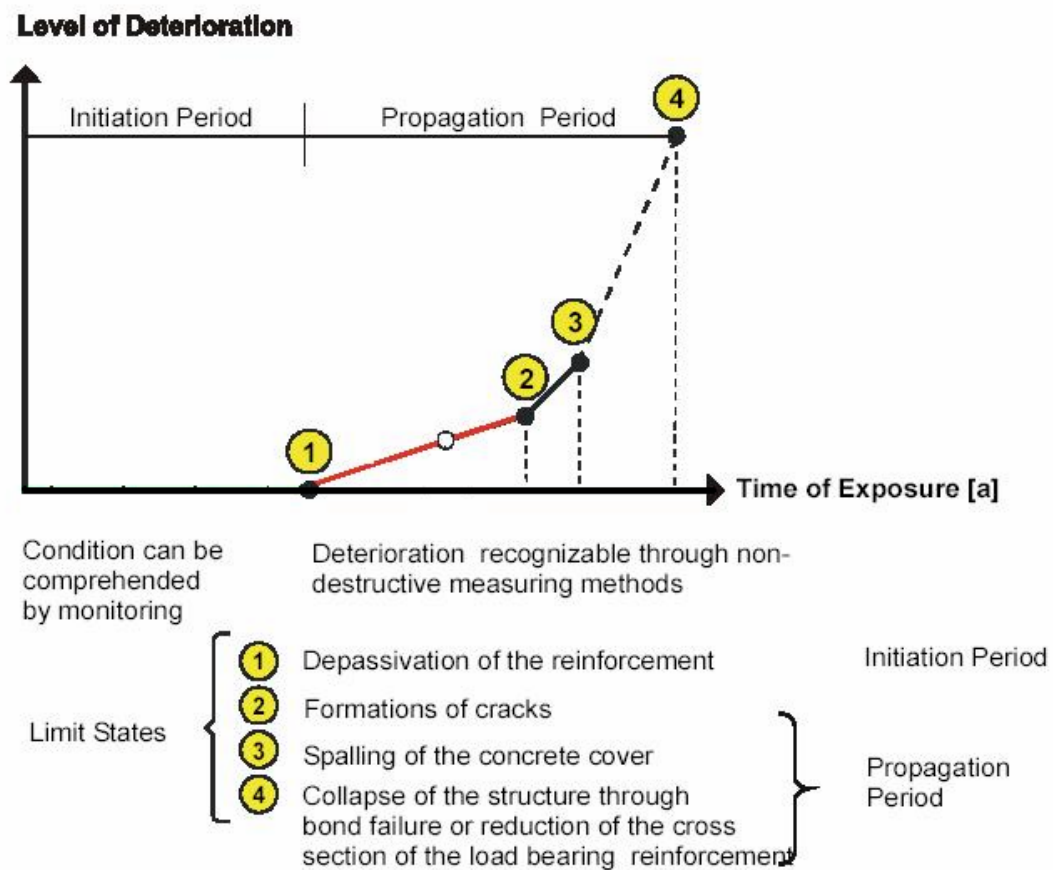


Figure A5.4 : Différentes phases du processus de corrosion des armatures du béton armé.

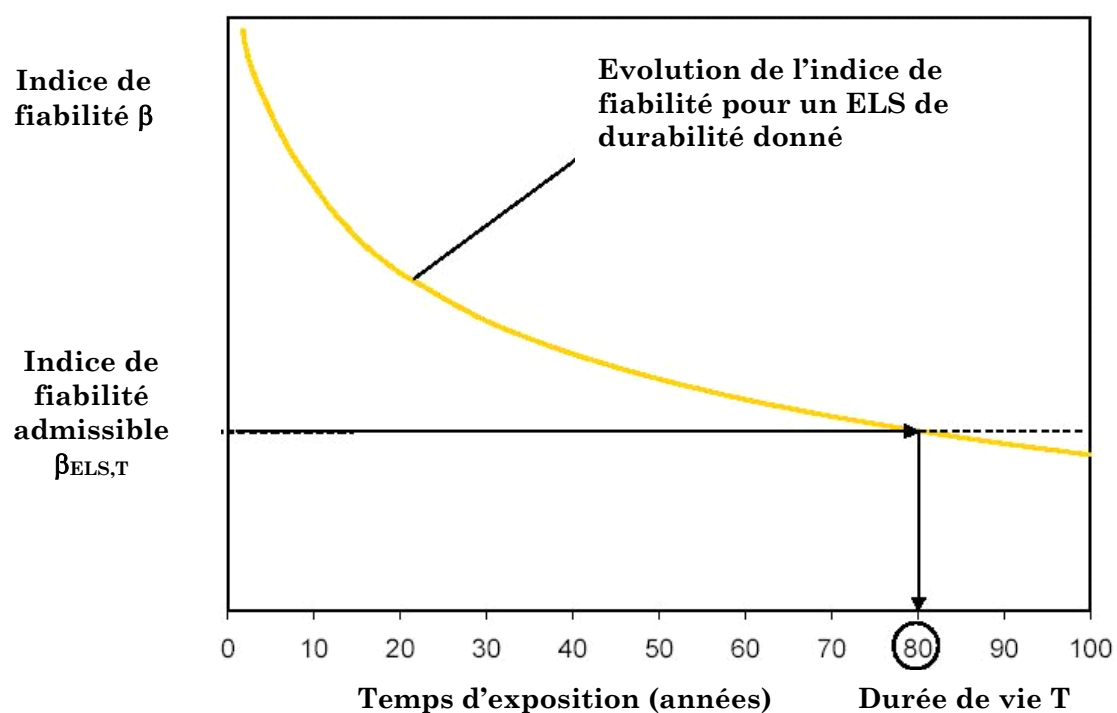


Figure A5.5 : Evolution de l'indice de fiabilité β au cours du temps et comparaison avec l'indice de fiabilité admissible $\beta_{ELS,T}$, pour un ELS de durabilité donné et une durée de vie T .

ANNEXE 6

Modèle de carbonatation développé par *Papadakis & al.*

A6.1. Description générale

Le modèle développé par *Papadakis & al.* [PAPA 91a], [PAPA 91b], [PAPA 91c] considère que :

- la réaction de carbonatation est infiniment plus rapide que la diffusion du CO₂,
- la quantité de CO₂ disponible est très inférieure à la quantité de matière carbonatable (Ca(OH)₂ + C-S-H + C₂S + C₃S).

Selon ce modèle, la profondeur de carbonatation peut être calculée à partir de la relation (1) (cf. § 5.1.1) avec $x_0 = 0$ et l'expression (A6.1) :

$$K = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{e,CO_2}^c \cdot [CO_2]^0}{[Ca(OH)_2]^0 + 3 \cdot [CSH]^0 + 3 \cdot [C_3S]^0 + 2[C_2S]^0}} \quad (A6.1)$$

avec D_{e,CO_2}^c : coefficient de diffusion *effectif* du dioxyde carbone dans la zone carbonatée (m²/s),
 $[CO_2]^0$: teneur en CO₂ à l'extérieur (exprimée en moles par unité de volume de la phase gazeuse, mol/m³),
 $[i]^0$: teneur en composé i dans le béton non carbonaté (exprimée en moles par unité de volume de béton, mol/m³). Celle-ci dépend du ciment, de la formulation du béton et du degré d'avancement des réactions d'hydratation (cf. [PAPA 91c]).

Ce modèle peut être utilisé sous une forme simplifiée qui consiste à ne pas tenir compte des minéraux susceptibles de réagir avec le dioxyde de carbone autres que la portlandite. Cette hypothèse est thermodynamiquement admissible [CHAU 99]. De plus, cette option va dans le sens de la sécurité vis-à-vis des risques de corrosion, puisqu'elle tend à surestimer légèrement la profondeur de carbonatation. La solution (A6.1) devient alors (A6.2) :

$$K = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{e,CO_2}^c \cdot [CO_2]^0}{[Ca(OH)_2]^0}} \quad (A6.2)$$

La principale difficulté pour déterminer K, et donc pour résoudre l'équation (1) du § 5.1.1, réside dans l'évaluation du coefficient de diffusion *effectif* du dioxyde carbone dans la zone carbonatée. Celui-ci dépend essentiellement de la porosité du béton, de la distribution et de la connectivité des pores, de l'humidité relative, ainsi que de la température (A6.3) :

$$D_{e,CO_2}^c = D_{e,CO_2}^c (\epsilon_p, HR, T) \quad (A6.3)$$

En première approximation, la relation empirique proposée par *Papadakis & al.* pour le calcul du coefficient de diffusion *effectif* peut être utilisée. Elle s'appuie sur la porosité totale du béton, indicateur de durabilité retenu, et sur l'humidité relative, selon la formule (A6.4) [PAPA 91c] :

$$D_{e,CO_2}^c = 1,64 \cdot 10^{-6} \cdot \varepsilon_p^{1,8} \cdot (1 - HR/100)^{2,2} \quad (A6.4)$$

avec ε_p : porosité de la pâte (ciment hydraté + eau) carbonatée dans le béton.

ε_p peut être estimée à partir de la formule (A6.5) [PAPA 91c] et dépend de la porosité du béton ε et de sa formulation :

$$\varepsilon_p^c = \underbrace{(\varepsilon - \Delta\varepsilon^c)}_{\varepsilon^c} \cdot \left(1 + \frac{\frac{G \cdot \rho_C}{C \cdot \rho_G}}{1 + \frac{E \cdot \rho_C}{C \cdot \rho_E}} \right) \quad (A6.5)$$

où ε est la porosité du béton sain, ε^c est la porosité du béton carbonaté, et G, C et E sont les masses respectives de granulats, de ciment et d'eau par unité de volume de béton, ρ_G , ρ_C et ρ_E les masses volumiques respectives des granulats, du ciment et de l'eau.

$\Delta\varepsilon^c$ correspond à la variation de porosité due à la carbonatation des hydrates $Ca(OH)_2$ et C-S-H, selon la formule (A6.6) :

$$\Delta\varepsilon^c = [Ca(OH)_2]^0 \cdot \Delta\bar{V}_{Ca(OH)_2} + [C-S-H]^0 \cdot \Delta\bar{V}_{C-S-H} \quad (A6.6)$$

avec les notations suivantes :

Variation de volume molaire due à la carbonatation de $Ca(OH)_2$ [PAPA 91a]	$\Delta\bar{V}_{Ca(OH)_2}$	3,85 cm ³ .mol ⁻¹
Variation de volume molaire due à la carbonatation de C-S-H [PAPA 91a]	$\Delta\bar{V}_{C-S-H}$	15,39 cm ³ .mol ⁻¹

Remarque : il a été observé expérimentalement (cf. § 5.1.1) qu'après carbonatation accélérée, la formule (A6.6) sous-estimait la diminution de porosité. Il est donc préconisé, dans la mesure du possible, de mesurer directement la porosité ε^c du béton après carbonatation accélérée.

A6.2. Exemples d'application

Des exemples d'application du modèle de *Papadakis & al.* sont donnés dans les tableaux A6.1, A6.2 et A6.3, où les valeurs calculées sont comparées à des mesures réalisées en laboratoire ou *in situ*.

Les essais de carbonatation accélérés ont été réalisés dans une enceinte à 50 % de CO_2 , à humidité relative contrôlée (HR = 53 %) et après 2 mois de séchage (1 mois à T = 45 °C, puis 1 mois à HR = 53 % et à T = 20°C) [VILL 03].

Tableau A6.1 : Comparaison entre les résultats du modèle de Papadakis & al. et les résultats obtenus en laboratoire après un essai de carbonatation accéléré [VILL 03], pour deux bétons "M25" et "M50"

	"M25"		"M50"	
	Modèle	Expérience	Modèle	Expérience
$\Delta m/m$ obtenue par pesée (%)		4,2		2,0
HR corresp. aux isothermes (%)	55		54	
$[CO_2]$ (mol/m ³)	20		20	
D_{e,CO_2}^c (m ² /s)	$7,92 \cdot 10^{-8}$		$5,01 \cdot 10^{-8}$	
$[C_3S]$ (*) (mol/m ³)	0		0	
$[C_2S]$ (*) (mol/m ³)	45,0		80,0	
$[Ca(OH)_2]$ (*) (mol/m ³)	913,5		1623,1	
$[C-S-H]$ (*) (mol/m ³)	364,6		647,8	
K (*) (m/s ^{1/2})	$3,89 \cdot 10^{-5}$		$2,32 \cdot 10^{-5}$	
t (jours)	x (mm)	$x_{phénol}$ (mm)	x (mm)	$x_{phénol}$ (mm)
0	0		0	
7	30,2	13,3	18,0	5,7
14	42,7	24,0	25,5	9,5
28	60,5	35,7	36,1	11,7

(*) : pour des bétons âgés de 3 mois.

Tableau A6.2 : Comparaison entre les résultats du modèle de Papadakis & al. et les résultats obtenus in situ (corps d'épreuve exposés aux intempéries à Melun pendant 4 ans) pour deux bétons "M25" et "M50" [BARO 04]

	"M25"		"M50"	
	Modèle	Expérience	Modèle	Expérience
$HR_{ext.}$ (moyenne sur 2 ans) (%)	78		78	
$[CO_2]$ (mol/m ³)	0,014		0,014	
D_{e,CO_2}^c (m ² /s)	$1,80 \cdot 10^{-8}$		$1,02 \cdot 10^{-8}$	
$[C_3S]$ (*) (mol/m ³)	0,0		0,0	
$[C_2S]$ (*) (mol/m ³)	0,0		0,0	
$[Ca(OH)_2]$ (*) (mol/m ³)	936,0		1663,1	
$[C-S-H]$ (*) (mol/m ³)	387,1		687,8	
K (*) (m/s ^{1/2})	$4,91 \cdot 10^{-7}$		$2,77 \cdot 10^{-7}$	
t (années)	x (mm)	$x_{phénol}$ (mm)	x (mm)	$x_{phénol}$ (mm)
0	0		0	
1	2,8	6	1,6	1
2	3,9	8	2,2	0
4	5,5	10	3,1	0,5

(*) : pour des bétons âgés de 4 ans, mais calculs de x réalisés avec l'âge correspondant aux mesures.

Tableau A6.3 : Comparaison entre les résultats du modèle de Papadakis & al. et les résultats obtenus *in situ* (corps d'épreuve exposés aux intempéries sur le site de la Maurienne pendant 4 ans) pour deux bétons "M25" et "M50" [BARO 04]

	"M25"		"M50"	
	Modèle	Expérience	Modèle	Expérience
HR _{ext.} (valeur estimée) (%)	75		75	
[CO ₂] (mol/m ³)	0,014		0,014	
D _{e,CO₂} ^c (m ² /s)	2,39.10 ⁻⁸		1,35.10 ⁻⁸	
[C ₃ S] ^(*) (mol/m ³)	0,0		0,0	
[C ₂ S] ^(*) (mol/m ³)	18,0		32,0	
[Ca(OH) ₂] ^(*) (mol/m ³)	927,0		1647,1	
[C-S-H] ^(*) (mol/m ³)	378,1		671,8	
K ^(*) (m/s ^{1/2})	5,65.10 ⁻⁷		3,19.10 ⁻⁷	
t (années)	x (mm)	X _{phénol} (mm)	x (mm)	X _{phénol} (mm)
0	0		0	
1	3,2	4 - 7	1,8	0,5 – 1,5
2	4,5	7 - 8	2,5	1 - 3
4	6,3	5 - 12	3,6	

() : pour des bétons âgés de 2 ans, mais calculs de x réalisés avec l'âge correspondant aux mesures.*

On constate que les profondeurs de carbonatation prédites par le modèle de *Papadakis & al.* et celles mesurées, aussi bien en laboratoire qu'*in situ*, sont différentes. Le modèle sur-estime nettement les profondeurs de carbonatation en laboratoire et les sous-estime *in situ* pour le béton le plus poreux ("M25").

Il est toutefois utile de préciser que les résultats dépendent fortement de l'humidité relative. Or, l'HR régnant dans le matériau est très difficile à évaluer, en effet :

- lors des essais de carbonatation accélérés, aucun des deux bétons n'a atteint l'équilibre à l'issue du préconditionnement. Lors de cette campagne d'essai, le profil de teneur en eau en fonction de la profondeur a été mesuré par gammadensimétrie [VILL 03]. On observe alors que la teneur en eau dans l'éprouvette de "M25" est beaucoup plus proche de l'état d'équilibre au début de la carbonatation que l'éprouvette de "M50". La valeur de la perte relative de masse prise pour le calcul est une valeur moyenne ($\Delta m/m = 2,0 \%$ pour le "M50"), ce paramètre variant de 4,1 % (à 5 mm de la surface exposée) à 1,1 % (au cœur de l'éprouvette de "M50"). Si l'on prend la valeur en surface, le modèle s'écarte encore plus des valeurs expérimentales,
- la valeur prise pour l'HR dans la simulation des conditions *in situ* correspond à la valeur moyenne des enregistrements sur l'ensemble de la période considérée. Ceci signifie que les fluctuations journalières et saisonnières de l'HR ne sont pas prises en compte [BARO 04].

De plus, le modèle de *Papadakis & al.* n'a pas été conçu à la base pour reproduire ou prédire des conditions de carbonatation naturelle avec des cycles d'humidification-séchage (absence de coefficient d'exposition à la carbonatation γ dans l'équation par exemple, cf. Annexe 9, tableau A9.1). Par ailleurs, le modèle de *Papadakis & al.* ne prend pas en compte l'évolution de la microstructure résultant de l'hydratation et des conditions environnementales (cf. § 5.1.1). De plus, il n'intègre pas le fait qu'une partie de l'eau liquide à l'origine chimiquement liée aux hydrates est libérée après carbonatation et vient donc réduire l'espace laissé libre pour le transfert du gaz CO_2 . Ceci peut également contribuer à expliquer les divergences constatées par rapport aux résultats expérimentaux.

ANNEXE 7

Modèle de carbonatation des bétons développé par le LCPC

A7.1. Description générale

Un modèle de carbonatation des bétons est développé au LCPC [THIE 03b], avec pour originalité de prendre en compte l'évolution de la porosité et du taux de saturation en eau liquide due à la carbonatation.

Il est en effet bien connu que les volumes molaires de CaCO_3 et des C-S-H carbonatés sont supérieurs à ceux des hydrates à partir desquels ils se forment. On peut traduire la variation de porosité entre la porosité ϕ^0 avant carbonatation et la porosité ϕ^c après carbonatation avec l'équation (A7.1), suivant l'hypothèse que l'évolution de porosité suit la même cinétique que la carbonatation de la portlandite [THIE 03b] :

$$\phi = \phi^0 + \left(\phi^c - \phi^0 \right) \frac{n_{\text{CaCO}_3}}{n_{\text{Ca(OH)}_2}^0} \quad (\text{A7.1})$$

où n_{CaCO_3} est le contenu molaire de calcite formé à un instant donné et $n_{\text{Ca(OH)}_2}^0$ est celui de portlandite avant carbonatation.

Le taux de saturation évolue en raison du changement de porosité et de l'eau initialement liée aux hydrates qui est libérée dans les pores par carbonatation. Il a été remarqué expérimentalement [THIE 03a] que la seule carbonatation de Ca(OH)_2 pouvait suffire à traduire l'augmentation du taux de saturation observée. On retiendra le calcul suivant (A7.2) où $v_{\text{H}_2\text{O}}$ est le volume molaire de l'eau ($18.10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{mol}^{-1}$), S^0 le taux de saturation initial avant carbonatation et $n_{\text{Ca(OH)}_2}$ le contenu molaire de portlandite à un instant donné :

$$S = \frac{1}{\phi} \left[\phi^0 S^0 + v_{\text{H}_2\text{O}} (n_{\text{Ca(OH)}_2}^0 - n_{\text{Ca(OH)}_2}) \right] \quad (\text{A7.2})$$

Le modèle développé a également pour originalité de fournir, parmi les données de sortie, le pH de la solution interstitielle du béton. Ceci passe par une description fine du mécanisme réactionnel de carbonatation de Ca(OH)_2 , réserve de basicité du béton. Ce mécanisme est décrit sur le plan théorique dans [JUVE 73] et confirmé expérimentalement dans [JOHN 92]. Celui-ci est résumé dans le tableau A7.1.

