



Université Abdelhamid
Ibn Badis Mostaganem

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS DE MOSTAGANEM

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

N°D'ORDRE : M...../2012

Mémoire en vue de l'obtention du

DIPLOME DE MAGISTER

Spécialité : Génie Civil

Option: Pathologie et osculation des ouvrages en béton

Présenté et soutenu par

Melle KHALIFA Amina

***L'influence de la corrosion sur le
comportement mécanique d'un tablier d'un
pont***

Date de soutenance : 02 Juillet 2012

Membres du jury :

Président	: Mr. GHOMARI Abdelhamid	Professeur, UMAB-Mostaganem
Examineur	: Mr. BENAOUINA Charef	Maître de Conférences A, UMAB-Mostaganem
Examineur	: Mr. BENDERDOUCHE Nouredine	Maître de Conférences A, UMAB-Mostaganem
Rapporteur	: Mr. KADRI Tahar	Maître de Conférences A, UMAB-Mostaganem

Remerciements

En premier lieu je remercie Dieu tout puissant et miséricordieux de m'avoir donné cette chance.

*C'est avec un élan d'une profonde gratitude et d'une immense reconnaissance que je remercie Monsieur **Tahar.KADRI** Maître de conférences à la Faculté des Sciences de l'Ingénieur pour avoir dirigé ce travail de thèse et aussi pour les conseils éclairés et les encouragements qu'il m'a sans cesse prodigués tout au long de ce travail.*

*Mes remerciements les plus respectueux vont à Monsieur **GHOMARI Abdelhamid** d'avoir accepté de présider mon jury.*

Mes vifs remerciements vont aux membres de jury qu'ils trouvent à travers ces expressions mes sincères remerciements pour l'honneur qui m'ont fait en acceptant d'examiner ce travail de recherche.

Il m'est agréable d'exprimer mes remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé à élaborer ce mémoire et à toute personne ayant participé à sa confection que ce soit sur le plan éducatif ou instructif.

Ma dernière pensée ira à mes deux sources de lumière, mon père et ma mère, qui m'ont, et qui continuent à m'éclairer. Je tiens à les remercier profondément pour leur amour et leurs sacrifices.

Dédicaces

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à tous mon entourage particulièrement :

❖ *M*on très cher père et surtout ma respectueuse et tendre maman.

❖ *M*es très chers frères ainsi que ma petite sœur.

❖ *M*a grand-mère et toute ma famille.

❖ *M*es très chers amis : Amina, Assia, Karim

❖ *S*ans oublier mes camarades particulièrement Tayeb et Sidahmed .

Résumé

Durant les dernières décennies, de nombreuses constructions ont été réalisées en béton armé, en Algérie. Les ouvrages en, général, et les ponts, en particulier, subissent plusieurs réactions chimiques et mécaniques, qui peuvent altérer et influencer le comportement mécanique et par conséquent sur les capacités portantes de ces derniers au fil des années. Une de ces causes principales de cette dégradation est la corrosion des armatures.

Comme certaines maladies du béton lui-même, la corrosion des aciers dans le béton est un processus physico-chimique et ne fait pas partie donc de la culture généralement plutôt « mécanicienne » des ingénieurs du secteur de la construction.

Les dommages dus à la corrosion se manifestent par des expansions conduisant souvent à la formation de fissures qui provoquent éventuellement le décollement du couvert de béton.

En plus de la disparition de ce couvert, des dommages mécaniques de la structure peuvent survenir en raison de la perte d'adhérence des barres et de la diminution de leur diamètre réel (perte de capacité en traction).

La corrosion va se développer principalement selon deux processus : la carbonatation du béton qui va être lente et uniforme le long de l'armature, et l'attaque par les chlorures qui, lorsqu'ils se trouvent en quantité suffisante aux abords de l'armature, génèrent des piqures de corrosion—ce processus étant rapide en terme cinétique et fortement localisée. Quand la corrosion devient active, le comportement mécanique de la structure change. Ceci est essentiellement dû à la diminution de la section d'armature corrodée. Le volume de l'acier corrodé est nettement plus important que celui de l'acier sain. Cette augmentation volumétrique génère des pressions sur le béton et ainsi le fissure.

L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier l'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des structures pour approcher le comportement du béton armé corrodé. Ceci nécessite la connaissance de nombreux paramètres expérimentaux.

Les moyens de protection des aciers sont nombreux mais peu d'entre-eux conviennent dans le cas des armatures car ils doivent protéger la surface de l'acier mais également satisfaire à un ensemble d'autres conditions. En fait, l'adhérence entre l'armature revêtue et le béton doit satisfaire aux valeurs requises par la normalisation, et le revêtement doit être stable au contact de la solution interstitielle de la pâte de ciment.

Mots clés : Pathologie, Armatures, Béton, Corrosion, Dégradation, Enrobage, Adhérence. Durabilité.

Summary

In recent decades, many buildings in Algeria were made of reinforced concrete. The structures, in general, and the bridges, in particular, are subject to several chemical and mechanical reactions that can alter and influence the mechanical behavior, and eventually, the bearing capacities of these structures over the years. One of the main causes of this deterioration is the corrosion of reinforcement.

Like some diseases of the concrete itself, the steel corrosion in concrete is a physico-chemical process, an issue that does not, therefore, pertain to the engineers' mechanics-oriented culture in the construction industry.

The damage due to corrosion is manifested by metal expansions leading to the formation of cracks that may cause the detachment of the concrete cover. In addition to the loss of the concrete cover, structural damage to the structure may occur, due to the loss of traction bars and the reduction of their original diameter (loss of tensile capacity).

Corrosion develops mainly during two processes: on the one hand, the carbonation of concrete becomes slow and uniform along the frame and, on the other hand, the attack by chlorides which, being present in sufficient quantities at the edge of the frame, generate pitting. This process is rapid and highly localized in kinetic term.

When the corrosion becomes active, the mechanical behaviour of the structure changes. This is chiefly due to the decrease in the section of corroded reinforcement. The volume of steel corrodes is significantly greater than that of sound steel. This increase in volume creates pressure on the concrete and the crack.

The objective of the present research work is to study the influence of corrosion on the mechanical behavior of structures to approximate the behavior of corroded reinforced concrete. This undertaking requires the knowledge of many experimental parameters.

The means of protection of steels are numerous but few of them can be effective in the case of frames because they have not only to protect the steel surface but also meet a number of other conditions. In fact, the adhesion between reinforcement and coated concrete must meet the required values through standardization, and the coating must be stable in the pore solution of cement paste.

Keywords: Disease, Reinforcement, Concrete, Corrosion, Degradation, Cover, Adhesion. Durability

LISTE DES MATIERES

TABLES DE MATIERES

Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux.....	V
Introduction générale.....	VI
<i>Chapitre I : Les différents types de dégradation du béton</i>	
I. Introduction	1
II. Le béton armé	1
II.1 Le béton.....	1
II.2 L'acier.....	4
III. Les différents types de Dégradations d'un tablier d'un pont.....	4
III.1 Dégradation d'origine chimique	4
III.1.1 Carbonatation et corrosion des aciers.....	4
III.1.2 Les Réactions sulfatiques	7
III.1.3 Alkali-réaction.....	9
III.1.4 Autres attaques (eau de mer, eaux pures).....	11
III.2 Dégradation d'origine physique.....	12
III.2.1 Retrait, tassement.....	12
III.2.2 Gel –dégel.....	13
III.3 Dégradation d'origine mécanique.....	15
III.3.1 Chocs.....	15
III.3.2 Abrasion, érosion.....	16
IV. Conclusion.....	16
<i>Chapitre II : Aspects physico-chimique de la corrosion</i>	
I. Introduction.....	17
II. La corrosion des armatures dans le béton.....	17
III. Les stades de corrosion.....	18
IV. La passivation de l'acier.....	19
V. L'amorçage de la corrosion.....	21
V.1 Amorçage de la corrosion par la pénétration des chlorures.....	21
V.2 Amorçage de la corrosion par la carbonatation du béton d'enrobage.....	22
VI. La vitesse de corrosion.....	24
VII. La propagation de la corrosion.....	25

TABLES DE MATIERES

VII. 1. La nature électrochimique de la corrosion.....	25
VII.2. Facteurs influant sur la corrosion des armatures.....	27
VII.2.1. Influence de l'enrobage.....	28
VII.2.2. Influence de la composition du béton.....	28
VII.2.3 Influence de l'humidité.....	29
VII.2.4 Influence de la résistivité du béton.....	29
VII.2.5 Influence de la carbonatation.....	30
VII.2.6 Effet de l'oxygène.....	30
VII.2.7 Influence d'autres agents agressifs.....	31
VIII. Les conséquences des désordres provoqués par la corrosion des armatures.....	31
IX. Conclusion.....	33

Chapitre III : La corrosion et son comportement mécanique dans le béton armé

I. Introduction.....	34
II. Modèles de vieillissement de structures corrodées.....	34
III. Relation entre la fissuration et la corrosion.....	36
IV. Les conséquences de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton.....	37
IV.1 Effet de la corrosion sur le comportement de structures.....	38
V. Conclusion.....	41

Chapitre IV : Approche probabiliste de dégradation d'un ouvrage en béton armé

I. Introduction.....	42
II. Etapes de performance d'un ouvrage.....	42
II.1 Temps d'initiation (amorçage) de la corrosion T_i	43
II.1.1 Temps d'initiation de la corrosion par la pénétration des ions chlorures.....	43
II.1.2 Temps d'initiation de la corrosion par carbonatation du béton.....	44
II.2 Temps de formation de la première fissure T_{fissure}	46
II.2.1 Estimation de W_p	46
II.2.2 Estimation de W_{crit}	47
II.2.3 Extension des produits de la rouille.....	49
II.2.4 Temps d'apparition de la première fissure $\Delta t_{\text{fissure}}$	49
II.3 Propagation des fissures.....	50
II.3.1 Temps de propagation de la fissure $T_{\text{service}}, T_{\text{éclat}}$	51

TABLES DE MATIERES

II.4 Temps correspondant à la perte de section des armatures $T_{10\%}$	52
II.5 Temps d'atteinte de la sécurité réglementaire $T_{\beta 0}$	52
III. Conclusion	52