Tableau A7.1 : Mécanisme réactionnel de carbonatation de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ adopté dans le modèle (les x_i désignent les concentrations molaires par unité de volume de la phase concernée ou encore les molarités)

Réactions chimiques	Constantes d'équilibre	Cinétiques (taux d'avancement des réactions chimiques en mol par unité de volume de béton et par seconde)
(a) $\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2(\text{g}) \leftrightarrow \text{H}_2\text{CO}_3$	$K_H = \frac{x_{\text{H}_2\text{CO}_3}}{x_{\text{CO}_2}}$	
(b) $\text{H}_2\text{CO}_3 + \text{OH}^- \leftrightarrow \text{HCO}_3^- + \text{H}_2\text{O}$	$K_1 = \frac{x_{\text{HCO}_3^-}}{x_{\text{H}_2\text{CO}_3} \cdot x_{\text{OH}^-}}$	$\xi_1^0 = \phi S A_1 x_{\text{OH}^-} \left[x_{\text{H}_2\text{CO}_3} - \frac{x_{\text{HCO}_3^-}}{x_{\text{OH}^-} K_1} \right]$
(c) $\text{HCO}_3^- + \text{OH}^- \leftrightarrow \text{CO}_3^{2-} + \text{H}_2\text{O}$	$K_2 = \frac{x_{\text{CO}_3^{2-}}}{x_{\text{HCO}_3^-} \cdot x_{\text{OH}^-}}$	
(d) $\text{Ca}^{2+} + \text{CO}_3^{2-} \leftrightarrow \text{CaCO}_3$	$K_C = x_{\text{Ca}^{2+}} \cdot x_{\text{CO}_3^{2-}}$	
(e) $\text{Ca}(\text{OH})_2 \leftrightarrow \text{Ca}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$K_P = x_{\text{Ca}^{2+}} \cdot x_{\text{OH}^-}^2$	$\xi_P^0 = \frac{2}{3} \frac{(K_P / 4)^{1/3} \text{sh}}{1 + \frac{h R_0}{D} \Psi(n_{\text{CaCO}_3})} \ln \left(\frac{K_P}{x_{\text{Ca}^{2+}} \cdot x_{\text{OH}^-}^2} \right)$
(f) $\text{OH}^- + \text{H}^+ \leftrightarrow \text{H}_2\text{O}$	$K_w = x_{\text{OH}^-} \cdot x_{\text{H}^+}$	

Les équilibres considérés sont l'équilibre de changement de phase du gaz carbonique CO_2 en acide carboxylique H_2CO_3 (équilibre de *Henry* (a)), la transformation des ions hydrogénocarbonates HCO_3^- en ions carbonates CO_3^{2-} (c), la précipitation de CaCO_3 (d) et l'autoprotolyse de l'eau (f). Les résultats tirés de [JUVE 73] et de [JUNG 00] indiquent que les cinétiques à prendre en compte sont la dissociation de H_2CO_3 en HCO_3^- (b) et la dissolution de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (e). La cinétique (b) a été étudiée par *Dankwerts* [DANK 70]. La constante de vitesse A_1 est prise égale à $100 \text{ L.mol}^{-1}.\text{s}^{-1}$ (détermination à partir d'un calage sur des résultats d'analyse thermogravimétrique et sur des mesures de profondeurs de carbonatation par pulvérisation de phénophtaléine sur pâtes de ciment). La cinétique (e) est une cinétique hétérogène entre la phase liquide et la phase solide $\text{Ca}(\text{OH})_2$. La constante h , fournie dans la littérature scientifique [JUVE 73], vaut $5.10^{-5} \text{ mol.s}^{-1}$. s est la surface spécifique de portlandite ($\text{m}^2.\text{m}^{-3}$) par unité de volume de matériau poreux. Calculée en considérant des cristaux de portlandite sphériques de rayon R_0 avant carbonatation, son expression est donnée par l'équation (A7.3) :

$$s = \frac{3}{R_0} n_{\text{Ca}(\text{OH})_2}^0 v_{\text{Ca}(\text{OH})_2} \left(1 - \frac{n_{\text{CaCO}_3}}{n_{\text{Ca}(\text{OH})_2}^0} \right)^{2/3} \quad (\text{A7.3})$$

où $v_{\text{Ca(OH)}_2}$ est le volume molaire de Ca(OH)_2 .

Le rayon initial R_0 est déterminé en fonction du rapport E/C [CHAU 00]. La surface spécifique d'attaque de la portlandite décroît quand la réaction de carbonatation se produit et est logiquement une fonction décroissante du contenu molaire de calcite n_{CaCO_3} à un instant donné.

La cinétique **(e)** de dissolution de la portlandite prend en compte la réduction progressive de l'accessibilité de la matière, lorsque la calcite CaCO_3 vient recouvrir les grains de portlandite, à travers la fonction $\Psi(n_{\text{CaCO}_3})$ explicitée par l'équation (A7.4) :

$$\Psi(n_{\text{CaCO}_3}) = \left(1 - \frac{n_{\text{CaCO}_3}}{n_{\text{Ca(OH)}_2}^0} \right)^{1/3} \left[1 - \left(1 - \frac{n_{\text{CaCO}_3}}{n_{\text{Ca(OH)}_2}^0} \right)^{1/3} \right] \quad (\text{A7.4})$$

Le coefficient D représente le coefficient de diffusion des espèces ioniques à travers la couche de calcite formée (ordre de grandeur : $10^{-15} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$). Il est calé à partir de résultats de carbonatation accélérée obtenus sur pâtes de ciment.

Les phénomènes physiques pris en compte sont les suivants :

- **La diffusion du CO_2** à travers le béton. Le flux de CO_2 traversant le béton ($\text{mol}.\text{m}^{-2}.\text{s}^{-1}$) est proportionnel au gradient de concentration en CO_2 dans la phase gazeuse (cf. Equation (A7.5)) :

$$w_{\text{CO}_2} = -D_{\text{CO}_2}(\phi, \text{HR}).\text{Grad}(x_{\text{CO}_2}) \quad (\text{A7.5})$$

Le coefficient de diffusion du CO_2 , D_{CO_2} (fonction de la porosité ϕ et de l'humidité relative), est donné par la formule de *Papadakis* [PAPA 91c], selon l'équation (A6.4) (cf. Annexe 6).

- **Le mouvement de l'eau liquide.** Celui-ci est décrit par le transport darcéen de l'eau sous l'effet d'un gradient de pression liquide. Le transport de l'eau liquide résulte d'une répartition non homogène de l'humidité dans l'échantillon de matériau ou dans l'élément de structure, due soit aux conditions climatiques, soit à l'apport d'eau libre issue de la carbonatation. L'isotherme de sorption du matériau à la température considérée (cf. § 6.2.4.2) permet de faire le lien entre la pression capillaire (ou la pression du liquide à la pression atmosphérique près) et le taux de saturation du matériau.
- **Le mouvement des ions en solution**, qui correspond, d'une part, à l'entraînement par le mouvement d'ensemble de l'eau liquide et, d'autre part, à leur diffusion relative dans la phase liquide.

A7.2. Données d'entrée et sorties du modèle

Les données d'entrée du modèle sont récapitulées dans le tableau A7.2.

Tableau A7.2 : Données d'entrée du modèle

Conditions initiales		
$n_{\text{Ca(OH)}_2}^0$	Concentration en Ca(OH)_2 initiale dans le béton (mol.m^{-3})	Fixé à partir d'une mesure directe (ATG) ou par estimation par la formule de <i>Bogue</i> (avec hypothèses sur l'hydratation de la phase clinker du ciment)
ϕ^0	Porosité initiale	Mesure de la porosité accessible à l'eau
ϕ^C	Porosité finale après carbonatation complète	Estimation à partir de la quantité de matière carbonatable donnée par <i>Bogue</i>
S^0	Taux de saturation initial (possibilité de tenir compte d'une répartition initiale non homogène de l'eau liquide dans le béton)	
pH^0	pH initial	Dépend de la quantité d'alcalins présents dans le ciment
Conditions aux limites		
x_{CO_2}	Concentration en CO_2 extérieure (mol.m^{-3})	
S	Taux de saturation imposé aux bords de l'éprouvette, pouvant varier en fonction du temps	Déterminée à partir de la courbe de sorption et de l'HR extérieure
$p_c = p_c(S)$	Courbes de pression capillaire	Calée à partir d'exp. de sorption [20]

Les sorties du modèle sont illustrées en figure A7.1. Elles regroupent essentiellement le pH, la quantité de Ca(OH)_2 et celle de CaCO_3 . Les calculs sont menés en situation de carbonatation accélérée (50 % de CO_2) sur une éprouvette de béton "M25" (porosité prise égale à 15 % avant carbonatation et taux de saturation fixé à 0,60 avant carbonatation). La quantité de portlandite initiale avant carbonatation est donnée par ATG (1,2 mol de Ca(OH)_2 par litre de béton).

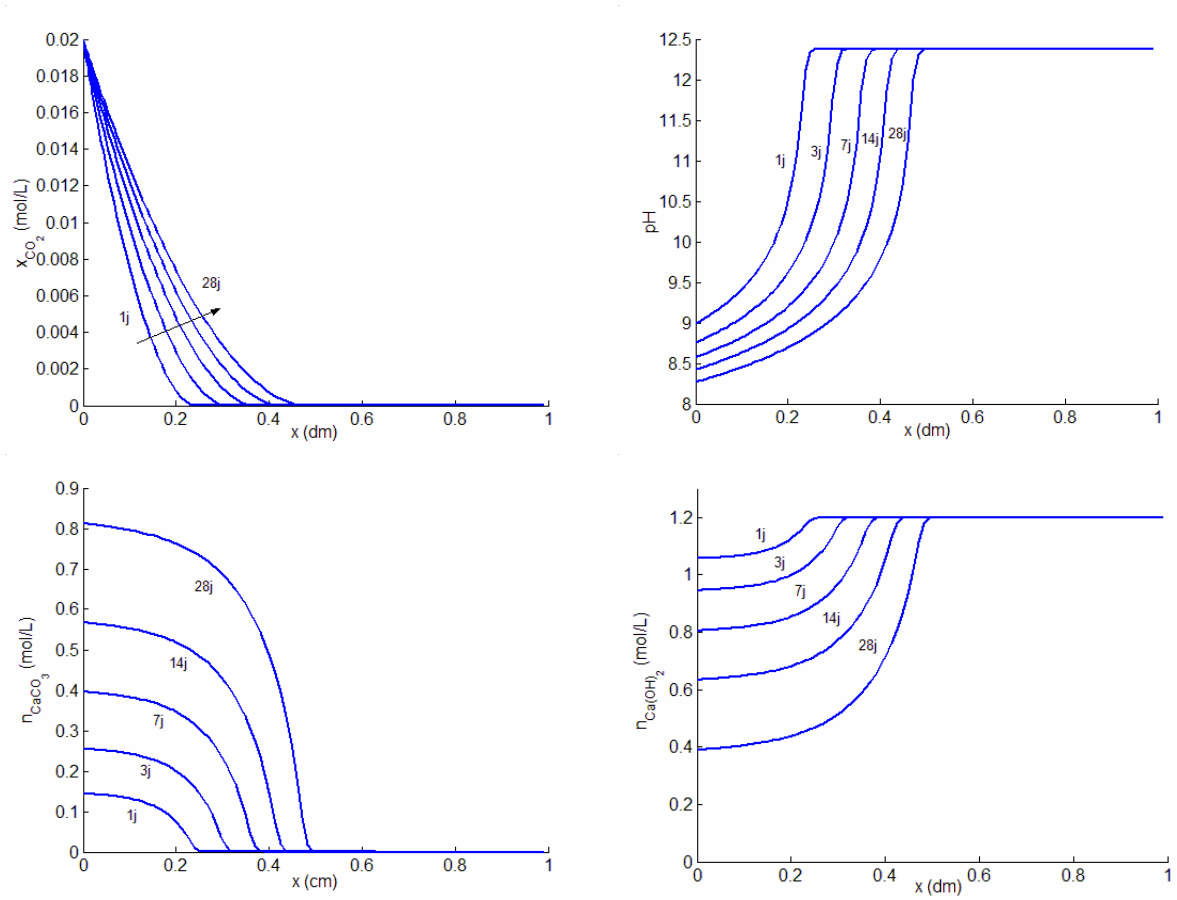


Figure A7.1 : Exemples de sorties du modèle de carbonatation du LCPC. Calculs menés sur une éprouvette de béton "M25" (porosité égale à 15% et taux de saturation fixé à 0,60 avant carbonatation), avec 50 % de CO_2 et une teneur initiale en $Ca(OH)_2$ de 1,2 mol par litre de béton.

ANNEXE 8

Modèle de transport des ions (chlorure) développé par le LERM

Cette annexe décrit succinctement le principe du modèle développé au LERM par *Houdusse et al.* pour le transport des ions, en particulier des chlorures, en conditions saturées. Le lecteur pourra se reporter aux références [HOUD 98], [HOUD 00] pour plus de détails.

Ce modèle permet de simuler la pénétration des ions chlorure dans un béton par diffusion (et convection) en tenant compte des différentes interactions ainsi que des variations du coefficient de diffusion *apparent* en fonction du temps et de la profondeur dans le béton. Il fait appel à la méthode des éléments finis.

A8.1. Méthodologie

La méthode des éléments finis présente l'avantage d'être une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique. Elle permet la résolution de problèmes très variés (mécanique, hydraulique, thermique, etc.). Elle permet aussi de tenir compte de manière satisfaisante des différentes hétérogénéités rencontrés dans les cas courants.

Les étapes successives nécessaires au développement du modèle numérique de résolution de l'équation de transport sont rappelées ci-après :

- détermination du modèle mathématique décrivant les phénomènes physico-chimiques,
- discrétisation par la méthode des éléments finis,
- implantation du modèle sous un environnement Windows,
- validation à l'aide de solutions analytiques pour des cas simples,
- validation du modèle numérique par des essais sur des bétons d'ouvrage et par des tests en laboratoire.

A8.2. Modèle mathématique

Le modèle mathématique doit décrire le plus précisément possible les phénomènes physico-chimiques prépondérants. Il est relativement difficile d'évaluer les interactions des différents ions dans une solution. Cependant, différentes équations théoriques et empiriques proposées en chimie et en électrochimie permettent un calcul relativement simple, et une bonne évaluation des propriétés des solutions ioniques. Des essais de laboratoire permettent un bon ajustement de ces équations.

Le modèle présenté ci-après décrit l'équation de transport d'une espèce donnée. Chaque fonction présentée dépend de plusieurs autres paramètres. Rappelons que le déplacement des ions peut être défini par l'équation aux dérivées partielles décrivant la conservation de la masse au cours du temps.

Les équations (A8.1) décrivent le transport d'un ion (i) à travers un milieu isotrope suivant des mécanismes de diffusion ou de convection (thermique, adsorption, migration sous champ électrique, gradient de pression, etc.) :

Equation de transfert $J_i = D(C) \frac{\partial C_i}{\partial x} + V(C) C_i$

Loi de conservation de la masse $\frac{\partial C_i}{\partial t} = \frac{\partial J}{\partial x} + F$

$$\Rightarrow \boxed{\frac{\partial C_i}{\partial t}} - \boxed{\frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C_i}{\partial x} \right)} - \boxed{\frac{\partial (V \cdot C_i)}{\partial x}} = \boxed{F(C)} \quad (A8.1)$$

A B C D

où :

- **C_i** est la concentration (libre) de l'ion considéré,
- **V**, la vitesse résultante de l'ion considéré en m/s (vitesse d'absorption, vitesse sous l'action d'un champ électrique, gradient de pression). Cette fonction peut être composée de sous-fonctions,
- **D**, coefficient de diffusion *apparent* de l'ion considéré en m² s⁻¹. Cette fonction peut elle aussi être composée de sous-fonctions,
- **F**, une fonction décrivant l'échange de matière avec le milieu. Elle peut varier dans le temps et l'espace,
- **J_i**, le flux de l'ion considéré.

Le flux d'ions au cours du temps est donc égal à la somme des flux de diffusion et de convection (vitesse d'adsorption, gradient de pression).

Le terme A correspond au terme temporel, le terme B (dérivée seconde) au terme de diffusion, le terme C (dérivée première) au terme de convection et le terme D au terme d'interaction avec la matrice.

A8.3. Modélisation par éléments finis

Le modèle par éléments finis correspond à la discrétisation dans l'espace du modèle mathématique. Il peut être représenté par le système matriciel (A8.2) :

$$[M] \left\{ \dot{C}_n \right\} + [K] \{C_n\} = \{F\} \quad (A8.2)$$

où :

- les matrices $[M]$ et $[K]$ résultent de l'assemblage des matrices élémentaires $[m]$ et $[k]$ relatives à chaque élément. Ce sont des matrices $n \times n$, où n correspond au nombre d'éléments, décrivant les propriétés du matériau dans le temps et dans l'espace. Ces matrices permettent de tenir compte de la vitesse relative des différents ions. m , k et f correspondent aux propriétés élémentaires de chaque élément de matériau, du domaine découpé en n éléments,
- le terme $\left\{ \dot{C}_n \right\}$ correspond à la dérivée par rapport au temps des concentrations de l'ion considéré en fonction du temps et de l'espace,
- le vecteur $\{F\}$ de n composantes résulte de l'assemblage des vecteurs élémentaires $[f]$. Ce terme permet de tenir compte des interactions avec la matrice cimentaire. Ces interactions correspondent aux phénomènes d'absorption, et aux phénomènes de dissolution et de précipitation.

ANNEXE 9

Estimation de la période d'incubation selon la méthodologie adoptée dans le logiciel LEO

A9.1. Cadre

LEO est un logiciel développé par EDF, dédié à assister l'ingénieur concerné par la maintenance ou le concepteur de structures nouvelles en béton armé [15]. L'originalité est d'aborder la problématique étudiée de façon globale, en analysant les origines de la corrosion, sa propagation et son influence sur le comportement en service des ouvrages. Les résultats orientent l'utilisateur vers la prise de décisions en termes de conception ou d'opérations de maintenance.

Selon la philosophie adoptée pour la rédaction du présent Guide, la durée de vie de l'ouvrage se termine avant l'amorçage de la corrosion des armatures. Aussi, bien que LEO traite également de l'évolution de la structure après amorçage de la corrosion, cette annexe se limite à la présentation des modèles de carbonatation et de pénétration des ions chlorure programmés dans le logiciel LEO pour la prédiction du moment d'initiation de la corrosion.

A9.2. Le principe de base de l'approche LEO

A9.2.1. Les données d'entrée

Les entrées décrivent l'état initial de l'ouvrage (paramètres matériau, configuration et caractéristiques de l'ouvrage, etc.) et les caractéristiques de l'environnement moyennées dans le temps (humidité relative, température, concentration en ions chlorure à la surface, etc.). Dans la majorité des cas pratiques, les entrées sont considérées comme ayant une valeur constante au cours du temps sur tout l'élément d'ouvrage étudié. Les incertitudes liées aux paramètres d'entrées sont à considérer dans un cadre probabiliste [HEIN 99], [PETR 00]. Compte tenu de la vocation pratique de cette approche, les entrées doivent être accessibles par le maître d'ouvrage. Les caractéristiques de base et les indicateurs de durabilité définis dans ce guide, complétés de quelques paramètres secondaires facilement accessibles, sont suffisants pour alimenter les modèles programmés dans le logiciel LEO (cf. Tableau A9.1).

Tableau A9.1 : Entrées nécessaires pour prédire l'amorçage de la corrosion des armatures selon les modèles du logiciel LEO

Paramètres matériau
R _{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à l'échéance de 28 jours (MPa)
D _{app} : coefficient de diffusion apparent des ions chlorure (m ² .s ⁻¹)
C _{initiale} : concentration initiale en chlorures dans le béton (mol Cl ⁻ / litre de solution)
Donnée sur la structure
e : enrobage (m)
Caractéristiques de l'environnement
HR : humidité relative moyenne
T : température moyenne
γ : coefficient d'exposition à la carbonatation (cf. Tableau A9.2)
C _{surface} : concentration en chlorures à la surface (mol Cl ⁻ / litre de solution)

A9.2.2 Les sorties

La méthode prédit l'évolution dans le temps du comportement de l'ouvrage. Pour éviter des difficultés supplémentaires, l'analyse est restreinte aux éléments de construction "simples" (poutres, poteaux, plaques, etc.). On s'intéresse aux mêmes caractéristiques mécaniques que celles qui sont considérées lors de l'étude de structure et des analyses de sûreté (moment résistant, résistance à l'effort tranchant, déformations en service). Pour des structures spéciales (murs de confinement, réservoirs, tuyaux), l'étanchéité est également évaluée. Les performances des structures diminuent suite à la corrosion. Donc, le résultat des études basées sur la méthode proposée indique le moment à partir duquel l'ouvrage est impropre à l'exploitation selon les critères d'état-limite préalablement définis (par la réglementation technique).

A9.2.3 Scénario de vieillissement considéré

Pour un élément structural donné, on estime l'évolution dans le temps de la profondeur carbonatée et de la concentration en ions chlorure libres au voisinage des armatures, en prenant en compte l'état thermo-hydrique du béton (cf. Figure A9.1). La corrosion commence quand l'un des critères d'amorçage est atteint.

A9.3. La profondeur de carbonatation

A9.3.1 Description générale

Le coefficient de transport (k) de la relation (2) (cf. § 5.1.1) est considéré constant dans le temps. Il est estimé sur la base des résultats expérimentaux, en fonction de la classe de béton (la résistance caractéristique à la compression) et du type de ciment. Pour les

bétons à base de CEM I, une relation issue d'une étude statistique de *Duval* [35] est proposée (A9.1) :

$$k = \sqrt{365} \left(\frac{1}{2,1\sqrt{Rc_{28}}} - 0,06 \right) \quad (A9.1)$$

Ce choix résulte du fait que la résistance à la compression est souvent la seule donnée connue sur la qualité du béton. De plus, la résistance caractéristique à la compression est reliée à des paramètres comme le rapport E/C. Bien évidemment, cette relation ne s'applique que si $Rc_{28} < 63$ MPa, sinon k devient négatif. Toutefois, le problème de la carbonatation ne se pose guère pour les bétons à hautes résistances (ou à hautes performances).