Chapitre V : Diagnostic et principe de Réparation d'un ouvrage corrodé

I. Introduction.....	53
II. Diagnostic du béton armé.....	53
III. Objectifs du diagnostic de corrosion.....	54
IV. Objectif et principe de réparation.....	55
V. Méthodes de réparation.....	55
V.1 Réparations de surface.....	55
a- Préparation de la surface.....	55
b- Coffrage.....	57
V.2. Réparation par protection cathodique.....	57
V.2.1. Localisation des armatures corrodées.....	57
V.2.2 Réparations superficielles du béton.....	58
V.2.3 Le système de la protection cathodique.....	58
V.2.4 Les types de système de protection.....	59
a- Anodes sacrificielles.....	59
b- Courant imposé.....	59
V.3 Réparations électrochimiques de ré-alkalinisation.....	59
V.4 La réparation par les inhibiteurs de corrosion.....	60
V.4.1 Les inhibiteurs utilisés pour le béton armé.....	61
VI. Récapitulatif.....	62
VII. Conclusion.....	65
 Conclusion générale.....	66
Références bibliographiques.....	68

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Probabilité de corrosion en fonction de la valeur de la résistivité.....	30
Tableau 3.1 : Evolution des fissures avec la corrosion.....	37
Tableau 5.1 : Reconstitution de l'enrobage.....	62
Tableau 5.2 : Béton projeté.....	63
Tableau 5.3 : Produits protecteurs : Hydrofuges de surface.....	63
Tableau 5.4 : Produits protecteurs : Inhibiteurs de corrosion.....	63
Tableau 5.5 : Revêtements de surface : Peintures, lasures et autres revêtements.....	64
Tableau 5.6 : Revêtements de surface : Enduits pour le bâtiment.....	64
Tableau 5.7 : Traitements électrochimiques : Ré-alkalinisation des bétons, extraction des chlorures.....	64
Tableau 5.8 : Traitement électrochimiques : Protection cathodique.....	68

INTRODUCTION GENERALE

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement, ainsi que par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques. La corrosion des armatures en acier est une des causes majeures de dégradation des structures en béton armé.

Le béton d'enrobage par son pH basique protège naturellement l'armature des agressions de l'environnement. Dès les premiers instants de la mise en place du béton, le pH élevé va conférer à l'acier un état de passivation, protégeant les armatures grâce à une fine couche d'oxyde de fer stable. Cette protection va être mise en péril principalement par deux phénomènes.

La dépassivation peut intervenir suite à la carbonatation du béton par le dioxyde de carbone de l'air. Ce phénomène va causer une corrosion plutôt lente et généralisée (vitesse de corrosion de l'ordre de $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Une concentration importante de chlorures au niveau des armatures, combinée ou non avec la carbonatation, formera des piqûres de corrosion, engendrant un processus rapide et fortement localisé (vitesse de corrosion de l'ordre de $1\mu\text{A}/\text{cm}^2$). Quand la fine couche de protection est détruite, l'acier est dépassivé, la période dite d'initiation est terminée et nous entrons alors dans une nouvelle phase dite de propagation de la corrosion.

Des études faites à travers le monde montrent que la corrosion des armatures est responsable de la dégradation de 75% des ouvrages en béton armé et absorbe la plus grande partie des ressources financières destinées aux activités d'entretien et de renouvellement des ouvrages de génie civil; ceci est la preuve que ce phénomène doit être pris très au sérieux. Que de nombreux ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures exigent de nouvelles interventions peu de temps seulement après qu'ils aient été réparés pour la même raison a attiré notre attention et nous a amené à penser que la corrosion qui fait tant de mal à nos ouvrages en béton armé n'est pas traitée avec tout le sérieux qui doit lui être dû. Cela peut résulter du fait que beaucoup d'ingénieurs et de techniciens ne procèdent pas au préalable à des investigations sérieuses pour évaluer l'ampleur des dégâts dans la structure avant d'engager des travaux de réparation, soit par leur méconnaissance du phénomène de la corrosion et de la démarche à suivre pour résoudre les problèmes de corrosion, soit alors qu'ils ne se fient uniquement qu'à l'apparition des dégradations visuelles sur l'ouvrage telles que : les tâches de rouille, les infiltrations d'eau, l'éclatement du béton, les fissures...Les conséquences qui en découlent sont : la non détection des dégradations cachées qui vont se propager avec le

temps, le risque de baser les travaux sur un concept erroné, la mauvaise évaluation du coût des réparations.

Les conséquences de la corrosion sur la structure sont non négligeables et se reflètent différents façons dépendantes ou non. Une des premières conséquences est la réduction de section de l'armature corrodée, qui aura des répercussions sur d'autres paramètres. En effet, celle-ci va s'accompagner d'une expansion volumique globale de l'armature, car l'acier corrodé va se transformer en rouille qui va s'hydrater et occuper un volume qui sera environ deux ou trois fois le volume de l'acier sain. Par réaction, cette augmentation de volume va induire une pression de rouille dans le béton environnant et provoquer sa fissuration. Ce phénomène aura une conséquence directe sur le processus de corrosion, car la fissuration va faciliter la pénétration des agents agressifs et donc accélérer la corrosion.

Un second mécanisme subit l'influence de la corrosion, l'adhérence entre l'acier et le béton sera modifiée en fonction de l'état de l'interface.

I. Problématique

- Qu'est ce que la corrosion dans le béton armé?
- Quelles en sont les causes ?
- Quelles en sont les conséquences ?
- Comment s'en prémunir ?
- Que faire quand ça arrive ?
- Quels sont les différents diagnostics et types de traitements ?

II. Objectifs de cette recherche

- Connaître les différents types de pathologies existantes dans un ouvrage en béton armé en général et spécialement dans un tablier d'un pont.
 - Etude de la corrosion et sa propagation dans la structure en béton armé.
 - L'influence de la corrosion sur le comportement mécanique de l'ouvrage et sa capacité portante.
 - L'influence de la corrosion sur la durée de vie de l'ouvrage en béton armé (approche probabiliste de dégradation de l'ouvrage).

- Méthode d'amélioration du comportement mécanique due a la corrosion ainsi que sa capacité portante.

III. Démarche

Les différentes étapes de l'étude consiste :

- Le 1^{er} chapitre qui étudie les différents types de dégradations des ouvrages en béton armé.
- Le 2^{ème} chapitre présente la corrosion des armatures des ouvrages en béton armé ainsi que sa propagation dans la structure et ses aspects physico-chimique.
- Le 3^{ème} chapitre consiste à étudier le comportement mécanique et sa capacité portante après sa dégradation.
- Le 4^{ème} chapitre calcule l'approche probabiliste de l'ouvrage corrodé en béton armé.
- Le 5^{ème} chapitre détermine le diagnostic et les différentes méthodes de remède et d'amélioration du comportement mécanique de l'ouvrage corrodé.
- Finalement, la conclusion générale de l'étude ainsi que des directions pour les recherches futures dans ce domaine.

I. Introduction

A l'échelle de plusieurs générations, le béton apparaît comme un matériau durable et qui offre une bonne résistance aux agressions d'origines physique et chimique, pourvu qu'il ait été bien formulé et que sa mise en œuvre ait été correctement réalisée. Le béton peut néanmoins subir des altérations internes ou externes. Ce paragraphe présente l'essentiel de ces altérations, en les classent en fonction de leur origine chimique, physique, mécanique ou plus rarement biologique.

Il convient cependant de noter que cette classification est relativement arbitraire, car certaines altérations font appel à des mécanismes qui relèvent de plusieurs origines où la dégradation est fondée sur un processus physico-chimique.[1]

II. Le béton armé

Le béton dans son sens actuel fut introduit par l'ingénieur Bélidor dans « l'architecture hydraulique » en 1737. L'invention du ciment par Vicat en 1817, puis celle du ciment Portland par Aspdin en 1824 préparèrent l'avènement du béton. Le béton prendra son plein essor lorsqu'on y introduira des armatures métalliques qui lui confèrent une bonne résistance à la traction. Ainsi, les progrès réalisés au 20^{ème} siècle ont fait que le béton armé est devenu aujourd'hui le principal matériau de construction.

II.1 Le béton

Le béton est issu d'un mélange ciment, eau, granulats, et souvent adjuvants, réalisé suivant des proportions bien déterminées en fonction des caractéristiques que l'on veut obtenir. L'ensemble doit être homogène à la pâte, résultante des réactions entre le ciment et l'eau, est l'élément actif du béton.

Les étapes de la fabrication du béton sont résumées dans la figure I.1.

Parmi la grande variété de ciments, un des plus couramment utilisé est le ciment Portland CEM 1 (selon EN 197-1), composé de clinker, de gypse et éventuellement d'ajouts. Le clinker, obtenu par broyage d'une roche artificielle produite vers 1450° d'un mélange de calcaire et d'argile en proportion moyenne 80% - 20% est composé de :

- Silicate tricalcique, $3CaO.SiO_2$ ou C_3S (60 – 65%)
- Silicate dicalcique, $2CaO.SiO_2$ ou C_2S (20 – 25%)
- Aluminate tricalcique, $3CaO.Al_2O_3$ ou C_3A (5 – 10%)
- Ferro aluminate tétracalcique, $4CaO.Al_2O_3,Fe_2O_3$ ou C_4AF (5 – 10%)

CHAPITRE I : LES DIFFERENTS TYPES DE DEGRADATION DU BETON

L'eau est avec le ciment l'ingrédient le plus important du béton. Elle remplit à la fois une fonction physique conférant au béton frais les propriétés rhéologiques d'un liquide, et une fonction chimique contribuant au développement de la réaction d'hydratation du ciment et par la suite à la résistance mécanique du béton.

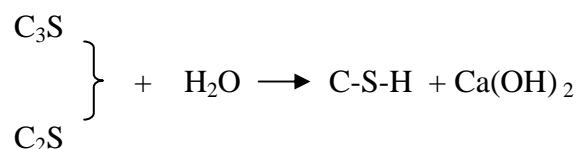
Les granulats sont composés de roches carbonatées ou siliceuses. Agglomérés par le liant pour former une pierre artificielle, ils constituent, dans les conditions normales, le squelette inerte du béton, lui conférant sa compacité et participant à sa résistance mécanique.