Le terme $f(HR)$ de la relation (2) (cf. § 5.1.1) exprime l'influence de l'humidité relative extérieure (supposée en équilibre avec le béton) sur la profondeur de carbonatation (cf. § 5.1.1 et figure 8a). Cette fonction est estimée sur la base de données existantes dans la documentation (Equation A9.2) [VENU 68] :

$$f(HR) = -3,5833 \cdot HR^2 + 3,4833 \cdot HR + 0,2 \quad (A9.2)$$

Les conditions environnementales du site sont exprimées dans la relation (2) par le coefficient d'exposition γ . Ces valeurs peuvent être obtenues par une analyse inverse des données acquises *in situ*, vu la facilité de la mesure de la profondeur de carbonatation avec la phénolphthaléine. Si cela n'est pas possible, quelques valeurs de γ , basées sur le retour d'expérience d'EDF [PETR 01], sont proposées dans le tableau A9.2.

Tableau A9.2 : Valeurs proposées pour le coefficient d'exposition à la carbonatation (γ)

Type d'ouvrage	Coefficient d'exposition à la carbonatation (γ)
Structures soumises aux hautes concentrations de CO ₂	1,5
Structures abritées contre la pluie	1,2
Structures particulièrement exposées à la pluie	0,9

Si la teneur en CO₂ de l'environnement est importante (sorties de tunnels routiers, proximité des cheminées, environnements urbains très pollués), la diffusion du CO₂ est alors accélérée. Ceci explique la valeur très importante de γ dans ce cas.

Les cycles climatiques induisant des variations d'état hydrique du béton affectent la profondeur de carbonatation. En général, l'humidité relative dans le béton en exposition atmosphérique, à l'extérieur, varie entre 50 et 100 %. Ce domaine de variation se situe sur la branche descendante de la fonction $f(HR)$ présentée dans la figure 8a (cf. § 5.1.1). C'est pour cette raison que les ouvrages qui sont abrités de la pluie, donc plus secs que la moyenne, sont plus exposés à la carbonatation.

Une des limites des présents développements est de ne pas expliciter le rôle de la température sur la cinétique de carbonatation. Mis à part le peu de données expérimentales, une analyse quantitative de ce phénomène est difficile. La température provoque deux effets contraires. D'une part, l'augmentation de température accélère les cinétiques chimiques (selon la loi d'Arrhénius) et donc tous les phénomènes de diffusion, et d'autre part elle diminue la solubilité de la portlandite. Seule une étude quantitative plus approfondie serait capable à terme d'indiquer lequel de ces deux phénomènes est prépondérant.

A9.3.2 Exemple d'application

A titre d'exemple, une comparaison entre des profondeurs carbonatées prédites par le logiciel LEO et des profondeurs carbonatées mesurées en conditions réelles (*in situ*) est proposée dans le tableau A9.3.

Tableau A9.3 : Comparaison entre les profondeurs carbonatées prédites par le logiciel LEO et celles mesurées *in situ* [BARO 04]

Béton "M25" <i>in situ</i> ; Site de Melun		
Entrées	HR	79 %
	R _{c28} du béton	21 MPa
	Conditions d'exposition	soumis à la pluie ($\gamma = 0,9$)
Carbonatation	Profondeur mesurée (mm)	Profondeur prédite (mm)
t = 1 an	5	4,5
t = 2 ans	8	6,5
t = 4 ans	10	9,1
Béton "M25" <i>in situ</i> ; Site de Maurienne		
Entrées	HR	75 % (estimée en l'absence de relevés)
	R _{c28} du béton	21 MPa
	Conditions d'exposition	soumis à la pluie ($\gamma = 0,9$)
Carbonatation	Profondeur mesurée (mm)	Profondeur prédite (mm)
t = 1 an	4 - 7	4,8
t = 2 ans	7 - 8	7,4
t = 4 ans	5 - 12	9,9
Béton M50 ; site de Maurienne		
Entrées	HR	75 % (estimée en l'absence de relevés)
	R _{c28} du béton	42 MPa
	Conditions d'exposition	soumis à la pluie ($\gamma = 0,9$)
Carbonatation	Profondeur mesurée (mm)	Profondeur prédite (mm)
t = 1 an	0,5 - 1,5	1,2
t = 2 ans	1 - 3	1,65

A9.4. La pénétration des ions chlorure

Dans l'état actuel du développement du logiciel LEO, seul le transport ionique dans un milieu poreux saturé est pris en compte. Ceci est jugé représentatif pour les parties d'ouvrages immergées en eau de mer ou soumises à un brouillard salin constant. Si l'épaisseur de l'élément en béton est grande par rapport à l'enrobage des aciers, on peut appliquer la solution de l'équation de diffusion (A9.3) en milieu semi-infini :

$$c(e, t) = c_{\text{initiale}} + (c_{\text{surface}} - c_{\text{initiale}}) \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{e}{2\sqrt{\alpha \cdot D_{\text{app}} \cdot t}} \right) \right) \quad (\text{A9.3})$$

avec

- e : l'enrobage (m),
- t : le temps (s),
- c : la concentration en ions chlorure libres à la distance e (mol Cl^- / litre de solution),
- c_{initiale} : la concentration initiale en chlorures dans le béton (mol Cl^- / litre de solution),
- c_{surface} : la concentration en chlorures en surface (mol Cl^- / litre de solution),
- D_{app} : le coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$),
- α : le coefficient de correction d'interaction des flux ioniques (cf. Equation A9.6).

Pour des éléments en béton minces, d'épaisseur l , avec les deux faces immergées, le problème de diffusion doit être résolu dans des milieux finis. La pénétration des chlorures est calculée selon (A9.4) [CRAN 73] :

$$c(e, t) = c_{\text{initiale}} + (c_{\text{surface}} - c_{\text{initiale}}) \left(1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{2n+1} \exp \left(- \frac{\alpha D_{\text{app}} (2n+1)^2 \pi^2 t}{l^2} \right) \cos \left(\frac{(2n+1)\pi}{l} \left(\frac{l}{2} - e \right) \right) \right) \quad (\text{A9.4})$$

Une remarque importante concerne l'utilisation du coefficient de diffusion des ions chlorure, dont la valeur est toujours donnée à la température du laboratoire (20 °C). Une correction (cf. Equation A9.5), basée sur la loi d'Arrhénius est nécessaire si la température moyenne de l'exposition n'est pas 20 °C :

$$D_{\text{app}} = D_{\text{app } 20^\circ \text{C}} \cdot e^{\frac{E_{\text{activ}}}{293} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{293} \right)} \quad (\text{A9.5})$$

avec

- D_{app} : coefficient de diffusion des ions chlorure à la température T ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$),
- $D_{\text{app } 20^\circ \text{C}}$: coefficient de diffusion des ions chlorure à 20 °C ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$),
- E_{activ} : énergie d'activation (prise ici égale à 2500 K).

Dans le cas de la diffusion, les interactions entre le flux des ions OH^- et Cl^- accélèrent la pénétration des ions chlorure (cf. Figure A9.2). Le coefficient α quantifie ce phénomène. Pour un béton sain, dont le pH est compris entre 13,8 et 12,4, le facteur de correction α dépend principalement de la concentration en chlorures de la solution externe. A partir des simulations numériques, le coefficient α (adimensionnel) est calculé selon la relation (A9.6) [PETR 01] :

$$\alpha = 1 + \frac{1}{4 \cdot [\text{Cl}^-]} \quad (\text{A9.6})$$

où $[\text{Cl}]$ est la concentration en chlorures de la solution externe exprimée en mol.L^{-1} .

A9.5. Le moment d'amorçage de la corrosion des armatures

Le critère d'amorçage de la corrosion retenu ici est (A9.7) (cf. § 5.1.3) :

$$\frac{[\text{Cl}^-]}{[\text{OH}^-]} \geq 0,6 \quad (\text{A9.7})$$

Dans les analyses, la solution interstitielle est considérée en équilibre à un pH de 13,5. Toutefois, la concentration critique en chlorures peut être réévaluée en fonction du pH de la solution interstitielle.

Remarque : Le logiciel LEO est présenté ici comme basé sur un modèle déterministe. Rappelons néanmoins que LEO peut être utilisé dans le cadre d'une approche probabiliste, par exemple en couplant LEO avec un solveur probabiliste [PETR 00].

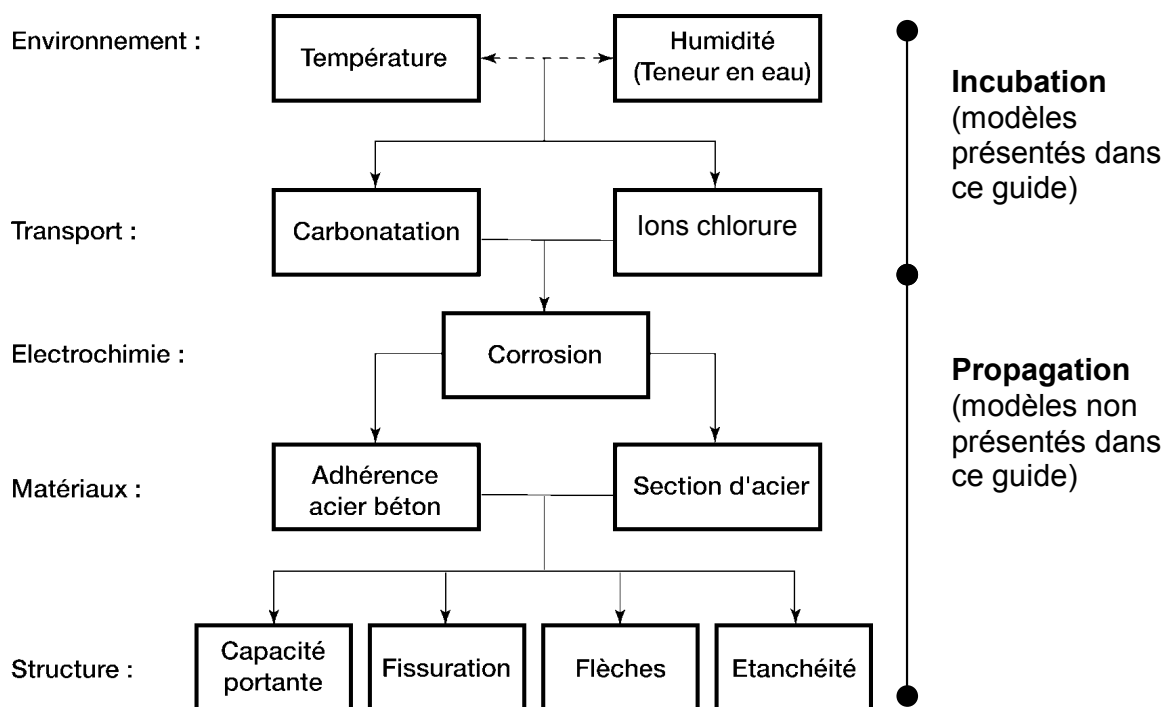


Figure A9.1 : Scénario de vieillissement considéré dans l'approche LEO.

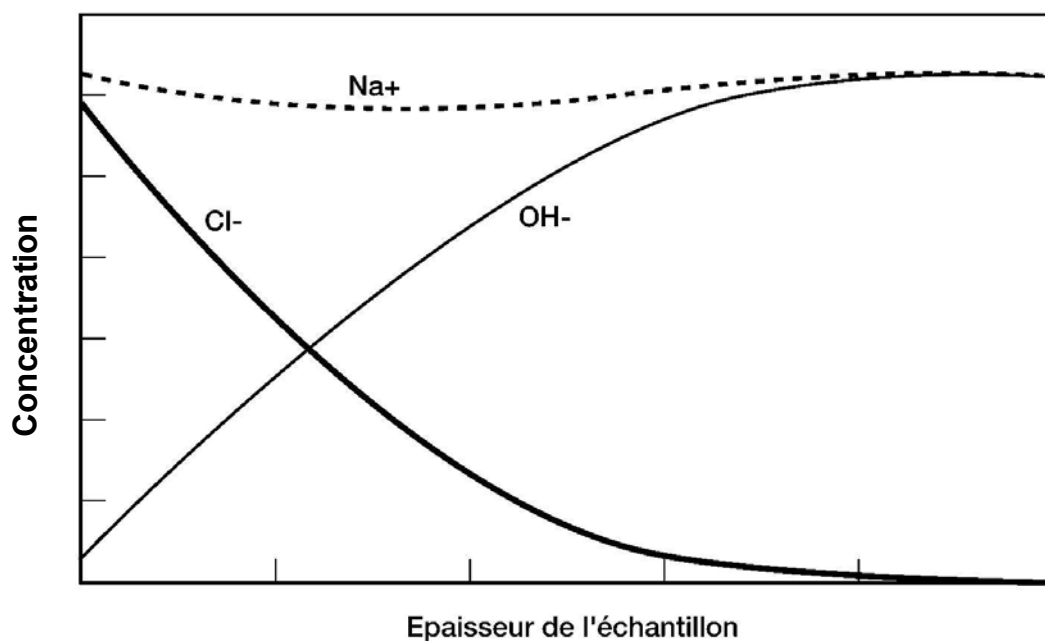


Figure A9.2 : Allure des profils de concentration en ions chlorure, hydroxyle et sodium, pour le cas d'un béton saturé en contact avec de l'eau de mer (diffusion pure).

ANNEXE 10

Modèle de prédiction de la durée de vie vis-à-vis de la corrosion des armatures basé sur la résistivité électrique du béton d'enrobage

Un modèle de prédiction de la durée de vie vis-à-vis de la corrosion des armatures a été proposé [ANDR 00a], [ANDR 01] sur la base de la mesure de la résistivité électrique à 28 jours sur les mêmes éprouvettes de béton saturé que celles utilisées pour la mesure de la résistance mécanique.

Au cours de la période d'incubation, on considère habituellement que les agents agressifs pénètrent dans le béton d'enrobage par diffusion. A partir de la relation d'Einstein existant entre diffusivité et conductivité ($D = k_o \cdot \sigma$) et de la relation quadratique existant théoriquement entre profondeur de pénétration de l'espèce diffusante et coefficient de diffusion ($x = k \cdot \sqrt{D \cdot t}$), la durée de vie (t) jusqu'à la dépassement (période d'incubation) est alors donnée par l'expression (A10.1) :

$$t = \frac{x^2 \cdot \rho \cdot b}{k_1} \quad (\text{A10.1})$$

où

x	: enrobage,
ρ	: résistivité électrique du béton saturé en eau à 28 jours,
k_1	: facteur tenant compte de l'agressivité de l'environnement,
b	: coefficient d'interaction des chlorures, du CO_2 , de l'oxygène, (lié, dans le cas des chlorures, à la capacité de fixation définie au § 6.2.2.1).

Dans le cas des ions chlorure, le coefficient b peut être déterminé expérimentalement ou par calcul (cf. § 6.2.2.1).

Dans le cadre de ce modèle, la résistivité électrique apparente est définie par l'expression (A10.2) :

$$\rho_{\text{app}} = \rho \cdot b \quad (\text{A10.2})$$

Ce paramètre intègre donc le phénomène de transport et les interactions avec l'espèce qui pénètre dans le béton.

Le modèle utilise la résistivité électrique apparente avec la même philosophie que celle appliquée à la résistance mécanique, en entendant que la résistivité électrique est un paramètre plus adéquat pour rendre compte de la résistance à la pénétration d'un agent agressif liquide ou gazeux.

Ainsi, des valeurs minimum de résistivité apparente peuvent être fixées pour chaque classe d'exposition définie dans l'*EN 206-1* [3] et chaque valeur d'enrobage (cf. par exemple tableau A10.1), afin d'assurer la durabilité potentielle. Si un béton présente une ρ_{app} égale ou supérieure à la valeur donnée dans le tableau A10.1, il y a une probabilité de 95 % pour que l'armature enrobée dans ce béton ne soit pas dépassivée au bout de 50 ans.

Tableau A10.1 : Valeurs minimum (en $\Omega.m$) de résistivité électrique apparente ρ_{app} à 28 jours, pour un béton saturé à base de CEM I, pour que l'armature enrobée dans ce béton ne soit pas dépassivée au bout de 50 ans avec une probabilité de 95 %, en fonction du type d'environnement et de l'enrobage

	Types d'environnement (cf. Tableau 11) et classes d'exposition selon l'EN 206-1 [3]								
Enrobage (mm)	1 X0- XC1	2 3 XC2- XC3	4 XC4	5 XS1	6 XS2	7 XS3	5 XD1	6 XD2	5 XD3
10	700	1000	1500	20000	40000	80000	5000	20000	40000
20	550	750	1150	15000	20000	40000	3000	15000	20000
30	450	650	1000	5000	7500	15000	2000	5000	7500
40	400	550	850	4000	5000	10000	1500	4000	5000
50	350	500	750	2500	3000	5000	1000	2500	3000
60	300	400	650	2000	2000	4000	750	2000	2000
70	200	350	550	1000	1500	3000	750	1000	1500
100	150	250	400	1000	1000	2000	750	1000	1000

ANNEXE 11**Méthode pour le recalcul structurel des ouvrages atteints d'alcali-réaction développée par le LCPC****A11.1. Objectif**

Le recalcul structurel des ouvrages atteints d'alcali-réaction a pour objectif de fournir aux concepteurs et aux gestionnaires d'ouvrages un résultat quantitatif sur l'évolution de la dégradation structurelle, afin de répondre aux questions suivantes :

- Dans quelle mesure la dégradation a-t-elle déjà affecté l'ouvrage et comment va-t-elle évoluer ?
- Comment peut-on estimer la résistance résiduelle de l'ouvrage ?
- Comment prévoir l'efficacité des interventions envisagées ?

A11.2. Description de la méthode

Une méthode a été développée au LCPC pour effectuer ce recalcul structurel. Cette méthode est schématisée par la figure A11.1. Il s'agit d'une méthode de diagnostic-pronostic qui comprend différentes étapes après le recueil des données. Celles-ci sont décrites dans les références [LI 02] et [52] et sont simplement rappelées ici.

A11.2.1. Recueil des données

Pour caractériser le déroulement du gonflement interne lié à l'alcali-réaction et modéliser le comportement de la structure, trois sources d'information sont considérées comme une base de données minimale et devront donc être obtenues lors du suivi des ouvrages (cf. § 10.1.2 et [LI 02], [52]) :

- le suivi du gonflement structurel *in situ* (par exemple, mesure de l'indice de fissuration, cf. § 10.1.3.5, et distancemétrie, cf. § 10.1.3.4),
- la mesure de l'expansion résiduelle des carottes prélevées sur la structure (cf. § 10.1.3.3),
- les conditions environnementales de l'ouvrage (température et humidité relative).

A11.2.2. Modélisation mécanique du gonflement induit par la formation du produit chimique et de son évolution au cours du temps à l'échelle du matériau

D'une manière générale, l'évolution du gonflement libre d'un béton atteint d'alcali-réaction suit une courbe en "s" (cf. § 10.1.3.3, figure 28, [LARI 98], [LI 02], [52]). Le gonflement s'amorce relativement lentement, puis s'accélère jusqu'à atteindre un palier. Cette courbe, différente d'un béton à l'autre, est caractérisée, d'après une modélisation chimico-mécanique [LI 02], par trois paramètres (β, τ_c, τ_L) , respectivement l'amplitude maximale de gonflement (ou gonflement asymptotique), le temps caractéristique (phase d'atténuation exponentielle des déformations) et le temps de latence (phase d'accélération des déformations). Ces paramètres dépendent des conditions ambiantes de température et d'humidité relative. Dans les modèles relatifs aux problèmes d'alcali-réaction, on est amené à considérer des valeurs dites de référence de ces

paramètres, notées $\left(\beta_0, \tau_c^0, \tau_L^0 \right)$, qui correspondent à leur valeur à une température de 38 °C et à une humidité relative égale à 100 % (conformément à la méthode LCPC de mesure d'expansion résiduelle [54], cf. § 10.1.3.3).

A11.2.3. Calibration du modèle (à l'aide d'un algorithme) en utilisant les mesures structurelles

Sur la base des informations recueillies notamment *in situ*, un algorithme optimisé est proposé pour calibrer le modèle chimico-mécanique avec comme critère de calibration, l'adéquation entre les résultats de la modélisation par éléments finis, les mesures d'expansion résiduelle sur carottes et les mesures de gonflement sur l'ouvrage (cf. § 10.2.8).

A11.2.4. Re-calcul complet, tant temporel que spatial, de la structure avec le modèle calibré et à l'aide d'outils numériques

Une fois calibré, le modèle peut être utilisé pour une évaluation complète de l'état mécanique de la structure affectée, à l'aide d'un programme de calcul par éléments finis. La modélisation chimico-mécanique est intégrée dans le logiciel d'éléments finis CESAR-LCPC. En fait, il s'agit de faire un calcul de structure avec les paramètres trouvés lors de la phase de calibration, en y introduisant l'histoire des sollicitations thermo-hydriques $\theta_s(x, t), h_s(x, t)$ subies par l'ouvrage, en tenant compte des chargements mécaniques. Les résultats numériques fournissent alors l'évolution de l'état mécanique (contraintes, déformations, etc.) pour le passé, le présent et le futur. Un même calcul permet donc de faire un diagnostic et un pronostic. Il est également possible de valider l'effet mécanique de différentes techniques de réparation.