Au cours de son hydratation, le ciment réagit chimiquement avec l'eau. En effet, sous l'action de l'eau, les espèces du ciment, légèrement solubles dans l'eau passent en solution dans la phase aqueuse pour donner des ions :

- Calcium Ca^{2+}
- Potassium K^+
- Sodium Na^+
- Hydroxyde OH^-
- Silicate $\text{SiO}_4\text{H}_2^{2-}$, SiO_4H_3^- , $\text{Si}_2\text{O}_7\text{H}_4^{2-}$
- Aluminate $\text{Al}(\text{OH})_4^-$, AlO_2^-
- Sulfate SO_4^{2-}

Ces ions se combinent en composés hydratés lorsque les concentrations ioniques sont telles que les produits de solubilité des hydrates sont dépassés.

Les produits d'hydratation majeurs sont les silicates de calcium hydratés C-S-H et la portlandite ou hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou CH qui résultent de la réaction chimique suivante :



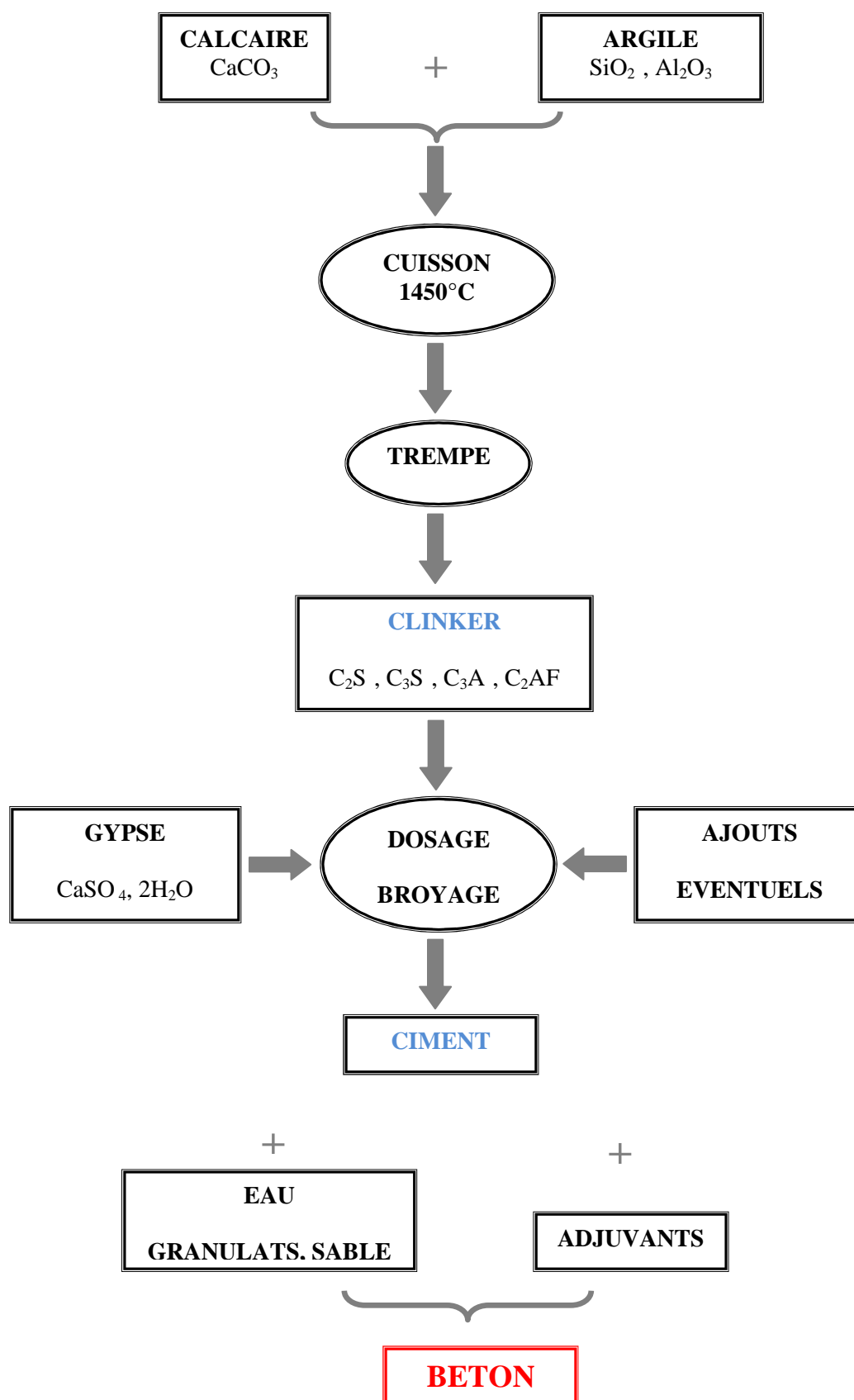


Figure 1.1 Procédé de fabrication du ciment et du béton

II.2 L'acier

Le béton est résistant à la compression mais possède une faible résistance à la traction. C'est pourquoi, pour lui conférer une bonne résistance à la traction, on dispose dans les parties tendues des armatures (barres ou treillis) généralement en acier dont les formes utilisées les plus courantes sont des aciers lisses, des aciers à haute adhérence, ou des treillis soudés fils lisses. L'adhérence entre l'acier et le béton est nécessaire. Celle-ci est fonction de la forme des armatures, de leur surface (les nervures améliorent l'adhérence), de la rugosité de l'acier et de la résistance du béton. La quantité d'armatures et leur disposition, dictées par la répartition des contraintes, résultent de calculs qui font appel aux lois de comportement mécanique des matériaux.

Vis-à-vis de la corrosion, l'acier inoxydable est bien plus résistant qu'un acier ordinaire [2] mais son coût très élevé fait que, l'acier ordinaire, capable de durer assez longtemps pour satisfaire une durée de service déterminée, est utilisé dans la plus part des constructions en béton armé.

III. Les différents types de Dégradations d'un tablier d'un pont

Les tabliers de ponts sont sujets à de nombreuses agressions qui affectent considérablement leur durabilité et ils sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant leurs dégradations. Certaines de ces conditions favorisent l'éclatement du béton de surface et la corrosion des armatures d'acier [3]. Par conséquent, la durée de vie des tabliers de ponts se trouve considérablement réduite [4].

III.1 Dégradation d'origine chimique

D'un point de vue chimique, il est important de retenir que le béton est un matériau basique et que, pour cette raison, il est vulnérable aux attaques acides et, plus particulièrement, à celles faisant intervenir des acides forts.

III.1.1 Carbonatation et corrosion des aciers

La carbonatation du béton est un phénomène lent, La vitesse dépend de nombreux facteurs tels que : compacité, dosage et type de ciment, elle est due à la pénétration dans le béton, milieu poreux, du dioxyde de carbone contenu dans l'air.



Figure 1.2 Carbonatation et corrosion des armatures

Le dioxyde de carbone CO_2 réagit avec les hydroxydes de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ présent dans le béton pour former des carbonates de calcium CaCO_3 , ce qui provoque une diminution importante de la valeur du pH de la solution des pores (d'environ 13 à 9), une destruction de la couche de passivation et l'initiation d'une corrosion généralisée des armatures. La plupart des auteurs s'accordent pour dire que la propagation du front de carbonatation suit une loi proportionnelle à la racine carrée du temps :

$$x = k\sqrt{t}$$

Où x est la profondeur de carbonatation et k une constante liée au coefficient de diffusion de CO_2 .

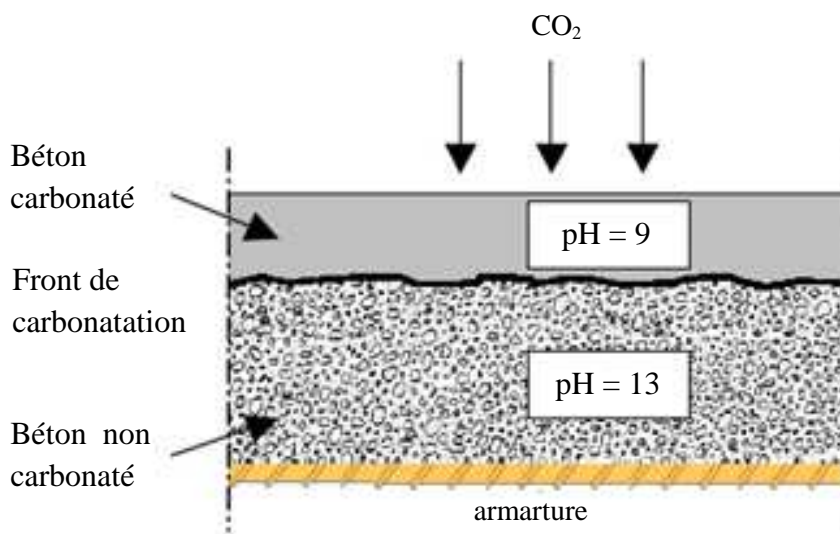


Figure 1.3 Progression de la carbonatation

CHAPITRE I : LES DIFFERENTS TYPES DE DEGRADATION DU BETON

La carbonatation modifie la structure poreuse et les propriétés du béton. Les carbonates de calcium sont insolubles et précipitent, colmatant partiellement la porosité, ce qui diminue la vitesse de progression du front de carbonatation (auto-protection). Les résistances mécaniques et le module d'élasticité augmentent, et la perméabilité aux gaz et aux liquides diminue.

En ce qui concerne la durabilité de l'ouvrage, le seul inconvénient de la carbonatation est la chute du pH au-dessous du seuil de passivation des aciers.

- La carbonatation a lieu de manière privilégiée dans les villes et milieux industriels, où la pollution provoque des concentrations importantes de dioxyde de carbone.

Sur les ouvrages, les deux principaux facteurs favorisant la corrosion par carbonatation sont une porosité excessive du matériau en zone superficielle et/ou un enrobage insuffisant. Après environ 30 ans, la profondeur de carbonatation dans un béton peut varier de 1 à 50 mm, suivant le béton et le milieu environnant considérés.