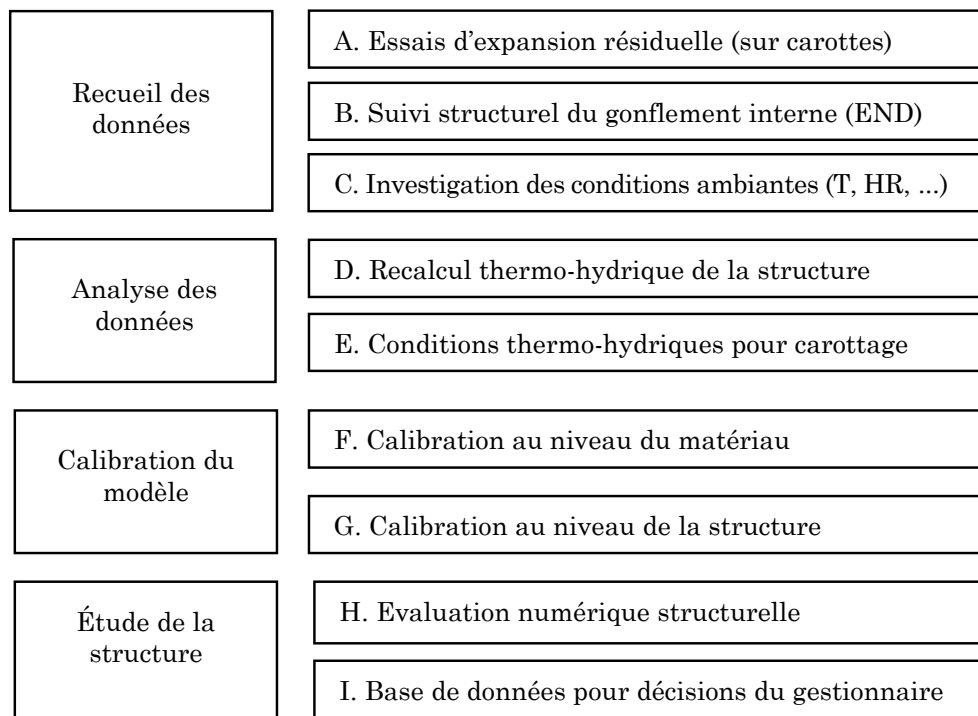


Figure A11.1 : Méthode de re-calcul d'une structure atteinte d'alcali-réaction, d'après [52] et [LI 02].

ANNEXE 12

Exemples de validation des classes et des valeurs limites proposées : mesure des indicateurs de durabilité sur éprouvettes de laboratoire

Une campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité généraux et une autre relative aux indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction ont été réalisées dans le cadre du groupe de travail AFGC "*Conception des bétons en vue d'une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité*". Les indicateurs ont été mesurés sur différents bétons, et dans certains cas par différentes méthodes, à titre d'illustration et de validation de la démarche, en particulier des classes proposées et des limites associées.

A12.1. Description de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité généraux

A12.1.1. Formules de béton choisies

Quatre formules de béton de laboratoire et une formule de béton d'ouvrage ont été choisies, afin de couvrir une gamme assez large de matériaux, sans pour autant multiplier le nombre de matériaux :

- **Formulations de laboratoire :**
 - béton type bâtiment (B20) : "M25"
 - béton ordinaire pour OA (B40) : "BO"
 - béton avec cendres volantes : "CFA"
 - BHP avec fumées de silice : "B80-C"
- **Formulation d'ouvrage :**
 - BHP avec fumées de silice de l'ouvrage d'art de Sens : "B80-S"

Les différentes formulations choisies sont rassemblées dans le tableau A12.1.

Tableau A12.1 : Formulation des bétons testés

	"M25"	"CFA"	"BO"	"B80-S"	"B80-C"
	Teneur (en kg.m ⁻³)				
Gravillon	1007	949	1192	980	905
Sable	899	911	744	790	1000
Ciment	230	260	353	420	300 ⁽¹⁾
Cendres volantes		140			
Fumées de silice				35	20 ⁽²⁾
Fillers siliceux					220
Eau	193	193	172	147	131
Adjuvant		4,8 L.m ⁻³		7,28	4,5 % ⁽³⁾
E/C	0,84	0,74	0,49	0,35	0,47
E/liant	0,84	0,48	0,49	0,32	0,25
A/C (%)	0	54	0	8,3	86

⁽¹⁾ : CEM II/A (7D) incluant 7 % de fumée de silice

⁽²⁾ : dans le ciment

⁽³⁾ : en extrait sec, par rapport au ciment

A12.1.2 - Paramètres mesurés

- Caractéristiques de base : Résistance mécanique à la compression à 28 et 90 jours
- Indicateurs de durabilité généraux :
 - porosité accessible à l'eau (méthode AFPC-AFREM [10]),
 - perméabilité aux gaz (méthode AFPC-AFREM [10]),
 - perméabilité à l'eau liquide (mesure directe au perméamètre sur la base de la norme NF P 18-555 [22]),
 - coefficient de diffusion des chlorures (en conditions saturées) à partir de différentes méthodes expérimentales [BARO 02a] :
 - . diffusion en régime non-stationnaire (méthode LCPC [20], solution diffusante : NaCl = 30 g.L⁻¹ et NaOH = 0,1 mol.L⁻¹, durée de contact : 90 jours)
 - . migration en régime non-stationnaire (méthode Tang [TANG 92a], [TANG 96a], solution amont : NaCl = 30 g.L⁻¹ et NaOH = 0,1 mol.L⁻¹)
 - . migration en régime stationnaire (selon trois méthodes différentes : par dosages à l'aval [ANDR 93], [PRIN 99], par dosages à l'amont [TRUC 99], [TRUC 00a], [TRUC 00b], solution amont : NaCl = 30 g.L⁻¹ et NaOH = 0,1 mol.L⁻¹ dans les deux

cas, et par mesure de la conductivité à l'aval [ANDR 93], [CAST 01], solution amont : $NaCl = 58,4 \text{ g.L}^{-1}$,

- teneur en $Ca(OH)_2$ (selon trois méthodes différentes : par analyse thermogravimétrique ATG [20], par analyse chimique et par calcul).
- Indicateurs de substitution :
 - résistivité électrique [ANDR 01],
 - porosité par intrusion de mercure (modes opératoires et appareils LCPC [20] et IETcc).

A12.1.3 - Conservation des éprouvettes et échéances de mesure

Les éprouvettes ont été conservées dans l'eau à $T = 20 \pm 2 \text{ °C}$, jusqu'à l'échéance de démarrage des essais. Excepté pour la mesure de la résistance mécanique à la compression à 28 jours, tous les essais ont démarré à l'âge de 3 mois. Sur le béton "CFA", certains paramètres ont également été mesurés à l'échéance de 6 mois (porosité accessible à l'eau et par intrusion de mercure, perméabilité aux gaz, teneur en portlandite) et à l'échéance de 9 mois (porosité accessible à l'eau et par intrusion de mercure, et teneur en portlandite), afin de quantifier l'évolution à long terme de ce matériau contenant une forte quantité de cendres volantes (cf. Tableau A12.7).

A12.2. Description de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction

A12.2.1. Composition des bétons

Une composition-type de béton ordinaire, dopé en alcalins (cf. *Recommandations* [1]), avec 11 combinaisons différentes de gravillons, sable et additions pouzzolaniques a été étudiée (cf. Tableaux A12.2 et A12.3).

Tableau A12.2 : Composition-type du béton (pour l'indicateur macroscopique)

Gravillons	1036 kg.m ⁻³
Sable	691 kg.m ⁻³
Ciment	410 kg.m ⁻³
Eau	205 l.m ⁻³
Na ₂ O _{eq} . (dopage en alcalis)	5,125 kg.m ⁻³ (1,25 % par rapport à la masse de C+A)
E/C	0,5
G/S	1,5

Tableau A12.3 : Combinaisons de mélanges granulaires testées (pour les indicateurs chimique et macroscopique)

Combinaison	Sable	Gravillon	Addition
1	NR	PR à cinétique rapide	
2	NR	PRP	
3	PRP	PRP	
4	PR à cinétique rapide	PR à cinétique rapide	
5	NR	PR à cinétique lente	
6	NR	PR	
7	NR	PR à cinétique rapide	fumée de silice
8	NR	PR à cinétique rapide	cendre volante
9	NR	NR	
10	PR	PR	
11	NR	PR à cinétique rapide	filler calcaire

A12.2.2. Paramètres mesurés

- Indicateur chimique (relatif aux constituants) : quantité de silice libérable

La cinétique de dissolution de la silice réactive en milieu alcalin a été mesurée, pour 9 des combinaisons de mélanges granulaires indiquées au tableau A12.3, selon le mode opératoire défini au § 7.3.1.

- Indicateur global et macroscopique sur béton (essai de performance)

Les déformations de gonflement ont été mesurées sur 8 formules de béton dopé en alcalis correspondant à la composition type donnée au tableau A12.2 et à 8 des combinaisons de mélanges granulaires précisées au tableau A12.3.

A12.3. Résultats expérimentaux

A12.3.1. Résultats de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité généraux

Les résultats synthétiques de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité généraux sont présentés dans les tableaux A12.4 à A12.7.

Tableau A12.4 : Résultats de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité généraux (porosité, perméabilité, coefficient de diffusion), obtenus à l'âge de 3 mois (sauf indication contraire). Valeurs moyennes obtenues sur 3 éprouvettes ou échantillons

"M25" (B20)	"CFA"	"BO" (B40)	"B80-S"	"B80-C"	Labo. 1	Labo. 2	Mode opératoire	Porosité (eau) (%)
14,7	13,7	12,4	11,7	-			AFPC-AFREM [10]	
15,0	-	11,8	9,2	8,1				
15,9	14,5	12,8	7,3	5,1			LCPC ⁽³⁾ [20]	Porosité (Hg) (%)
10,8	10,5	4,9	4,3	3,2			IETcc ⁽⁴⁾	
339	175	129	28 ⁽²⁾	239			AFPC-AFREM (P _{entrée} =0,2MPa) [10]	Perméab. (gaz) 28 j à 80°C (10 ⁻¹⁸ m ²)
632	173	245	67 ⁽²⁾	242				Perméab. (gaz) 105°C (10 ⁻¹⁸ m ²)
97,8 ⁽⁶⁾ - 2,7 ⁽⁵⁾	0,72 ⁽⁶⁾	0,09 ⁽⁵⁾	-	-			mesure directe au perméamètre NF P 18-555 [22]	Perméab. (eau liq.) (10 ⁻¹⁸ m ²)
29,4	2,1	5,0	0,50	0,43			LCPC [20]	D _{ns} (apparent) (diffusion) (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)
30,0	-	6,4	-	2,0 ⁽¹⁾			Tang [TANG 92a] [TANG 96a]	D _{ns} (apparent) (migration) (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)
5,9	1,9	1,2	0,26	0,31			dosages (aval) [ANDR 93] [PRIN 99]	D _s (effectif) (migration) (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)
4,0	-	1,2	0,24	0,35			dosages (amont) [TRUC 99] [TRUC 00a]	
3,4	1,2	1,8	0,25	0,20			conductivité (aval) [ANDR 93] [CAST 01]	

⁽¹⁾ : Résultats obtenus à l'âge de 6 mois.

⁽²⁾ : Résultats obtenus à l'âge de 8 mois.

⁽³⁾ : P_{Hg max} = 400 MPa (prétraitement : étuvage sous vide à T = 45 °C pendant 14 jours en présence de gel de silice).

⁽⁴⁾ : P_{Hg max} = 200 MPa (prétraitement : mise sous vide à une pression inférieure à 50 µm Hg).

⁽⁵⁾ : à P_{max}, après saturation.

⁽⁶⁾ : à P_{max}, après séchage.

Tableau A12.5 : Résultats relatifs à la campagne expérimentale "Indicateurs de durabilité généraux" (résistance mécanique à la compression, teneur en portlandite, résistivité électrique). Valeurs moyennes obtenues sur 3 éprouvettes ou échantillons

	Résistance à la compression (MPa)		Teneur en portlandite Ca(OH) ₂ (% par rapport à la masse théorique de ciment)			Résistivité électrique (Ω.m)	
	à 28 jours	à 90 jours				à 90 jours	
Mode opératoire	Normes		Analyse chimique à 90 jours	ATG [20] à 90 jours		Calcul à 28 jours	[ANDR 01]
				labo. a	labo. b		
"M25" (B20)	25,1	30,2	23,8	23,7	22,3	26,9	77
"CFA"	28,9	37,3	20,7		19,5		217
"BO" (B40)	46,0	56,5	22,9	22,0	25,8	29,3	108
"B80-S"	76,9	87,7			13,8	17,7	526
"B80-C"	87,0	101,0	24,9	17,3 ⁽¹⁾	15,7	20,9	668

⁽¹⁾ : Résultats obtenus à l'âge de 6 mois.

Tableau A12.6 : Résultats relatifs à la campagne expérimentale "Indicateurs de durabilité généraux" obtenus à l'âge de 3 mois : coefficient effectif de diffusion des chlorures calculé à partir de la mesure de la résistivité (méthode indirecte, cf. § 7.2.2.4). Valeurs moyennes obtenues sur 3 éprouvettes

	Coefficient <i>effectif</i> de diffusion des chlorures calculé à partir de la mesure de la résistivité (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)	
	pour NaCl : 1 M	pour NaCl : 0,5 M
"M25" (B20)	2,6	3,0
"CFA"	0,9	1,1
"BO" (B40)	1,8	2,1
"B80-S"	0,4	0,4
"B80-C"	0,3	0,3

Tableau A12.7 : Résultats relatifs à la campagne expérimentale "Indicateurs de durabilité généraux" obtenus sur le béton "CFA" à différents âges.

Valeurs moyennes obtenues sur 3 éprouvettes ou échantillons

	Porosité (eau) (%)	Porosité (Hg) (%)	Perméab. (gaz) 28 j à 80°C (10 ⁻¹⁸ m ²)	Perméab. (gaz) 105 °C (10 ⁻¹⁸ m ²)	D _{ns} (apparent) (diffusion) (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)	Teneur en portlandite Ca(OH) ₂ (% par rapport à la masse théorique de ciment)	
Mode opérateur	AFPC- AFREM [10]	LCPC ⁽¹⁾ [20]	AFPC-AFREM (P _{entrée} =0,2MPa) [10]		LCPC [20]	Analyse chimique	ATG [20]
3 mois	13,7	14,5	175	173	2,1	20,7	19,5
6 mois	14,5	13,8	339	553	1,8		10,0
9 mois	14,1	14,0					6,7

⁽¹⁾ : P_{Hg max} = 400 MPa (prétraitement : étuvage sous vide à T = 45 °C pendant 14 jours en présence de gel de silice)

On notera que les valeurs obtenues par les différentes méthodes (expérimentales ou de calcul) pour le coefficient de diffusion des chlorures *apparent*, respectivement *effectif*, sont cohérentes entre elles (cf. Tableaux A12.4 et A12.6). Les coefficients de diffusion *apparents* obtenus par essai de diffusion apparaissent particulièrement faibles pour les bétons B80-S et B80-C. Ces résultats peuvent être attribués au faible degré d'hydratation de ces matériaux au début de l'essai. En effet, la mise en contact de la surface sciée de l'échantillon avec la solution diffusante pendant 3 mois (après saturation de l'échantillon), est susceptible de relancer l'hydratation, et donc de modifier la microstructure du matériau [BARO 02a].

En ce qui concerne les mesures par intrusion de mercure (cf. Tableau A12.4), la différence enregistrée sur les résultats fournis par les modes opératoires résulte ici essentiellement de la différence de porosimètres : une pression maximale de mercure P_{max} = 400 MPa permet d'étendre l'investigation jusqu'à des pores de rayon moyen r_p = 1,8 nm, alors que P_{max} = 200 MPa ne permet d'explorer les pores que jusqu'à r_p = 3,7 nm [20].

La valeur élevée de perméabilité aux gaz enregistrée pour le béton B80-C peut s'expliquer par une fissuration des éprouvettes à l'issue du protocole de séchage jusqu'à 105 °C.

On notera que, même après l'échéance de 3 mois, les propriétés des bétons à forte teneur en cendres volantes (addition pouzzolanique à cinétique lente) sont susceptibles d'évoluer (cf. Tableau A12.7), illustrant les limites des notions d'indice d'activité et de coefficient de prise en compte pour ces additions, tels qu'ils sont définis au § 5.3.

A12.3.2. Résultats de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction

Les résultats de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction sont présentés dans les tableaux A12.8 et A12.9 et en figures A12.1, A12.2 et A12.3. Les numéros des formules de béton correspondent aux numéros des combinaisons de mélanges granulaires donnés au tableau A12.3.

La figure A.12.1, illustrant la cinétique de dissolution de la silice obtenue selon le mode opératoire décrit au § 7.3.1 pour différents mélanges granulaires sans addition, montre que l'indicateur chimique *quantité de silice libérable* permet, à partir de 14 jours d'essai, d'évaluer correctement la réactivité de mélanges granulaires gravillon-sable exempts d'addition [29]. Les courbes mettent ainsi en évidence différentes familles de réactivité (PRP, PR et NR) (cf. Tableau A12.8 et figure A12.1). On notera toutefois que tous les mélanges ne sont pas stables à l'échéance de 28 jours.

En présence d'additions minérales (FS, CV ou fillers calcaires), l'essai ne fournit pas d'information pertinente (cf. Figure A12.2). Pour un même mélange gravillon-sable, la cinétique ne permet pas de distinguer les effets de l'incorporation de FS, CV ou fillers calcaires. En effet, en présence d'additions minérales (laitier, CV, pouzzolanes, farines siliceuses ou fumées de silice), il y a une tendance forte pour la silice à passer en solution. Cependant, cette tendance ne doit pas être interprétée comme la source d'un risque potentiel d'alcali-réaction. Pour ce qui concerne les farines calcaires, elles ne libèrent pas de silice et pour cause, elles sont en général issues de calcaires francs à plus de 96 % de CaCO_3 . Dans ces conditions, leur présence est un diluant qui abaissera la quantité de silice extractible du matériau.

Tableau A12.8 : Résultats de la campagne expérimentale relative aux indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction : réactivité des mélanges granulaires évaluée à partir de la quantité de silice libérable (cinétique de dissolution de la silice)

Combinaison de mélange granulaire	Teneur en SiO_2 solubilisée (en mol.L^{-1})			Résultat
	Valeur à 3 jours	Valeur à 14 jours	Valeur à 28 jours	
1	0,0127	0,0596	0,1171	PR
2	0,0403	0,3702	0,5753	PRP
3	0,1196	0,6223	0,8309	PRP
4	0,0196	0,1753	0,2935	PR
5	-	-	-	-
6	-	-	-	-
7	0,0416	0,0890	0,1030	PR
8	0,0194	0,0583	0,1010	PR
9	-	0,0175	0,0262	NR
10	-	0,1272	0,1858	PR
11	0,0134	0,0547	0,1375	PR

NR : non réactif

PR : potentiellement réactif

PRP : potentiellement réactif à effet de pessimum

Les mesures de *déformations de gonflement sur éprouvettes de béton* (indicateur macroscopique) sur les 8 formules choisies ont été prolongées jusqu'à l'âge de 24 mois, échéance où l'on observe une quasi-asymptote pour l'expansion pour toutes les formules

(cf. Figure A12.3a). Toutefois, les résultats confirment que dès l'échéance de 5 mois (cf. § 7.3.3), l'essai est pertinent pour fixer des critères de jugement sur la stabilité à long terme d'une formule de béton et qu'il permet d'apprécier le caractère "retardateur" des additions minérales (en particulier celui des fumées de silice) (cf. Figures A12.3a et b).

On constate qu'à l'échéance de 12 mois les valeurs d'expansion sont très variables. Les bétons peuvent se classer en deux catégories, suivant la valeur de l'expansion à cette échéance :

- les bétons franchement stables : expansion de 0 à 300 $\mu\text{m}/\text{m}$: bétons 2 et 3,
- les bétons expansifs : expansion au-delà de 300 $\mu\text{m}/\text{m}$: autres bétons.

Jugés sur le critère de 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 3 mois (cf. Tableau A12.9), les bétons 5 (gravillons PR à cinétique lente) et 7 (fumée de silice) auraient été qualifiés à tort de stables, alors qu'ils conduisent à une expansion significative bien que modérée à 12 mois. Dans une notion inverse de risque (risque producteur), notons qu'aucun des bétons qualifiés d'expansifs à 3 mois (formules 1, 4, 6 et 8) n'aurait été jugé stable à 12 mois.