- Les principaux paramètres qui déterminent l'avancement du front de carbonatation sont :
 - Au niveau du matériau : la porosité et la quantité de minéraux susceptibles de réagir avec le CO₂,
 - Au niveau des conditions aux limites : la concentration en CO₂ dans l'atmosphère, l'humidité relative, la température, l'alternance de cycles d'humidification - séchage.

La vitesse de carbonatation est maximale lorsque l'humidité relative est :

- Assez faible pour permettre la diffusion du CO₂
- Assez importante pour permettre la réaction de carbonatation.

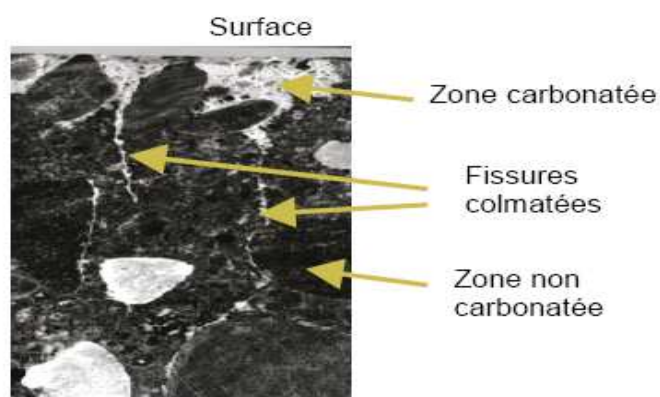


Figure 1.4 Progression de la carbonatation dans les fissures

III.1.2 Les Réactions sulfatiques

Depuis quelques années, plusieurs sinistres, concernant, en particulier, des piles ou tabliers d'ouvrages d'art, mais aussi des ouvrages du bâtiment, ont pu être attribués à une réaction sulfatique interne, appelée l'Ettringite qui est une source des dégradations progressives de certains ouvrages en béton. L'ettringite est une réaction naturelle qui se produit à l'intérieur du béton, soit au moment de l'hydratation du ciment, soit de manière différée. Contrairement aux attaques sulfatiques du béton par l'extérieur (alcali-réactions), qui provoquent une dégradation progressive du béton, de l'extérieur vers le cœur de la pièce, la réaction sulfatique interne affecte l'ensemble du béton.

Ce phénomène provoque un gonflement interne du béton, entraînant une fissuration multidirectionnelle du matériau, peu différente, à vrai dire, de celle de l'alcali-réaction.

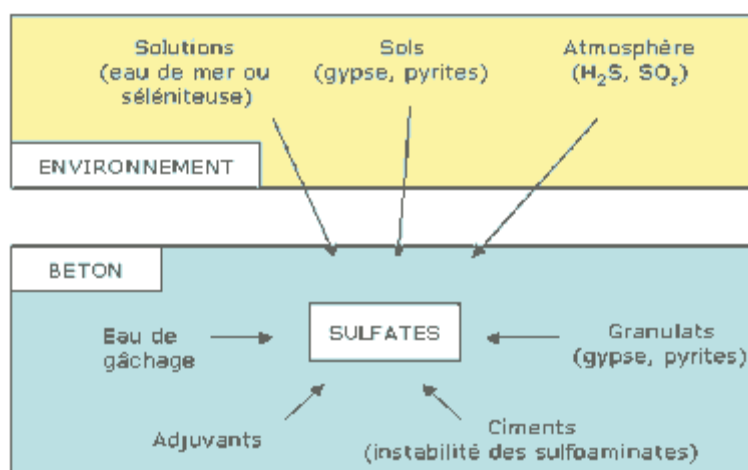


Figure 1.5 : l'origine des sulfates.

Commentaire :

La littérature scientifique est riche en publications et en résultats expérimentaux, surtout sur des échantillons de pâte (ciment et eau) ou de mortier (ciment, sable et eau), mais relativement peu de résultats sur le béton lui-même. Cependant, c'est le béton qui est au centre du problème. La raison de cette concentration de la recherche sur la pâte et le mortier est attribuable à la trop longue durée des essais sur le béton.

- Schématiquement, les réactions sulfatiques sont provoquées par l'action des sulfates provenant du milieu extérieur ou des granulats, avec la chaux et les aluminates du ciment. Les sulfates proviennent généralement du milieu extérieur, mais peuvent être aussi

progressivement libérés lors des réactions internes au matériau. Le produit final de la réaction est l'ettringite (ou sel de Candlot), dont le développement au sein du béton provoque une expansion qui altère les caractéristiques mécaniques du béton.

- L'ettringite, ou trisulfoaluminate de calcium ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot(30 \text{ à } 32)\text{H}_2\text{O}$), est un produit d'hydratation du C_3A en présence de sulfates. Son rôle est de régulariser la prise du C_3A , car au contact avec l'eau et en l'absence de sulfates, le C_3A forme des cristaux des aluminates de calcium hydratés ($2\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 8\text{H}_2\text{O}$; $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 13\text{H}_2\text{O}$; $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 6\text{H}_2\text{O}$). Dans le cas d'un manque de sulfates, les aluminates de calcium peuvent être présents simultanément avec les cristaux de monosulfoaluminate $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 12\text{H}_2\text{O}$. Ces cristaux peuvent causer un raidissement du béton qui perd alors toute ouvrabilité pendant qu'il est encore dans le malaxeur.