Un seul critère basé sur la valeur à une échéance intermédiaire, et a fortiori sur la valeur à l'échéance de 3 mois, relativement à l'essai de performance, n'est pas suffisant. Il est nécessaire de prendre en compte également la cinétique du phénomène. La cinétique d'expansion est en effet très variable d'une formule à l'autre. Par exemple, pour les bétons incorporant des granulats à cinétique lente ou des additions pouzzolaniques (cas également, bien que non testé ici, des ciments à forte proportion de constituants pouzzolaniques de type CEM III, CEM IV et CEM V), le décalage du démarrage de l'expansion présente l'inconvénient de rendre plus difficile, par des mesures à court terme, la détection du caractère réellement expansif. Cependant, si ce ralentissement s'accompagne d'une réduction notable de la valeur finale (asymptotique), le béton est alors dans ce cas acceptable vis-à-vis de sa stabilité à long terme.

Si l'on examine les courbes d'expansion des formules à cinétique lente telles que 5 et 7, on observe que le béton 5 est proche de la limite de 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 3 mois et qu'il franchit cette barre juste après cette échéance et avant la suivante (4 mois). Il n'en va pas tout à fait de même avec le béton 7 qui est bien en dessous de 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 3 mois et qui ne franchit cette barre qu'après 6 mois. Il faut en effet attendre la mesure à 9 mois pour avoir la confirmation nette de cette tendance. En conclusion, ces deux bétons, qui sont équivalents en terme d'expansion finale (asymptotique) et qui présentent tous les deux une cinétique lente, ont une évolution intermédiaire très différente rendant inapplicable un critère d'évaluation unique à 3 mois : la formule 7 a une cinétique deux fois plus lente que la formule 5.

Il ressort de cette analyse que lorsque le critère de 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 3 mois n'est pas suffisant, l'évolution entre 2 et 5 mois semble être le paramètre (à échéance la plus courte possible) pouvant conduire à classer les formules à cinétique lente dans la catégorie adéquate. De plus, le résultat d'expériences telles que celles-ci illustre que les pentes retenues (expansion inférieure à 25 $\mu\text{m}/\text{m}$ par mois et 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ au total entre 2 et 5 mois), dans le cadre de la nouvelle norme [24], semble être un critère convenable (cf. Tableau A12.9).

Tableau A12.9 : Résultats relatifs à la campagne expérimentale "Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction" : déformations de gonflement mesurées sur éprouvettes de béton

		Déformation à 3 mois ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Déformation à 5 mois ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Déformation à 12 mois ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Pente sur 0-3 mois ($\mu\text{m}/(\text{m}.\text{mois})$)	Pente sur 3-5 mois ($\mu\text{m}/(\text{m}.\text{mois})$)
Bétons stables	formule 2	177	188	201	64	5,5
	formule 3	57	83	95	19	13
Bétons expansifs à cinétique lente	formule 5	185	367	520	60	91
	formule 7	92	164	388	30	36

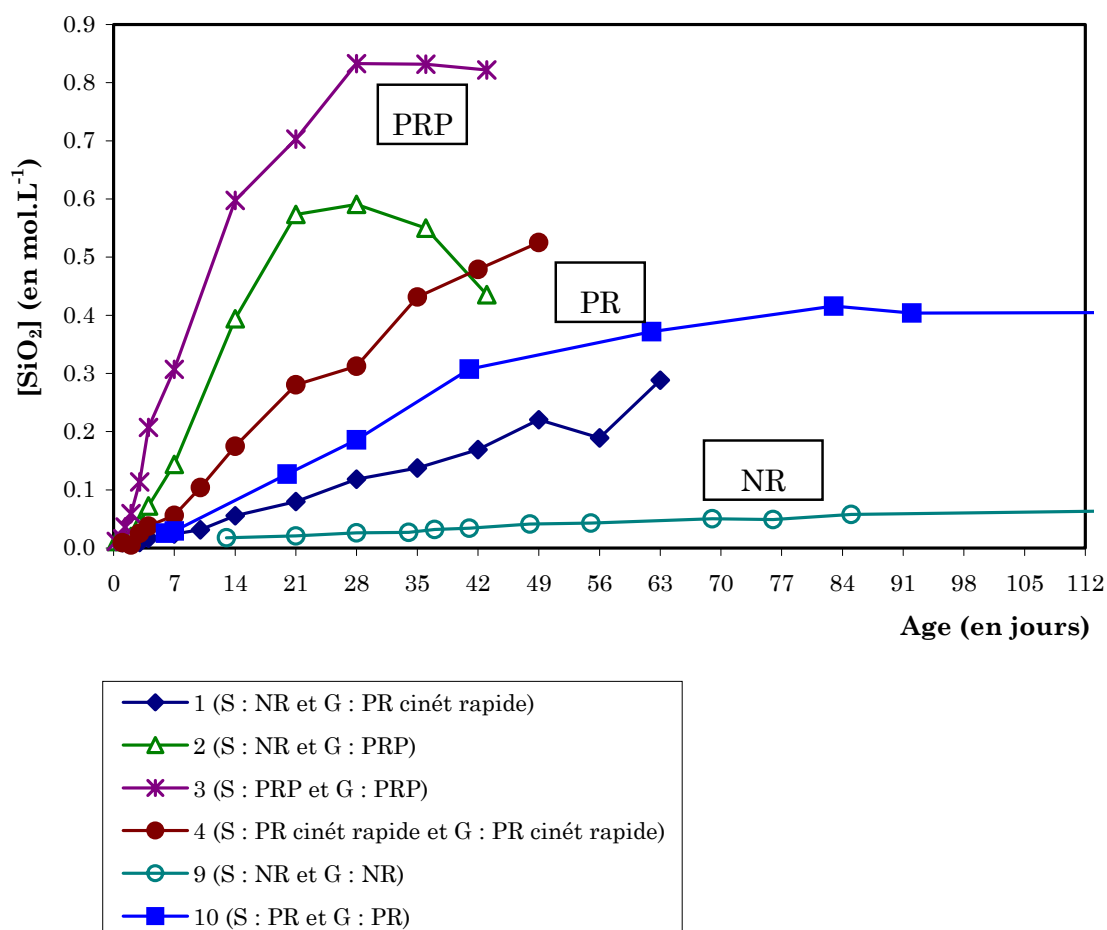


Figure A12.1 : Cinétiques de dissolution de la silice (cf. § 7.3.1) pour différents mélanges granulaires sans addition, et réactivité déduite pour ces mélanges.

*S : sable
G : gravillon*

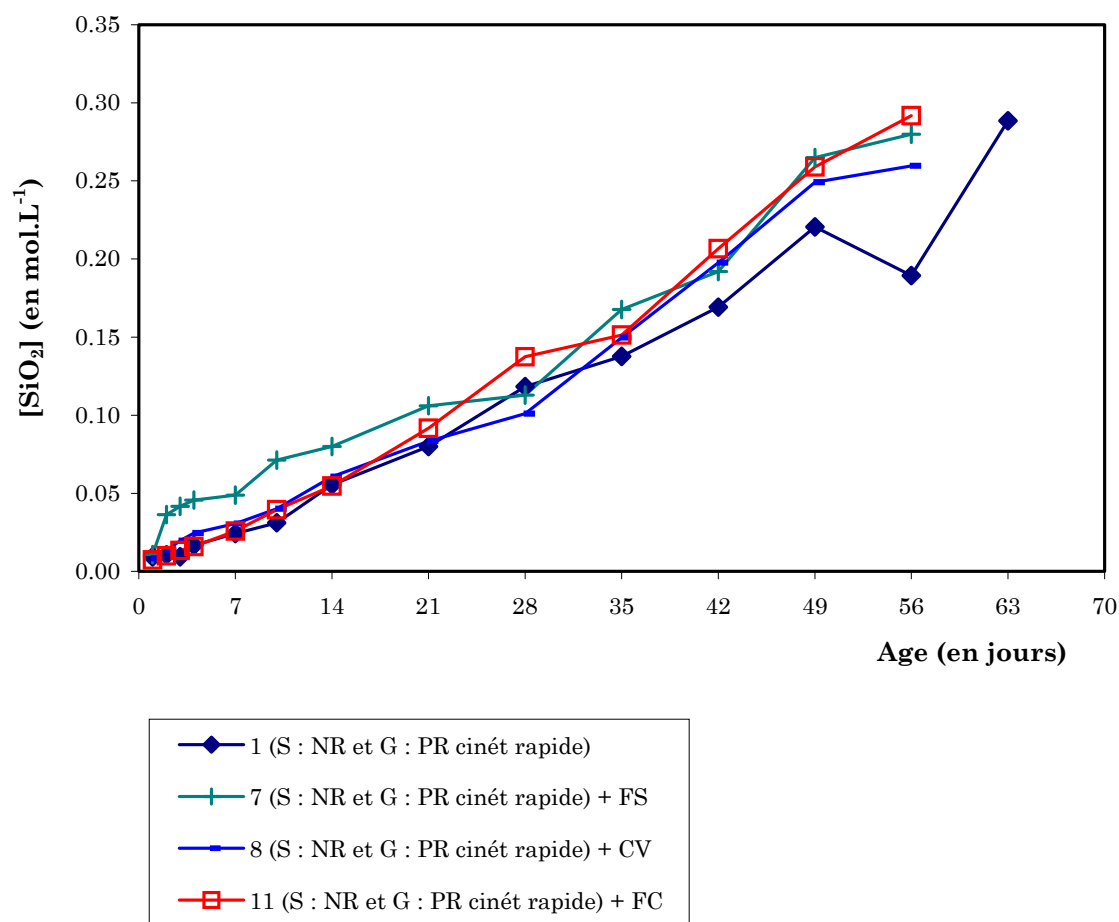
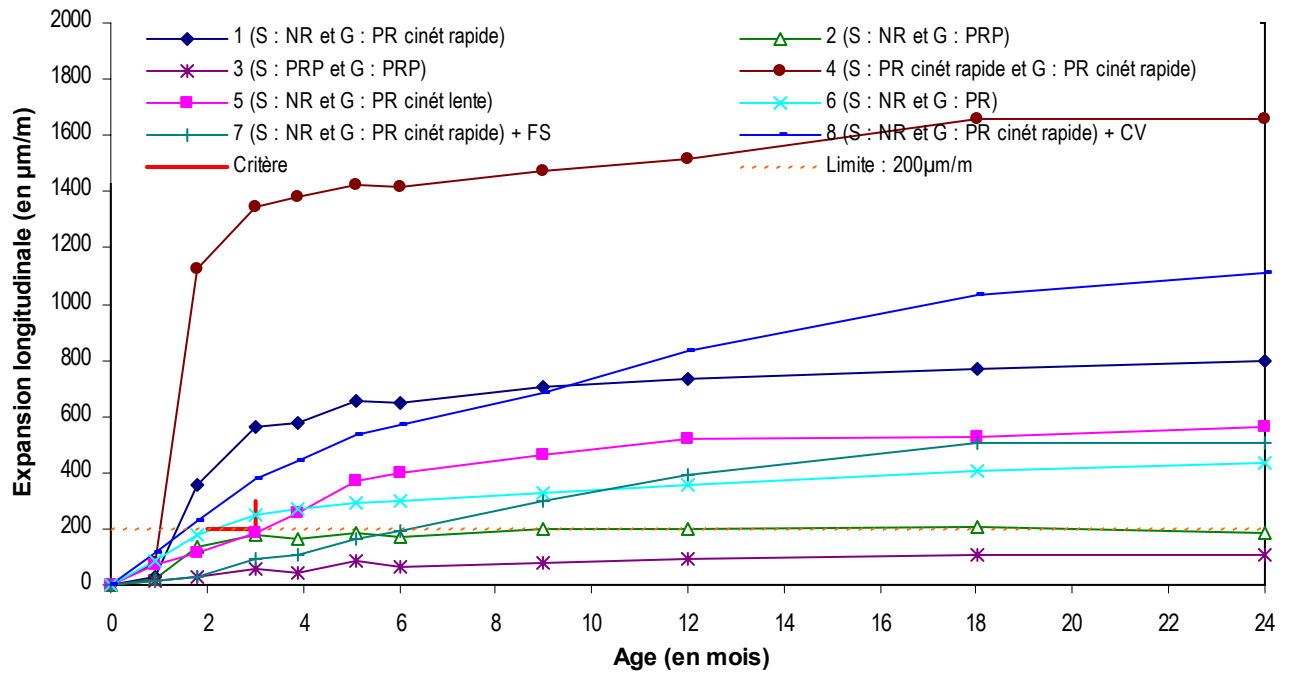


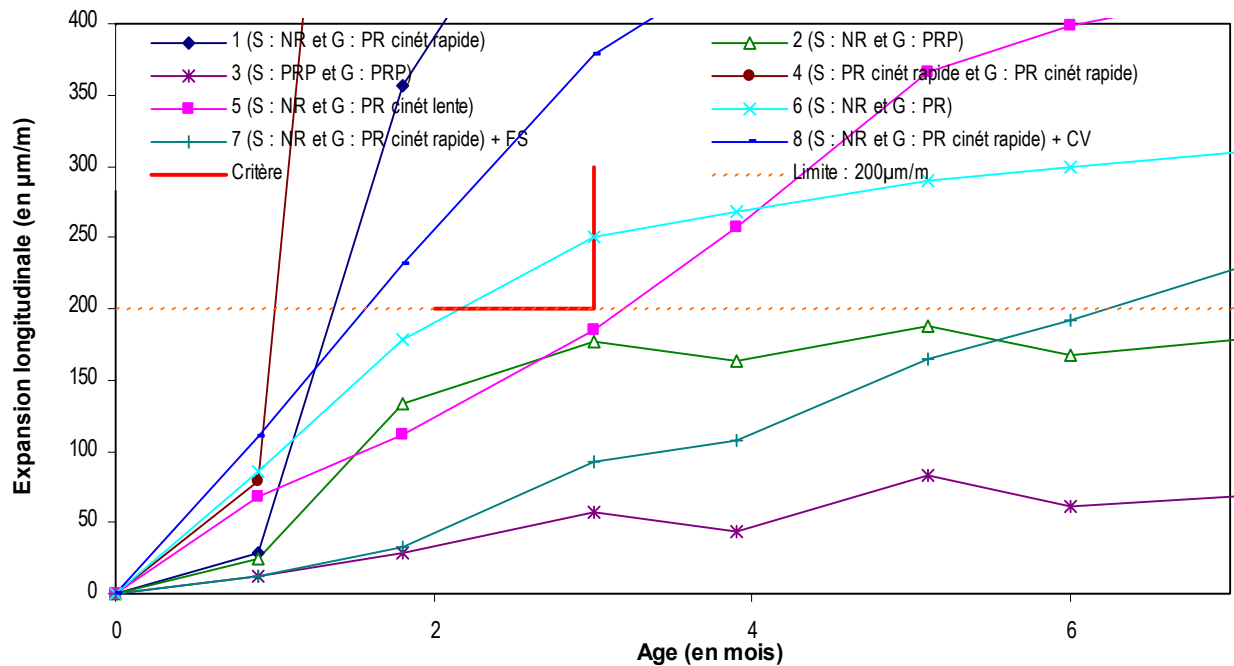
Figure A12.2 : Cinétiques de dissolution de la silice (cf. § 7.3.1) pour différents mélanges granulaires (sable NR) avec additions (FS, CV ou filler calcaire).

S : sable

G : gravillon



a) jusqu'à l'échéance de 24 mois



b) jusqu'à l'échéance de 7 mois (zoom de a)

Figure A12.3 : Résultats expérimentaux de déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (dopé en alcalins), selon la composition granulaire, et positionnement par rapport à la limite de gonflement admissible (cf. § 7.3.3).

S : sable

G : gravillon

ANNEXE 13

Exemples de validation des spécifications (valeurs limites) relatives au coefficient de diffusion *apparent* des chlorures en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée

A13.1. Introduction et hypothèses générales

Cette annexe présente les valeurs du coefficient de diffusion *apparent* des chlorures calculées à partir de différents modèles appliqués en conditions saturées. Ces calculs ont été menés dans le but de valider les spécifications (valeurs limites) proposées dans le tableau 13 (cf. § 9.2), en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée. Les types d'environnement concernés ici sont les types 5, 6 et 7 (cf. § 9.1.2, Tableau 11). Ils seront caractérisés par deux paramètres : la température et la concentration équivalente en chlorures libres à la surface (cf. § A13.2.2), dont les valeurs choisies sont indiquées dans le tableau A13.1.

Tableau A13.1 : Caractéristiques des types d'environnement

Type d'environnement (cf. Tableau 11)	Concentration équivalente en chlorures libres à la surface (g de Cl ⁻ / litre de solution)	Température choisie (°C)
5 - Exposition aux sels marins ou de déverglaçage, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	10 à 100	15
6 - Immersion dans l'eau contenant des chlorures	20	15
7 - Zone de marnage	50	15

Deux types de modèles de pénétration des ions chlorure ont été mis en œuvre ici :

- modèles empiriques basés sur la seconde loi de Fick, en adoptant une démarche déterministe (cf. Annexe 9) ou probabiliste du type DURACRETE (cf. Annexe 5),
- modèles physiques du type LERM (cf. Annexe 8).

Etant donné que les recommandations s'adressent à des catégories variées d'ouvrages et que l'analyse ne peut pas prendre en compte d'une manière détaillée les spécificités de chaque condition d'exposition possible, il a été choisi ici d'adopter une démarche basée sur des modèles simplifiés. Les calculs sont basés sur les hypothèses suivantes :

- le béton est considéré comme un matériau poreux homogène et saturé,
- la température est constante,
- la concentration en ions chlorure à la surface est constante,

- les interactions ioniques et la variation du coefficient de diffusion dans le temps sont exclusivement prises en compte par des coefficients de correction affectant le coefficient de diffusion.

De nombreuses expériences ont montré que le coefficient de diffusion des ions chlorure diminuait avec le temps sous l'effet de la variation de la microstructure du béton d'enrobage. Le coefficient de diffusion sera donc, selon le modèle considéré, affecté d'un coefficient $A(t)$ traduisant cette variation dans le temps (fonction du type de ciment, de la formulation, ...). Le coefficient $A(t)$ peut être exprimé sous la forme (A13.1), souvent utilisée dans le cadre du suivi d'ouvrages d'art réels :

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a \quad (\text{A13.1})$$

avec t_0 : temps de référence,
 t : temps d'exposition,
 a : coefficient de vieillissement.

Dans le cas de la corrosion induite par les chlorures, et conformément au choix de ce guide définissant la durée de vie comme la fin de la période d'incubation, l'état-limite de service correspond à une concentration en chlorures au niveau du premier lit d'armatures (enrobage) égale à la concentration *critique* (ELS 1) (cf. § 5.1.3, § 10.1 et annexe 5). Pour chaque type d'environnement, la valeur maximale admissible du coefficient de diffusion *apparent* est celle qui permet d'atteindre la durée de vie souhaitée et donc cette concentration *critique* au niveau du premier lit d'armatures (cf. Figure A13.1). La concentration en chlorures libres *critique* est choisie égale à 6,7 g par litre de solution interstitielle. Cette valeur correspond à $[Cl^-]/[OH^-] = 0,6$, comme présenté au § 5.1.3 et en annexe 9.

A13.2. Modèles empiriques de pénétration des ions chlorure

A13.2.1. Modèle général

Pour une structure en immersion permanente, l'analyse du profil de concentration en chlorures au temps t permet de calculer le coefficient de diffusion *apparent* des chlorures. En effet, la concentration en chlorures à la surface du béton et le coefficient de diffusion peuvent être déterminés selon l'approche adoptée lors d'un essai de diffusion en régime non-stationnaire (cf. § 7.2.2.2), en opérant une corrélation entre la solution de la seconde loi de Fick et le profil à une échéance donnée [20].

Dans ces conditions, et en considérant une concentration en chlorures initiale nulle dans le matériau, le profil de concentration en ions chlorure dans une structure en immersion permanente est donné par (A13.2) :

$$C(x,t) = C_s \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{app}}(t) \cdot \alpha \cdot t}} \right] \quad (\text{A13.2})$$

avec C_s : concentration en chlorures à la surface du béton,
 $C(x,t)$: concentration en chlorures au temps t et à une distance x de la surface,

$D_{app}(t)$: coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure,
 t : temps d'exposition (s),
 erf : fonction erreur,
 α : coefficient de correction d'interaction des flux ioniques, traduisant l'influence de la concentration en ions chlorure sur le coefficient de diffusion (cf. Annexe 9, § A9.4, Equation A9.6).

Le coefficient de diffusion $D_{app}(t)$ correspond à une diffusion naturelle dans les conditions propres à l'ouvrage étudié. Il peut être calculé à partir du coefficient de diffusion obtenu en laboratoire dans d'autres conditions (T , $[Cl]$, migration ou diffusion, ...). Par exemple, lorsque le coefficient de diffusion est déterminé par un essai de migration en régime non stationnaire à une température T_{ref} , D_{app} peut être calculé selon (A13.3) :

$$D_{app}(t) = k_e \cdot D_{ns(mig)}(t_0) \cdot k_t \cdot A(t) \quad (A13.3)$$

avec k_t : paramètre de corrélation entre essai accéléré et pénétration de chlorures en conditions "naturelles",

$k_e = \exp(b_e \cdot (\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}}))$: paramètre traduisant la dépendance en fonction

de la température, où :

b_e : constante d'Arrhénius (prise ici égale à 4800 K),
 T_{ref} : température de référence (20 °C),
 T_{real} : température de la structure.

Bien que le coefficient de diffusion $D_{ns(mig)}$ obtenu par essai de migration en régime non stationnaire soit généralement supérieur à celui obtenu par essai de diffusion $D_{ns(dif)}$, le coefficient k_t sera dans la suite considéré comme égal à 1.

A13.2.2. Conditions d'exposition

L'équation A13.2 n'est rigoureusement valable que pour des concentrations de surface constantes, c'est-à-dire pour le type d'environnement 6 (et dans le cas où le béton est saturé). Dans la pratique, la concentration à la surface évolue dans le temps en fonction principalement des conditions environnementales. Ceci doit en particulier être pris en compte dans les structures où les conditions aux limites varient notablement et périodiquement (zones de marnage ou soumises aux embruns). Dans ces structures, la zone superficielle du béton est soumise à des cycles d'humidification-séchage, induisant un transport convectif des ions sur une épaisseur Δx . Cette zone est appelée *zone de convection* (cf. § 5.1.2 et figure 11). Dans cette zone d'épaisseur Δx , le profil de concentration en chlorures ne suit pas la solution de la seconde loi de Fick. Ce phénomène de convection peut être abordé de deux façons :

- sur la base de l'équation A13.2 en modulant la concentration de surface C_s et en faisant appel à la notion de concentration de surface équivalente C_{seq} . En effet, les profils de concentration en chlorures couramment rencontrés dans ces conditions sont équivalents, à partir de la profondeur Δx , à un profil de diffusion où C_{seq} représenterait l'extrapolation, au niveau de la surface, du profil obtenu à partir de l'épaisseur Δx (cf. Figure A13.2 et § A13.2.3).
- par l'équation (A13.4), qui permet de prendre en compte la zone de convection, ainsi que l'évolution dans le temps du coefficient de diffusion (cf. § A13.2.4) :

$$C(x,t) = C_{S,\Delta x} \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{app}}(t) \cdot t}} \right] \quad (\text{A13.4})$$

avec Δx : épaisseur de béton pour laquelle le profil de concentration en chlorures diffère de la solution de la seconde loi de Fick,
 $C_{S,\Delta x}$: concentration en chlorures à la profondeur Δx dépendant de l'environnement,
 $D_{\text{app}}(t)$: coefficient de diffusion *apparent* des chlorures au temps t .

Ces deux approches permettent en particulier de décrire les conditions correspondant aux types d'environnement 5 et 7.

A13.2.3 - Approche déterministe

Le calcul consiste en l'estimation du profil de concentration en chlorures selon l'équation (A13.2).

A13.2.3.1 - Données complémentaires

Des valeurs forfaitaires ont été choisies pour les données complémentaires nécessaires (cf. Tableau A13.2).

Tableau A13.2 : Valeurs des données complémentaires

Paramètre	Valeur choisie
Enrobage [26], [27]	50 mm
Paramètre de vieillissement : $A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a$	$t_0 = 3$ mois $a = 0,6^{(*)}$

() : le coefficient a dépend du type de ciment, de la formule de béton, La valeur adoptée ici est représentative d'un BHP formulé avec un ciment aux cendres volantes.*

A13.2.3.2 - Résultats

Les résultats obtenus pour le coefficient de diffusion *apparent* des chlorures sont résumés dans le tableau A13.3.

Tableau A13.3 : Valeurs maximales admissibles du coefficient de diffusion apparent des chlorures obtenues en appliquant le modèle empirique et l'approche déterministe ($t_0 = 90$ jours)

Durée de vie (ans)	Type d'environnement	C _{seq} (g·L ⁻¹)	Coef. de diffusion <i>apparent</i> (10 ⁻¹² m ² ·s ⁻¹)
30	5	100	7,3
		10	79
	6	20	20
	7	50	10
50	5	100	6,0
		10	63
	6	20	16
	7	50	8,2
100	5	100	4,6
		10	47
	6	20	12
	7	50	6,2
120	5	100	4,3
		10	44
	6	20	11,4
	7	50	5,7

A13.2.4. L'approche probabiliste du type DURACRETE

La modélisation est ici basée sur l'équation (A13.4).

A13.2.4.1 - Données complémentaires

Chaque paramètre de l'équation (A13.4) est affecté d'une distribution, telle que présentée dans le tableau A13.4. Les valeurs sont issues des bases de données établies au cours des programmes de recherche Européens *DURACRETE* et *DARTS* [36], [58].

Tableau A13.4 : Distributions adoptées pour les paramètres du modèle dans les calculs réalisés

Paramètre	Unité	Distribution	Valeur moyenne	Ecart-type
C₀	(g/litre de solution)	Constante	0	-
C_{S,Δx}	(g/litre de solution)	Constante	(cf. Tableau A13.1)	-
Δx	(mm)	Beta-distribution 0<Δx<50	8,9 (type d'env. 7) 0 (type d'env. 5 et 6)	5,6
T_{real}(k_e)	(K)	Distribution Normale	288	5
T_{ref}(k_e)	(K)	Constante	293	-
b_e(k_e)	(-)	Distribution Normale	4800	700
D_{ns(mig)}	(m ² .s ⁻¹)	Distribution Normale	x · 10 ⁻¹²	1 · 10 ⁻¹²
k_t	(-)	Constante	1.0	
a	(-)	Beta-distribution 0<a<1	0,6	0,07
C_{crit}	(g/litre de solution)	Constante	6,7	-
d_c	mm	Beta-distribution 0<d _c <250	50,0	5,0

A13.2.4.2 - Calcul et résultats

Conformément à la définition de la durée de vie choisie, l'équation d'état-limite (A13.5) est à considérer dans l'évaluation de l'indice de fiabilité g :

$$g(C_{crit}, C(x = e, T)) = C_{crit} - \left\{ C_{S, \Delta x} \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(T) \cdot T}} \right] \right\} \quad (A13.5)$$

avec C_{crit} : concentration *critique* en chlorures (g/litre de solution),
 e : enrobage (mm),
 T : durée de vie souhaitée (a).

La valeur du coefficient de diffusion *apparent* nécessaire pour obtenir un indice de fiabilité de 1,5 au bout de la durée de vie souhaitée (cf. Annexe 5) est reportée dans le tableau A13.5. Les calculs sont effectués sur la base des paramètres détaillés dans le tableau A13.4 et de la méthodologie décrite dans les paragraphes précédents. Les simulations probabilistes (sur la base de tirages du type Monte-Carlo) sont réalisées avec le logiciel *@Risk*.

Tableau A13.5 : Valeurs du coefficient de diffusion apparent des chlorures obtenues en appliquant l'approche probabiliste DURACRETE ($t_0 = 90$ jours et indice de fiabilité de 1,5)

Durée de vie (ans)	Type d'environnement	$C_{s,\Delta x}$ (g · L ⁻¹)	Coef. de diffusion <i>apparent</i> (10 ⁻¹² m ² · s ⁻¹)
30	5	100	2,6
		10	46
	6	20	10
	7	50	3,8
50	5	100	2,0
		10	39
	6	20	8,0
	7	50	3,0
100	5	100	1,5
		10	30
	6	20	5,5
	7	50	2,0
120	5	100	1,3
		10	27
	6	20	5,0
	7	50	1,5

A13.3. Modèles physiques du type LERM

A13.3.1. Cas d'un coefficient de diffusion constant

Le tableau A13.6 présente les résultats obtenus avec le modèle du LERM (cf. Annexe 8) en considérant un coefficient de diffusion constant et mesuré à l'échéance de 90 jours.

Tableau A13.6 : Valeurs du coefficient de diffusion apparent des chlorures obtenues en appliquant le modèle du LERM avec l'hypothèse d'un coefficient de diffusion constant au cours du temps (mesuré à l'échéance de 90 jours)

Durée de vie (ans)	Type d'environnement	C_s (g · L ⁻¹)	Coef. de diffusion apparent (10 ⁻¹² m ² ·s ⁻¹)
30	5	100	0,35
		10	7,0
	6	20	1,5
	7	50	0,60
50	5	100	0,20
		10	4,0
	6	20	0,80
	7	50	0,35
100	5	100	0,15
		10	2,0
	6	20	0,40
	7	50	0,25
120	5	100	0,10
		10	1,0
	6	20	0,35
	7	50	0,15

A13.3.2. Cas d'un coefficient de diffusion variable dans le temps

Le tableau A13.7 présente les résultats obtenus avec le modèle du LERM en considérant un coefficient de diffusion variable entre 1 jour et 10 ans (cf. Equation A13.1).

Tableau A13.7 : Valeurs du coefficient de diffusion apparent des chlorures obtenues en appliquant le modèle du LERM avec l'hypothèse d'un coefficient de diffusion variable au cours du temps

Durée de vie (ans)	Type d'environnement	C _s (g · L ⁻¹)	Coef. de diffusion <i>apparent</i> (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)
30	5	100	1,5
		10	40
	6	20	15
	7	50	5,0
50	5	100	0,50
		10	15
	6	20	5,0
	7	50	1,5
100	5	100	0,30
		10	12
	6	20	3,0
	7	50	1,0
120	5	100	0,20
		10	10
	6	20	2,0
	7	50	0,50

A13.4. Synthèse des résultats des simulations numériques

Le tableau A13.8 rassemble les valeurs obtenues pour le coefficient de diffusion *apparent* des chlorures par les différents calculs décrits dans cette annexe. Ces valeurs peuvent être comparées aux spécifications-types choisies (cf. § 9.2, Tableau 13).

Tableau A13.8 : Synthèse des valeurs obtenues pour le coefficient de diffusion apparent des chlorures par les différents modèles mis en œuvre

Durée de vie (ans)	Type d'envir.	C _s (g·L ⁻¹)	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> (10 ⁻¹² m ² .s ⁻¹)				
			Modèles empiriques		Modèle physique		Tendance moyenne (modèles)
			App. déterm.	App. proba. ^(*) type DURACRETE	LERM (coef. variable)	LERM (coef. constant)	
30	5	100	7,3	2,6	1,5	0,35	3
		10	79	46	40	7,0	43
	6	20	20	10	15	1,5	12
	7	50	10	3,8	5,0	0,60	5
50	5	100	6,0	2,0	0,50	0,20	2
		10	63	39	15	4,0	30
	6	20	16	8,0	5,0	0,80	7,5
	7	50	8,2	3,0	1,5	0,35	3,5
100	5	100	4,6	1,5	0,30	0,15	1,5
		10	47	30	12	2,0	23
	6	20	12	5,5	3,0	0,40	5
	7	50	6,2	2,0	1,0	0,25	2,5
120	5	100	4,3	1,3	0,20	0,10	1,5
		10	44	27	10	1,0	21
	6	20	11	5,0	2,0	0,35	4,5
	7	50	5,7	1,5	0,50	0,15	2

^(*) : indice de fiabilité : 1,5 (cf. § A13.2.4.2 et annexe 5, § A5.2)

Rappelons ici que les valeurs présentées dans le tableau A13.8 dépendent strictement des entrées et des hypothèses de base des modèles. Le changement d'une donnée d'entrée conduit à la modification du résultat.

En particulier, la validité des hypothèses simplificatrices permettant dans cette annexe de se ramener, quel que soit le type d'environnement considéré, à une diffusion dans un matériau saturé, dépend du matériau et des conditions exactes d'exposition. Par exemple, l'épaisseur de la zone de convection dépendra des propriétés de transport du béton et du gradient d'humidité relative entre le cœur et la surface de la structure. De plus, le coefficient de diffusion sera lui-même fonction du taux de saturation du matériau (cf. § 6.2.4). De même, l'évolution du coefficient de diffusion dans le temps, qui a une grande influence sur le critère de durabilité, dépend de paramètres tels que la nature du ciment, la formulation du béton, la cure, la température, ... Rappelons enfin que les données issues de la littérature montrent une importante dispersion des valeurs du seuil de corrosion et donc de la concentration *critique* (cf. Annexe 1).

Pour toutes ces raisons, les valeurs présentées dans le tableau A13.8 permettent plutôt de dégager des tendances et fournissent notamment la fourchette de variation du coefficient de diffusion *apparent* des chlorures. On notera toutefois que, sur la base des quatre types de modèles mis en œuvre ici (qui couvrent l'ensemble des types de modèles existants) et en particulier sur la base de la moyenne des coefficients de diffusion ainsi obtenus (qui correspond également à la valeur obtenue avec le modèle empirique probabiliste), les spécifications du tableau 13 (cf. § 9.2) sont toutes validées.

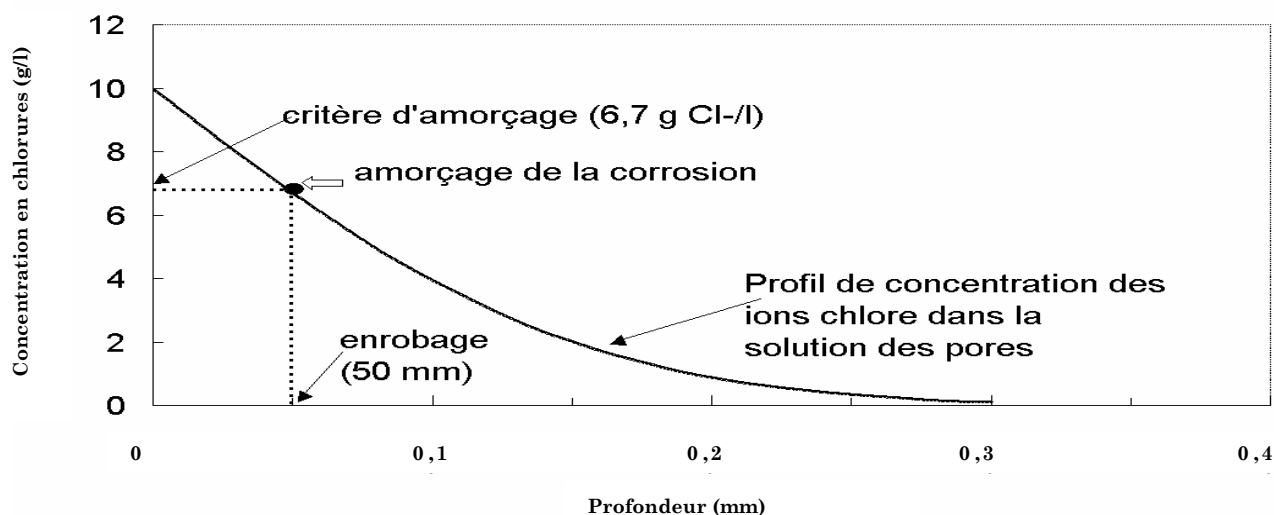


Figure A13.1 : Profil de concentration en chlorures libres à la fin de la durée de vie souhaitée. Le critère de dépassement (amorçage de la corrosion) est satisfait au droit du premier lit d'armatures.

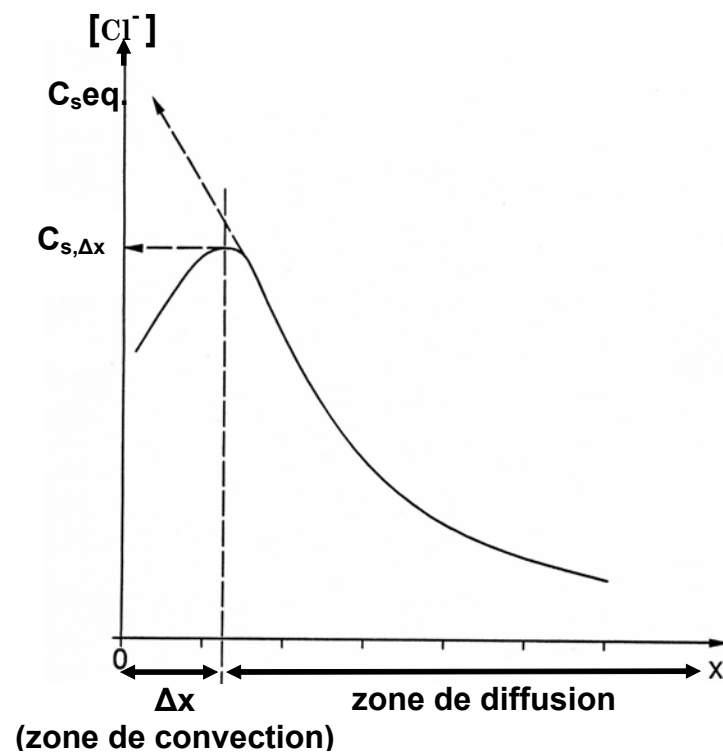


Figure A13.2 : Profil type de concentration en ions chlorure dans un béton soumis à des cycles d'humidification-séchage. Détermination de la concentration de surface équivalente $C_{seq.}$ par extrapolation du profil.

ANNEXE 14

Exemples de validation des spécifications relatives à la prévention de la corrosion induite par carbonatation - Utilisation du modèle de Papadakis & al.

A14.1. Introduction et hypothèses générales

Cette annexe présente le calcul de la durée de vie, tel qu'il a été défini dans ce guide vis-à-vis de la carbonatation (*i.e.* temps nécessaire pour que la profondeur de carbonatation atteigne le premier lit d'armatures, c'est-à-dire l'enrobage réglementaire de 30 mm), dans le cas de bétons de formulation simple (cf. Tableau A14.1) dont les propriétés permettent de couvrir les 3 premiers niveaux d'exigence des spécifications proposées dans le tableau 13 (cf. § 9.2).

Le calcul est réalisé à partir du modèle de *Papadakis & al.* [PAPA 91a], [PAPA 91b], [PAPA 91c], dont la théorie est présentée en annexe 6. La portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ est considérée ici comme l'unique source de matière carbonatable. Cette hypothèse sécuritaire est satisfaisante si l'on admet que la portlandite est le principal hydrate qui régit le pH de la solution interstitielle des bétons. La quantité de portlandite initiale à réagir (estimée en moles par unité de volume de béton pour les besoins du modèle) a été déterminée ici de trois manières différentes.

A14.1.1. Méthode (A) de calcul, dite de *Bogue*, de la teneur en portlandite

Cette méthode suppose une hydratation complète de C_2S et C_3S . On notera que cette hypothèse surestime la teneur en portlandite dans le cas des bétons très poreux soumis à une dessiccation (conditions *in situ* de cycles d'humidification-séchage, par exemple), qui ont une quantité d'eau disponible pour l'hydratation réduite. Le calcul se déroule selon les étapes suivantes :

- 1- estimation des fractions massiques des phases C_3S et C_2S dans le ciment utilisé, par la méthode de *Bogue*,
- 2- calcul de la teneur en C_3S et C_2S de la formule de béton utilisée : $n_{\text{C}_3\text{S}}$ et $n_{\text{C}_2\text{S}}$ (en moles par unité de volume de béton),
- 3- calcul de la concentration en portlandite dans le béton $n_{\text{Ca}(\text{OH})_2}$, à partir d'une hypothèse simplificatrice sur l'hydratation. On considère ici que le rapport C/S des C-S-H formés est 1,5. On démontre alors que $n_{\text{Ca}(\text{OH})_2} = (3/2) \cdot n_{\text{C}_3\text{S}} + (1/2) \cdot n_{\text{C}_2\text{S}}$.

Remarque : Cette méthode de calcul ne permet pas d'estimer la quantité de portlandite dans les bétons contenant des additions pouzzolaniques, puisqu'elle n'intègre pas la consommation d'une fraction de la quantité de portlandite par réaction pouzzolanique.

A14.1.2. Méthode (B) de calcul de la teneur en portlandite à partir de la formulation (cf. § 7.2.5.3, relation (16))

Seuls les C_3S sont considérés ici comme source de portlandite. Cette méthode offre la possibilité de prendre en compte une hydratation partielle des C_3S , résultat d'une quantité d'eau de gâchage inférieure à la quantité requise pour l'hydratation complète du ciment (cas des BHP, par exemple).

A14.1.3. Méthode (C) de mesure directe de la teneur en portlandite par ATG dans le cas des bétons poreux (cf. § 7.2.5.1)

Comme évoqué précédemment, dans les bétons poreux exposés aux conditions naturelles (*in situ*), la quantité de portlandite formée peut être nettement inférieure à la valeur théorique (déduite à partir des méthodes (A) ou (B), par exemple) du fait d'une forte dessiccation en surface. Une mesure par ATG peut dans ce cas permettre d'accéder directement à la teneur en portlandite réelle dans le matériau [BARO 04].

A14.1.4. Calcul de la durée de vie

Le temps requis pour que la profondeur de carbonatation atteigne une profondeur $X_c = 30 \text{ mm}$ est donné par la relation (A14.1) :

$$t = \frac{X_c^2 \cdot n_{Ca(OH)_2}^0}{2 \cdot D_{e,CO_2}^c \cdot n_{CO_2}^0} \quad (\text{A14.1})$$

avec

- $n_{Ca(OH)_2}^0$: teneur initiale en portlandite (mol.m^{-3}),
 $n_{CO_2}^0$: teneur initiale en CO_2 de l'atmosphère (mol.m^{-3}) (généralement considérée égale à $0,012 \text{ mol.m}^{-3}$, correspondant à un environnement contenant 0,03 % en volume de CO_2 à $T = 20^\circ \text{C}$),
 D_{e,CO_2}^c : coefficient de diffusion effectif du CO_2 dans le béton carbonaté. Son expression est donnée en annexe 6 (Equation (A6.4)).

Remarque : Dans les environnements urbains et industriels agressifs (tunnels, grands axes routiers, etc.), la fraction volumique de CO_2 peut atteindre 0,1%. La confrontation des spécifications proposées dans le tableau 13 (cf. § 9.2) avec les calculs prédictifs intégrera cette particularité (cf. § A14.2).

A14.2. Simulations réalisées à partir du modèle de Papadakis & al.

Les calculs ont été menés ici pour les conditions climatiques les plus défavorables vis-à-vis de la carbonatation, c'est-à-dire pour le type d'environnement 3 (humidité relative extérieure modérée : $65 < HR < 80 \%$, cf. § 9.1.2, Tableau 11). C'est en effet dans cette situation que l'espace poreux est suffisamment libéré de son eau liquide pour que la diffusion du CO_2 soit optimale, sans toutefois en être dépourvu car alors la dissolution du CO_2 n'aurait pas lieu (cf. § 5.1.1). Les caractéristiques des bétons considérés, ainsi que les niveaux d'exigence automatiquement validés, sont donnés dans le tableau A14.1.

Tableau A14.1 : Caractéristiques des bétons-types utilisés (pour la confrontation des résultats du modèle de Papadakis & al. avec les spécifications proposées dans le tableau 13, cf. § 9.2) et niveaux d'exigence correspondants validés pour le type d'environnement 3

Bétons	"M25" (B20)	"B35"	"BO" (B40)	"M50"	"M75" (B60)
Masse de granulats / m ³ de béton	1906	1898	1936	1743	1833
Masse d'eau / m ³ de béton	193	187,4	172	197	146
Masse de ciment / m ³ de béton	230	300	353	410	461
E/C	0,84	0,62	0,49	0,48	0,32
R _{moy.} à 28 jours (MPa)	22	40	50	55	75
Porosité accessible à l'eau P _{eau} (%) à 90 jours	0,147	0,140	0,122	0,143	0,101
Perméabilité <i>apparente</i> aux gaz (à P _{entrée} = 0,2 MPa et après étuvage à T = 105 °C) K _{gaz} (10 ⁻¹⁸ m ²) à 90 jours	1300	905	262	132	105
Niveau d'exigence automatiquement validé sur la base des seules valeurs de porosité et de perméabilité d'après le tableau 13 (cf. § 9.2)	1	1-2	2	2	3

Les résultats des calculs menés avec le modèle de *Papadakis & al.* et de la confrontation avec les spécifications proposées (cf. Tableau 13, § 9.2) sont présentés dans le tableau A14.2.

Tableau A14.2 : Calcul de la durée de vie (t) à l'aide du modèle de Papadakis & al. et niveaux d'exigence correspondants validés, en considérant différents teneurs en CO₂

Bétons	Méthode de calcul de la teneur en Ca(OH) ₂	"M25" (B20)	"B35"	"BO" (B40)	"M50"	"M75" (B60)
Porosité accessible à l'eau, mesurée <u>après carbonatation</u> ⁽¹⁾		0,139	0,109	0,109	0,0963	0,0963
Porosité de la pâte ε_p (cf. Annexe 6)		0,52	0,39	0,36	0,29	0,39
D _{e,CO2} (m ² .s ⁻¹) (cf. Annexe 6)		1,8x10 ⁻⁸	1,1x10 ⁻⁸	1,1x10 ⁻⁸	6,3x10 ⁻⁸	7,7x10 ⁻⁸
Teneur en portlandite (mol.m ⁻³) estimée par les trois méthodes présentées au § A14.1 ⁽²⁾	A	997	1277	1301	1772	2005
	B	756	986	864	1347	1148
	C	625	-	-	-	-
t (années) pour 0,03 % de CO ₂	A	64	140	140	324	300
	B	49	108	93	247	172
	C	40	-	-	-	-
Niveau d'exigence validé		2	4	3-4	5	5
t (années) pour 0,05 % de CO ₂	A	39	84	84	195	180
	B	29	65	56	148	103
	C	24	-	-	-	-
Niveau d'exigence validé		1	2-3	2-3	5	4
t (années) pour 0,08 % de CO ₂	A	24	52	52	122	113
	B	18	40	35	93	64
	C	15	-	-	-	-
Niveau d'exigence validé		1	2	2	3-4	3
t (années) pour 0,1 % de CO ₂	A	19	42	42	97	90
	B	15	32	30	74	52
	C	12	-	-	-	-
Niveau d'exigence validé		1	2	2	3	3

⁽¹⁾ : le modèle de Papadakis & al. fait appel à la porosité de la zone carbonatée pour calculer le coefficient de diffusion (le transfert de gaz CO₂ s'effectuant à travers la zone carbonatée). Cette porosité a été déterminée ici après carbonatation accélérée (50% de CO₂) pour les bétons "M25", "B35" et "M50". Pour "BO" et "M75", faute de résultats expérimentaux disponibles, les valeurs de porosité après carbonatation, obtenues respectivement sur le "B35" et le "M50", ont été utilisées.

⁽²⁾ : la méthode (A) surestime nettement la teneur en portlandite (hypothèse d'hydratation complète de C₃S et de C₂S, cf. § A14.1) par rapport à la méthode (B) (hypothèse d'hydratation du C₃S uniquement) et surtout par rapport à la méthode (C) (mesure directe). On remarquera en particulier que l'hydratation complète est physiquement impossible pour le "M75", en raison du sous-dosage en eau. La méthode (A) fournit donc sans doute dans ce cas une valeur particulièrement éloignée de la teneur réelle en portlandite.

On constate que les spécifications proposées au tableau 13 (cf. § 9.2), conduisant aux niveaux d'exigence de la dernière ligne du tableau A14.1 pour les cinq bétons étudiés, sont cohérentes avec les durées de vie calculées à l'aide du modèle de *Papadakis & al.* et correspondant aux niveaux d'exigence apparaissant dans le tableau A14.2 pour chacun de ces cinq bétons. Plus précisément, les spécifications du tableau 13 apparaissent conformes aux durées de vie calculées à l'aide du modèle de *Papadakis & al.* dans les conditions environnementales les plus agressives (teneurs en CO₂ de l'atmosphère de 0,08 et 0,1 %, en particulier). Elles apparaissent plus sévères dans le cas de conditions environnementales peu agressives (faibles teneurs en CO₂). Les spécifications proposées relativement à la prévention de la corrosion induite par carbonatation, en environnement de type 3 (cf. Tableau 13), prennent donc en compte une sécurité adéquate vis-à-vis des variations possibles des conditions environnementales.

A14.3. Spécifications alternatives incluant la teneur en portlandite

La carbonatation dépend à la fois de la porosité du béton et de sa teneur en portlandite, liée à la nature et au dosage en ciment et au degré d'hydratation. Ainsi, pour une même porosité, on carbonatera d'autant moins vite un béton que sa teneur en portlandite est élevée. De plus, la quantité de portlandite détermine l'aptitude du matériau au colmatage au cours des réactions de carbonatation. En effet, comme rappelé au § 5.1.1, les carbonates ont un volume molaire supérieur aux hydrates à partir desquels ils se sont formés. Ainsi, le colmatage est d'autant plus important que la quantité de portlandite est élevée.

De ce fait, il est envisageable de déroger à un critère unique sur la porosité (dans le cas des niveaux d'exigence **2** et **3**, cf. Tableau 13) ou au double critère sur la porosité et la perméabilité (niveau d'exigence **3**, cf. Tableau 13), en minorant la teneur en portlandite (*i.e.* en ajoutant un deuxième ou un troisième critère, respectivement, cf. Tableau 13).

A titre d'exemple, le tableau A14.3 présente les teneurs en portlandite minimales requises, dans le cas des bétons "M25", "B35" et "BO", afin qu'ils passent dans la classe de durabilité "potentielle" immédiatement supérieure, par rapport à celle automatiquement validée du fait de leur valeurs de porosité et de perméabilité (cf. Tableau A14.1), pour un environnement de type 3 et pour une teneur en CO₂ de 0,05 % (environnement urbain agressif).

Tableau A14.3 : Teneurs en portlandite minimales requises pour valider le niveau d'exigence immédiatement supérieur à celui automatiquement validé du fait des valeurs de porosité et de perméabilité, dans le cas de trois bétons, pour un environnement de type 3 et pour une teneur en CO₂ de 0,05 %

Bétons	"M25" (B20)	"B35"	"BO" (B40)
Teneur en portlandite (mol.m ⁻³)	773	1524	1553
Teneur massique en portlandite (% par rapport au ciment)	26	39	35
Niveau d'exigence validé	2	3	3

D'après les tableaux A14.3 et 10 (cf. § 8.1), il sera donc nécessaire de spécifier la classe de durabilité "potentielle" très élevée, relativement à la teneur en portlandite : **$[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25 \%$** , conformément au tableau 13. Ce troisième critère permet, en vérifiant la teneur en portlandite de la formule sélectionnée, de satisfaire aux exigences de durée de vie, tout en étant moins exigeant sur la porosité et/ou la perméabilité (cf. Tableau 13). On remarquera que les teneurs en portlandite requises pour "B35" et "BO" sont très élevées et imposent donc des dosages en clinker très forts, qui peuvent s'avérer difficilement compatibles avec la formulation de ce type de bétons. Ceci illustre que la minoration de la teneur en portlandite en vue d'améliorer la durabilité peut s'avérer de portée limitée. Naturellement, pour une même durée de vie exigée, la facilité relative d'obtention, soit de deux critères sévères, sur la porosité et la perméabilité, soit de deux critères moins sévères sur la porosité et la perméabilité plus un critère sévère sur la teneur en portlandite, sera très variable selon le type de formule considéré.

Remarque : Les modèles rendant compte des processus physico-chimiques de carbonatation des matériaux cimentaires, du type de celui de *Papadakis*, n'intègrent pas le paramètre perméabilité. Les simulations effectuées dans cette annexe (cf. Tableaux A14.2 et A14.3) n'ont donc pris en compte que les valeurs de porosité. Les spécifications sur la perméabilité au gaz apparaissant dans le tableau 13 ne peuvent par conséquent pas être validées spécifiquement avec ce type de modèles.

ANNEXE 15

Premiers pas vers une démarche performantielle en vue d'assurer la durabilité : exemples de projets de grands ouvrages ou d'ouvrages courants dont le cahier des charges incluait des spécifications performantielles relatives aux propriétés de durabilité

A15.1. Les voussoirs du Tunnel sous la Manche

A15.1.1 - Présentation

Le tunnel sous la Manche qui a été concédé à Eurotunnel et construit par le groupement d'entreprise Trans Manche Link (TML), est constitué de trois tunnels, deux tunnels ferroviaires TF et un tunnel de service TS. Les voussoirs en béton ont, du côté français, été préfabriqués à l'usine de Sangatte. Ils ont utilisé 475 000 m³ de béton. Le terminal, les stations de pompage, les galeries transversales, ont utilisé du béton coulé sur place, soit 80 000 m³ de B45 armé et 250 000 m³ de B40 non armé. Les contraintes du chantier étaient représentées par la géologie du terrain, le délai d'exécution, la durabilité du matériau, la réglementation et la durée de vie de 120 ans [HARM 90].

Le lecteur pourra se reporter à la référence [MORA 94] pour plus de détails sur le sujet.

A15.1.2 - Les contraintes du projet

A15.1.2.1 - Géologie du terrain

Le tunnel posé sur un fond rocheux entre 50 et 150 mètres sous le niveau de la mer a une longueur de 51 km sous la mer, 4 km sous terre du côté français, et 10 km sous terre du côté anglais. Le sol est une craie, imperméable du côté anglais, et fissurée du côté français où l'eau de mer y est présente sur un kilomètre. Sous la craie se trouve une couche d'argile plastique (argile du Gault) dont le fluage a été pris en compte. Le revêtement est aussi soumis à des pressions hydrostatiques de l'ordre du MPa.

A15.1.2.2 - Délai d'exécution

Le cycle de production des voussoirs (démoulage et transport 8 heures après la finition) exigeait une résistance à la compression de l'ordre de 20 MPa à 7 heures, évitant ainsi les dégradations d'arêtes lors de la manipulation des voussoirs jusqu'à leur lieu de stockage. Dans ces conditions, le béton devait être traité thermiquement. La température retenue ne dépassait pas 35 °C.

A15.1.2.3 - Conditions d'exposition

Le degré d'agressivité du milieu était dû à la présence d'eau de mer, à la diffusion d'ions chlorure jusqu'aux armatures, et à la carbonatation. La classe correspondante était A2 [11].

A15.1.2.4 - Réglementation

La réglementation française, issue du *fascicule 65A* [39] et du *fascicule de documentation P 18-011* [11], a dû être appliquée. Une seule dérogation a été tolérée, celle du dosage en ciment à 400 kg.m⁻³ de béton au lieu de 425 kg.m⁻³. Les granulats devaient être inertes aux réactions avec les alcalins.

A15.1.2.5 - Spécification relatives à la durabilité

L'exigence de durée de vie de 120 ans était inhabituelle. Les ouvrages en Mer du Nord comme la plate-forme EKOFISK ou le tunnel du Storebaelt ont été construits pour 40-60 ans. L'expérience norvégienne a été extrapolée au Tunnel sous la Manche. Le coefficient de perméabilité à l'eau k_{liq} du béton devait être inférieur à 10⁻¹³ m.s⁻¹ (i.e. $K_{liq} < 10^{-20}$ m²) à l'âge de 90 jours.

A15.1.3 - Description de l'ouvrage et du béton

A15.1.3.1 - Les tunnels

Les tunnels ferroviaires et le tunnel de service sont constitués d'anneaux en bétons comprenant cinq voussoirs et une clé. Du côté français, il y a 141 800 voussoirs d'épaisseur 40 cm pour les tunnels ferroviaires et 79 500 voussoirs d'épaisseur 32 cm pour le tunnel de service.

A15.1.3.2 - Composition du béton des voussoirs

Les exigences du chantier étaient les suivantes [LEVY 92] :

- résistance mécanique au démoulage (8 à 9 heures) : 15 à 20 MPa,
- résistance caractéristique à 28 jours : 45 ou 55 MPa,
- durabilité : action possible de l'eau de mer sous pression de 0,8 MPa,
- enrobage des armatures : 35 mm, limitation de la taille des granulats : 12,5 mm.

Choix du liant

D'après la réglementation française, le ciment devait être CEM I avec toutefois une teneur en C₃A supérieure à 5 % (prescription pour les travaux à la mer). Les granulats devant être inactifs aux alcalins, il n'y avait pas de limite en Na₂O_{eq}. Les deux ciments retenus contenaient 0,7 et 0,8 % Na₂O_{eq}. Les résistances mécaniques étaient de 58 MPa à 28 jours.

Choix des granulats

Trois origines étaient possibles étant donnés les tonnages considérables (125 000 m³/an de béton équivalaient à 87 000 tonnes de sable et 137 500 tonnes de gravillons). Le coût du transport par camion (30F/100km) a écarté les granulats belges distants de 130 km. Les calcaires du Boulonnais distants de 20 et 30 km et du sable de l'estuaire de la Tamise ont été retenus en premier lieu. Une étude microstructurale préliminaire de bétons modèles de 400 kg de ciment par m³ a identifié des gels de réaction alcali-silice et des quartz à extinction ondulante dans le sable de la Tamise. Ce dernier a donc été éliminé.

Composition optimale

Une composition optimale économiquement a été étudiée pendant un an. La mise en place d'un béton contenant du sable 0/4 mm des carrières du Boulonnais n'étant pas facile, une partie du sable calcaire de concassage a été remplacée par du sable siliceux de Verberie ne contenant pas de minéraux réactifs, de granulométrie 0/1 mm, mais distant de 250 km. La composition définitive en sable roulé a atteint 325 kg/m³ de béton. Les études préliminaires de laboratoire étaient basées sur les temps d'écoulement au maniabilimètre LCL. Le passage à l'usine de fabrication des voussoirs dans des moules lourds et rigides placés sur une table vibrante a amélioré la mise en place par l'utilisation d'un gravillon intermédiaire 3/8 mm, d'où la composition TML IV suivante (E/C = 0,35/0,32) :

- Ciment CEM I : 400 kg.m⁻³,
- Superplastifiant : 5/7 kg.m⁻³,
- Eau : 140/130 L,
- Granulats saturés surface sèche :
 - o Sable roulé siliceux 0/1 mm Verberie : 325 kg.m⁻³
 - o Concassé calcaire 0/4 mm Boulonnais : 340
 - o Concassé calcaire 3/8 mm Boulonnais : 250
 - o Concassé calcaire 5/12,5 mm Boulonnais : 1060

A15.1.3.3 - Caractéristiques du béton des voussoirs

Construits pour durer 120 ans, la résistance caractéristique à la compression spécifiée du béton des voussoirs était de 45 MPa pour les anneaux courants et de 55 MPa pour les anneaux situés au voisinage des rameaux (liaisons entre tunnels). En fait les exigences de durabilité ont abouti à une résistance moyenne de 67 MPa, en excès donc par rapport à celle exigée par les considérations structurales.

Les caractéristiques du béton des voussoirs étaient les suivantes :

- Affaissement (cm) : 0-10
- VEBE : 10/15
- Résistance moyenne à la compression à 28 jours : 66/69 MPa (correspondant respectivement à des résistances caractéristiques à 28 jours de 51/56 MPa)

A15.1.4 - Etude des granulats calcaires vis-à-vis de l'alcali-réaction

Les principaux niveaux identifiés dans le gisement ayant fait l'objet d'une caractérisation pétrographique et d'une qualification à l'aide des essais existants, l'essentiel du gisement était qualifié de Non Réactif. Afin de pouvoir utiliser la totalité de la carrière du Boulonnais, et en particulier une couche d'une puissance de 70 mètres (caractérisée par la présence de cherts de dimensions variables de quelques millimètres à plusieurs centimètres irrégulièrement répartis, et de dolomites, minéraux réactifs aux alcalins), des tests

normalisés *ASTM C 227-97* sur mortier [53] et *CAN A 23-14* sur béton ont été réalisés. Ces tests ont été réalisés après échantillonnage consécutif à un abattage de 10 000 tonnes de roches dans ce niveau particulier et une élaboration dans les installations de la carrière après purge de ces dernières, afin d'éviter une dilution possible avec les niveaux "sains". La limite d'expansion ASTM de 0,10 % n'a pas été atteinte dans les six échantillons de sable représentatifs. La limite canadienne d'expansion de 0,04 % n'a pas été atteinte dans les bétons. Les observations réalisées au MEB sur les éprouvettes d'essai n'ont pas montré de gel de réaction. Le sable et les granulats de la carrière du Boulonnais ont donc été acceptés.

La formulation tout concassé, si elle était satisfaisante du point de vue alcali-réaction, présentait l'inconvénient d'une maniabilité peu satisfaisante. Pour remédier à cet inconvénient, un correcteur granulométrique a été suggéré. Le sable des dunes voisines du chantier a été éliminé à cause du risque d'alcali-réaction lié à la présence de silice réactive. Un sable de quartz de granulométrie comprise entre 20 et 500 μm , provenant de gisements situés près de Senlis au nord de Paris, a finalement été retenu, après caractérisation pétrographique et essai de qualification, et introduit dans la formulation.

A15.1.5 - Essais de durabilité sur béton

D'autres tests accélérés concernaient la résistance à la pénétration des ions chlorure en provenance de l'eau de mer [HARM 90]. Les premiers essais ont été effectués par IFREMER. Les éprouvettes prismatiques de béton ont subi des cycles de séchage-humidification dans une solution de NaCl à 3,5 %, soit 3 jours d'immersion suivis de 4 jours d'étuvage à $T = 45\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Par ailleurs, l'examen au MEB après 4 et 8 cycles a révélé une très faible carbonatation superficielle (inférieure à 1 mm), une microstructure de la matrice et des liaisons matrice-granat équivalente à celle des bétons témoins non traités.

Des tests de perméabilité à l'eau ont été réalisés au LCPC et au CEBTP sur des éprouvettes identiques âgées de 50 jours. Les coefficients k''_{liq} ont été mesurés par profondeur de pénétration d'eau sous pression au LCPC, et par cinétique de perte de pression au CEBTP. Les mesures ont donné des résultats voisins, bien que les deux méthodes soient très différentes [LEVY 92]. Les valeurs du coefficient k''_{liq} étaient de 0,6 et $0,7 \times 10^{-13}\text{ m/s}$ pour les deux bétons de CEM I et un rapport $E/C = 0,31$. Le même test a donné une valeur $k''_{\text{liq}} = 1,4 \cdot 10^{-13}\text{ m.s}^{-1}$ pour un voussoir âgé de 8 mois et dont le rapport E/C était de 0,35. La valeur de k''_{liq} égale à 10^{-13} m.s^{-1} était donc possible avec la formulation envisagée.

A15.1.6 - Conclusion

Les essais préliminaires ont confirmé l'importance de la compacité du béton. Le rapport E/C retenu a donc été de 0,32. la porosité des bétons était comprise entre 7 et 8 %. La résistance moyenne à la compression simple à 28 jours variait de 66 à 69 MPa.

Six ans après la réalisation du tunnel, des carotte d'élancement 2 extraites des voussoirs présentaient une résistance de 72 à 83 MPa. Le béton d'origine était donc un béton de haute performance.

A15.2 - Le Pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (Portugal)

Le lecteur trouvera des informations détaillées sur l'approche développée dans le cadre du projet du Pont Vasco de Gama dans les références [HORN 98], [HOUD 98], [HOUD 00]. L'essentiel est repris dans les paragraphes suivants.

A15.2.1 - Caractéristiques de l'ouvrage et de son environnement

D'une longueur de 16,750 km et d'une largeur de 30 m, le pont Vasco de Gama est construit sur l'estuaire du Tage à Lisbonne (cf. Figure A15.1). Cet ouvrage exceptionnel se compose de quatre viaducs et d'un pont à haubans, ainsi que de trois échangeurs. Les travaux, commencés en 1995, se sont achevés en janvier 1998.

L'intérêt du projet était d'améliorer la desserte (transit régional, national et international) suite à l'extension de Lisbonne sur la rive gauche et au développement de zones industrielles, de soulager le Pont du 25 avril et de valoriser les quartiers Nord de la ville.

L'environnement de l'ouvrage est très proche d'un environnement marin où les bétons sont soumis à deux risques majeurs : corrosion des armatures par action des chlorures d'une part et attaque chimique du liant par l'eau de mer, d'autre part.

A15.2.2 - Démarche "durabilité" adoptée et spécifications

Outre des spécifications concernant les résistances mécaniques (B40, B45 et B50 suivant les parties d'ouvrage et leur classe d'exposition) et l'enrobage des aciers (70 mm en zone maritime), dans le cahier des charges figurait également une exigence de durée de vie de 120 ans pour le béton. La durée de vie a été définie comme le temps nécessaire pour atteindre le début de la phase d'initiation de la corrosion des aciers. Ce temps correspond lui-même au moment où une concentration critique en chlorures est atteinte au niveau des armatures. Cette concentration critique a été fixée à 0,4 % par rapport à la masse de ciment (cf. § 5.1.3 et 10.6). Ceci correspond à environ 0,1 % de la masse de béton.

La démarche "durabilité" adoptée a comporté les étapes suivantes :

- définition de la catégorie d'ouvrage : ouvrage de prestige et de grande importance économique,
- définition des conditions environnementales : environnement marin plus ou moins agressif suivant les parties d'ouvrage (les éventuelles interactions physico-chimiques et mécaniques sont également à prendre en compte),
- définition des risques de dégradation : corrosion des aciers et attaque chimique par l'eau de mer,
- définition de la durée de vie : temps nécessaire pour que $[Cl] = 0,4 \%$ (par rapport à la masse de ciment) au niveau du premier lit d'armatures. La durée de vie a été fixée à 120 ans,
- choix des indicateurs de durabilité :

- indicateurs généraux : porosité accessible à l'eau, perméabilité aux gaz (CEMBUREAU utilisé avec l'oxygène), coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure ($D_{ns(mig)}$ mesuré par essai de migration en régime non stationnaire) et teneur en portlandite.
- indicateur de substitution : quantité d'électricité selon l'essai AASHTO (norme *ASTM C 1202* [30]).
- choix des critères d'acceptation : les seuils adoptés pour les deux indicateurs perméabilité et coefficient de diffusion *apparent* sont respectivement 10^{-17} m^2 et $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ à 28 jours. Par ailleurs le choix d'un ciment prise mer (PM) contenant des cendres volantes silico-alumineuses a permis de limiter les risques d'attaque chimique du liant (réduction de l'hydroxyde de calcium potentiellement libérable associée à une teneur en aluminat tricalcique faible). Les risques éventuels d'alcali-réaction ont été éliminés grâce au choix de granulats non réactifs,
- formulation et test en laboratoire de bétons satisfaisant les critères retenus : dosages en ciment $\geq 400 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, rapports E/C compris entre 0,33 et 0,42 suivant la classe d'exposition de la partie d'ouvrage concernée,
- validation sur bétons de centrale puis sur bétons d'ouvrage,
- mise en œuvre d'un modèle prédictif, permettant notamment de vérifier l'adéquation critères/durée de vie/environnement. Le modèle prédictif choisi est celui du LERM (cf. Annexe 8),
- validation du modèle *a posteriori*.

A15.2.3 - Résultats relatifs à la corrosion des armatures

Les résultats montrent que les formules de béton choisies, à base de cendres volantes, satisfont les critères sur les indicateurs de durabilité sélectionnés.

Des perméabilités de l'ordre de $0,7$ à $0,3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ ont été obtenues aux échéances comprises entre 28 et 90 jours pour les bétons prélevés en centrale et $\leq 0,01 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ pour les bétons d'ouvrage âgés de 18 mois.

Des coefficients de diffusion *apparents* des ions chlorure de l'ordre de 1 à $4 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ont été mesurés pour les bétons prélevés en centrale, et de l'ordre de $0,2$ à $0,8 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ pour les bétons d'ouvrage âgés de 18 mois.

A15.2.4 - Résultats relatifs à l'attaque chimique du liant par l'eau de mer

En ce qui concerne les risques de dégradation physico-chimiques, la formulation de bétons fortement dosés en ciment, de rapport eau/liant faible, associée au choix d'un ciment prise mer contenant des cendres volantes, garantit une bonne durabilité. Les examens microstructuraux, qui mettent en évidence une forte densification du matériau attestée par des résistances mécaniques aussi élevées que celles de BHP, tendent à confirmer la durabilité potentielle du béton.

A15.2.5 - Conclusions

Tout en restant conscient de la relativité des résultats et des nombreuses zones d'ombre qu'il reste à dissiper, il apparaît que la démarche "durabilité" adoptée, associée à un modèle prédictif adapté, s'avère être un outil très intéressant qui pourra être perfectionné au cours de la période de surveillance de 30 ans qui suivra la construction de l'ouvrage.



Figure A15.1 : Pont Vasco de Gama sur le Tage (Lisbonne, Portugal).

A15.3 - L'extension du Port de la Condamine à Monaco

A15.3.1 - Présentation de l'ouvrage et de son environnement

Une extension du Port de la Condamine à Monaco a été projetée, afin d'accroître la capacité du port. Le chantier a été divisé en 3 parties : une digue semi-flottante de 350 m de long (cf. Figure A15.2), un terre-plein coulé en place et une contre-jetée de 100 m de long. L'ouvrage est situé en milieu marin, soumis aux embruns et en zone de marnage.

La Principauté de Monaco est le maître d'ouvrage, Doris Engineering est le maître d'œuvre du Projet et les LPC avaient un rôle d'assistance technique au maître d'œuvre pour les ouvrages en béton.

A15.3.2 - Spécifications initiales du maître d'ouvrage

Le Service des Travaux Publics de la Principauté a établi le cahier des charges du projet qui requiert une durée de vie de 100 ans et où figurent les spécifications générales suivantes :

- le béton doit être résistant aux chlorures et aux sulfates,
- le béton ne doit pas présenter de réaction alcali-silice (utilisation de granulats NR et limitation de la teneur en alcalins du ciment),
- la teneur initiale en chlorures du béton est limitée, les granulats d'origine marine sont interdits,
- le béton doit être peu perméable aux liquides,
- l'élévation de température des éléments d'ouvrage doit être maîtrisée et les gradients thermiques limités, afin de réduire les risques de fissuration (choix des liants en fonction de leur chaleur d'hydratation, système d'isolation thermique des coffrages, de refroidissement ou de chauffage des matériaux, suivi de la température sur ouvrage),
- les armatures et les enrobages doivent être conformes au *BAEL 91* [26],
- le remplissage des gaines de précontrainte doit être soigné,
- la cure doit être prolongée jusqu'à atteindre 70 % de la résistance spécifiée,

et des spécifications sur les constituants des bétons :

- la nature du ciment est fixée,
- la teneur minimum en ciment Portland a été fixée à 250 kg.m^{-3} dans le cas où du ciment au laitier serait mélangé à du ciment Portland, et la teneur minimale totale en liant a été fixée à 425 kg.m^{-3} ,
- des additions pouzzolaniques devront être utilisées, dans la limite maximale de 15 % de la masse de ciment Portland,
- le rapport E/L (eau sur liant) doit être inférieur à 0,35 ($E/C < 0,30$),
- le diamètre maximal des granulats est de 20 mm,
- le béton devra contenir des fumées de silice dans la proportion de 5 à 8 % de la masse de ciment,
- ainsi que les caractéristiques de base : la résistance caractéristique à la compression à 28 jours doit être supérieure ou égale à 54 MPa selon les éléments de l'ouvrage.

A15.3.3 - Caractérisation du béton

Un ensemble d'essais, synthétisés dans le tableau A15.1, a été demandé par le maître d'œuvre ou directement proposé par les entreprises, afin de vérifier que les bétons sélectionnés répondaient aux exigences de durabilité du maître d'ouvrage.

Tableau A15.1 : Caractérisation requise des matériaux

		Paramètres à mesurer
Caractéristiques de base	Mécanique	Résistance caractéristique à la compression à 28 jours
	Béton frais	Cône d'Abrams (slump, étalement)
		Air occlus
Indicateurs généraux	Durabilité	Porosité à l'eau (ou au mercure)
		Perméabilité aux gaz
		Coefficient de diffusion des ions chlorure en régime non stationnaire
Indicateurs spécifiques à l'alcali-réaction	Qualification des granulats	Classe de réactivité par rapport à l'alcali-réaction
Paramètres secondaires et spécifiques à l'ouvrage	Durabilité	Classe de résistance à la pénétration des ions chlorure (essai AASHTO [30])
		Profondeur de carbonatation
	Microstructure	Caractérisation du réseau poreux par intrusion de mercure
	Mécanique	Module élastique à 28 jours
		Résistance à la traction par fendage à 28 jours
	Calorimétrie	Chaleur d'hydratation par essai adiabatique (Langavant) sur mortier

A15.3.4 - Spécifications relatives à la durabilité

Des valeurs limites pour un certain nombre de propriétés relatives à la durabilité ont été proposées, d'une part pour un béton B54 répondant au critère de résistance requis par le maître d'ouvrage (cf. Tableau A15.2), et, d'autre part, pour un béton B65 tel que celui proposé par l'entreprise pour répondre aux exigences de durabilité du maître d'ouvrage (cf. Tableau A15.3).

Tableau A15.2 : Valeurs limites proposées pour les propriétés de durabilité d'un béton B54 à l'âge de 90 jours

Paramètre	Critère
Porosité (en %) mesurée par intrusion de mercure	< 10
Porosité (en %) accessible à l'eau (mode opératoire AFPC-AFREM)	< 12
Perméabilité aux gaz (en m ²) après 28 jours d'étuvage à 80 °C (mode opératoire AFPC-AFREM)	< 10 ⁻¹⁶
Coefficient de diffusion des ions chlorure (en m ² .s ⁻¹) en régime non stationnaire (méthode de TANG)	< 5.10 ⁻¹²
Quantité d'électricité (en C) selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202 [30])	entre 1000 et 2000 (faible pénétrabilité)
Profondeur carbonatée (en mm) après 14 jours d'exposition à 50 % de CO ₂ (mode opératoire AFPC-AFREM)	≤ 1

Tableau A15.3 : Valeurs limites proposées pour les propriétés de durabilité d'un béton B65 à l'âge de 90 jours

Paramètre	Critère
Porosité (en %) mesurée par intrusion de mercure	< 8
Porosité (en %) accessible à l'eau (mode opératoire AFPC-AFREM)	< 10
Perméabilité aux gaz (en m ²) après 28 jours d'étuvage à 80 °C (mode opératoire AFPC-AFREM)	< 10 ⁻¹⁷
Coefficient de diffusion des ions chlorure (en m ² .s ⁻¹) en régime non stationnaire (méthode de TANG)	< 10 ⁻¹²
Quantité d'électricité (en C) selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202 [30])	entre 100 et 1000 (très faible pénétrabilité des chlorures)
Profondeur carbonatée (en mm) après 14 jours d'exposition à 50 % de CO ₂ (mode opératoire AFPC-AFREM)	0

A15.3.5 - Résultats obtenus

Deux formules ont été testées en utilisant des constituants conformes au cahier des charges. Les résultats obtenus pour les propriétés mécaniques et de durabilité du lot n° 1 (partie française : gros œuvre du terre plein central et contre-jetée) sont présentés dans le tableau A15.4. Ces résultats montrent que les matériaux satisfont aux critères de durabilité relatifs à un B65. C'est finalement la seconde formule qui a été retenue et re-qualifiée en B65.

Tableau A15.4 : Résultats des mesures sur béton de laboratoire âgé de 28 jours

	Paramètre	Valeur moyenne (sur 3 éprouvettes)	
Bétons		B65	B65 retenu
Mécanique	Résistance caractéristique à la compression (MPa)	92,7	84,5
	Résistance à la traction par fendage (MPa)	7,4	7,1
Microstructure et Durabilité	Porosité à l'eau (%)	8,8	9,4
	Porosité au mercure (%)	5,8	5,6
	Perméabilité aux gaz après 28 j à 80°C (m ²)	5,54x10 ⁻¹⁹	1,25x10 ⁻¹⁸
	Quantité d'électricité selon l'essai AASHTO (norme ASTM C 1202 [30]) (C)	377	401

(affaïssement au cône d'Abrams du B65 retenu : 23 cm)

A15.3.6 - Suivi du chantier

S'agissant d'un ouvrage exceptionnel, les matières premières ont subi des contrôles accrus et font l'objet d'un agrément du maître d'œuvre (granulats de classe A, resserrement du fuseau de la finesse Blaine du ciment, ...). Du fait de la présence d'additions minérales et afin d'homogénéiser convenablement le béton, le temps de malaxage a été allongé et la rhéologie du matériau frais a été contrôlée très fréquemment. Une cure humide prolongée a été réalisée (assurée par un anti-évaporant et un film d'eau en surface pour les radiers). Un soin particulier a été pris pour les reprises de bétonnage, le bouchage et la réparation des fissures éventuelles.

A15.3.7 - Conclusions

L'extension du Port de la Condamine fait partie des ouvrages exceptionnels pour lesquels la durabilité est au centre des préoccupations. Une approche performantielle a été choisie pour mettre au point la formule de béton et pour traiter l'exigence de durée de vie.

Si des prélèvements sont réalisés, afin d'évaluer la valeur des témoins de durée de vie *in situ* à moyen et long terme, il sera alors possible d'estimer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage (*via* des modèles).



Figure A15.2 : Mise à l'eau de la digue flottante réalisée en Espagne et destinée à l'extension du Port de la Condamine (Monaco, France).

A15.4 - Les ponts sur le Scorff (Lorient, Morbihan) - Dispositions particulières liées à la mesure des indicateurs de durabilité

A15.4.1 - Description des ouvrages et de leur environnement

Ces ponts (démarrage des travaux en 2003), au nombre de deux, supporteront la route nationale 165 de la déviation de Lorient entre Kerdual et Lann Sevelin. Ils franchiront le Scorff et la voie militaire de desserte d'une poudrière. L'ouvrage nord sera un pont caisson en béton précontraint à trois travées respectivement de 53,375 mètres - 97,750 mètres - 63,375 mètres de portée et de hauteur variable. L'ouvrage sud sera un pont caisson en béton précontraint à cinq travées respectivement de 32,500 mètres - 46, 250 mètres - 72,000 mètres - 97, 750 mètres - 53,375 mètres et de hauteur variable.

Les deux ouvrages se trouveront dans une zone climatique H1 c'est-à-dire avec un hiver clément au sens de la directive de la Direction des Routes du 4 septembre 1978. De plus, ils seront situés à proximité de la mer et dans une zone de marée.

La classe d'environnement qui a été retenue est donc de niveau ED1 au sens du *fascicule 65A* [39] à savoir un milieu :

- moyennement à fortement agressif (eau de mer et embruns). Ceci correspond aux classes 5b ou 5c de la norme *XP P 18-305* [2],
- humide,
- sans gel ou avec gel faible ou gel modéré ce qui correspond à la classe 2a de la norme *XP P 18-305*.

A15.4.2 - Objectifs de la démarche performantielle dans le cadre de ce projet

Une exigence forte du maître d'ouvrage en matière de durabilité a conduit à imposer les contrôles spécifiés ci-après. Les contrôles seront effectués dans le cadre du contrôle interne mais les mesures initiales relèveront du contrôle extérieur.

Ici la démarche a pour objectifs :

- d'une part, de fixer les valeurs des indicateurs de durabilité et de faire les mesures correspondantes,
- d'autre part, de faire réaliser des éléments témoins (les mesures de contrôle étant destructives) qui permettront de suivre dans le temps l'évolution de la pénétration des agents agressifs, afin de pouvoir intervenir à temps, avant le début de toute corrosion (pour ajouter par exemple un revêtement de protection sur la peau du béton).

Il y a lieu de rappeler que seul l'entretien préventif permettra avec un minimum de crédits de maintenir le patrimoine en état et évitera des interventions lourdes et génératrices de coupures préjudiciables pour les usagers, ...

A15.4.3 - Contrôle de l'enrobage et du positionnement des armatures

Après chaque décoffrage d'un élément du pont (levée, voussoir), un contrôle de l'enrobage et du positionnement des armatures sera effectué au moyen d'un "pachomètre" étalonné.

L'instrument, qui sera étalonné sur les bétons témoins pouvant faire l'objet de contrôles destructifs, sera capable de mesurer la position d'un acier avec la précision suivante :

- Enrobage $\leq 40 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$,
- $40 \leq \text{Enrobage} \leq 60 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$.

Le nombre de mesures ne sera pas inférieur à 10 et sera adapté à la surface à contrôler.

Les résultats des mesures feront l'objet des exploitations suivantes :

- tracé de la courbe de distribution des enrobages (abscisses enrobages, ordonnées nombre mesures),
- report sur un plan des emplacements des mesures, des valeurs mesurées et des valeurs spécifiées.

Il est rappelé que les dispositions de l'article 64 du fascicule 65 A du CCTG [39] s'appliquent aux tolérances sur la position des armatures après bétonnage et que les tolérances en moins sur l'enrobage minimal spécifié sont nulles.

Dans la procédure d'exécution relative aux armatures de béton armé devront figurer les contre-mesures à mettre en œuvre au cas où les tolérances susvisées ne seraient pas respectées.

Les moyens d'accès aux parements extérieurs des poutres-caissons devront être mis en œuvre par l'entrepreneur pour permettre l'accès aux parements (encorbellements, âmes et hourdis inférieur). Ils serviront également pour les opérations préalables à la réception.

A15.4.4 - Détermination des indicateurs de durabilité porosité et perméabilité

Il sera procédé à des mesures sur les différentes formules de béton. Les mesures seront réalisées en laboratoire sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois.

Les mesures seront effectuées :

- lors de l'épreuve d'étude des bétons dès que la composition sera retenue,
- une deuxième série de mesures aura lieu lors de l'épreuve de convenance,
- une troisième série, pendant la phase d'exécution, et des séries supplémentaires si des adaptations des formules sont rendues nécessaires par exemple par les conditions atmosphériques.

La porosité sera mesurée :

- à l'eau par le mode opératoire AFPC-AFREM et les valeurs obtenues devront correspondre à une durabilité potentielle moyenne (12 à 14 %),
- au mercure par le mode opératoire des LPC et les valeurs obtenues devront correspondre à une durabilité potentielle moyenne (9 à 13 %).

La perméabilité aux gaz sera mesurée par la méthode CEMBUREAU à une seule pression et à différentes échéances par le mode opératoire AFPC-AFREM (après 28 jours d'étuvage à 80°C et après étuvage à 105°C).

A15.4.5 - Mesures initiales *in situ* (point zéro)

A15.4.5.1 - Éléments témoins

Des blocs témoins seront réalisés aux emplacements suivants qui seront reportés sur les plans d'exécution :

- un bloc sous le tablier au niveau d'une tête de pile en rivière pour des raisons d'accessibilité,
- un bloc dans la zone de marnage des piles, au dessus de la semelle de pile en rivière (côté opposé aux vues directes),
- un bloc au niveau de chaque semelle de culée.

Ces blocs de 1,00 x h x 0,30 m (h = 1,00 m sauf au sommet des piles ou h = 0,60 m) seront ferrailés comme les parties correspondantes du pont. Ils devront permettre les mesures de potentiel (liaison électrique).

A15.4.5.2 - Mesures et spécifications

Un contrôle des paramètres suivants sera réalisé par le maître d'œuvre sur les éléments témoins et sur certains éléments de l'ouvrage dans le cadre du contrôle extérieur et lors des opérations préalables à la réception (ces mesures constitueront un point zéro effectué lors des opérations préalables à la réception des ouvrages) :

- enrobages des armatures,
- profondeur de carbonatation,
- teneur en ions chlorure,
- "perméabilité" à l'air de surface par le procédé BT-CRIS suivant le mode opératoire des LPC,
- porosité du béton sur prélèvement carotté,
- pH du béton.

Pour la perméabilité à l'air par le procédé BT-CRIS, les valeurs obtenues devront correspondre aux spécifications suivantes :

- zone d'enrobage 5 cm (environnement fortement agressif) : perméabilité nulle,
- zone d'enrobage 3 cm : perméabilité faible.