Ce phénomène est connu sous le nom de prise éclair.

❖ *Les réactions sulfatiques d'origine interne*

Ce phénomène de réaction sulfatique d'origine interne peut apparaître sans apport de sulfate par une source extérieure. Il est souvent dénommé DEF (Delayed Ettringite Formation), traduction anglaise de Formation Différée d'Ettringite.

Les ions sulfates d'origine interne proviennent du ciment et des autres constituants. Ils peuvent dans certaines conditions être dissous dans la solution interstitielle du béton. Les réactions sulfatiques mettent en jeu ces ions sulfates présents dans la solution interstitielle et les aluminates du ciment, elles peuvent conduire à la formation d'ettringite susceptible de provoquer de l'expansion dans le béton durci. Le phénomène de gonflement interne sulfatique peut se manifester par l'apparition à la surface du béton d'une fissuration multidirectionnelle à maille relativement large.

La formation d'ettringite nécessite un apport d'eau important, puisque sa cristallisation demande 32 molécules d'eau. C'est pourquoi ce type de dégradation se rencontre de préférence dans des structures situées dans un environnement humide. La pathologie présentée par des structures victimes d'une dégradation interne de type sulfatique est proche de celle présentée par les ouvrages atteints d'alcali-réaction, avec cependant l'absence d'exsudations et de petits cratères.



Figure 1.6 : Fissuration dues au gonflement interne

III.1.3 Alkali-réaction

Les mécanismes des alcali-réactions sont complexes et le développement de ces réactions au sein des structures se produit généralement de façon hétérogène. Si de nombreux facteurs interviennent dans le développement de ces réactions, celle-ci résultent, dans leur principe, d'une réaction entre la phase liquide interstitielle contenant des alcalins en quantité importante, et les particules réactives contenues dans les granulats ; la chaux et un environnement humide sont aussi des facteurs indispensables. [1]

Parmi les trois types de réactions actuellement connus :

- La réaction alcali-silice ;
- La réaction alcali-silicate ;
- La réaction alcali-carbonate.

La plus fréquente est la première. Son mécanisme, qui est encore mal défini, peut cependant être décrit de la façon suivante :

- Dans un premier temps, les alcalins qui proviennent essentiellement du ciment, mais aussi dans certains cas de l'altération des granulats du béton en milieu basique, comme les granulats contenant des feldspaths, des micas ou des argiles, migrent au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton pour entrer en contact avec les particules de silice réactive présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Il se forme alors un gel de silicate alcalin.
- Dans un second temps, ce gel de silicate se combine ensuite avec le calcium provenant de la pâte du liant (essentiellement la portlandite Ca(OH)_2 car c'est la phase la plus réactive)

pour former un gel silico-calco-alcalin. Ce gel peut absorber une grande quantité d'eau, et possède la propriété d'être gonflant. Il provoque alors une expansion du béton.

Les produits de la réaction peuvent prendre différents aspects qui vont du gel parfaitement lisse (aspect craqueté au microscope électronique à balayage) à des amas de cristaux (aspect de roses de sables, de lamelles, de filaments), en passant par diverses morphologies intermédiaires [5].

Le gel d'alcali réaction possède la propriété d'être gonflant au cours de sa formation. Si l'on simplifie à l'extrême son action au sein du béton, on peut admettre qu'il exerce sur la matrice qui l'entoure des pressions locales qui ont été estimés entre 3 et 10 MPa par divers auteurs. De telles contraintes engendrent des désordres dans le matériau qui sont fréquemment observables au microscope optique ou au microscope électronique à balayage ; il s'agit de réseaux de fissures intra-granulaires, de micro-fissurations autour des particules réactives, ou de décollements à l'interface pâte de ciment-granulats.

Les désordres consécutifs à cette réaction peuvent apparaître de façons diverses suivant les structures examinées, et même suivant les différentes parties d'un même ouvrage [6]. La fissuration en réseau est le désordre le plus fréquemment rencontré sur les parements des structures atteints par les réactions alcalis-granulats. La fissuration est généralement anarchique et peut prendre la forme d'un faïençage avec des mailles de petite dimension (20 à 50 mm) et une profondeur de fissure assez faible (quelques centimètres), ou prendre la forme d'un réseau de fissures de dimensions plus grande (30 à 40 cm) et de profondeur plus importante (supérieure à 10 cm).

La fissuration peut parfois prendre une orientation préférentielle ; c'est le cas lorsque la fissuration reproduit le tracé des armatures de peau ou lorsque les fissures sont parallèles à la précontrainte, l'ouverture des fissures de faisant suivant la direction la moins précontrainte.



Figure 1.7 Fissuration en faïençage provoqué par l'alcali réaction

L'expansion du béton consécutive à une alcali-réaction peut aussi engendrer un gonflement de la structure. Lorsque celui-ci est important, il est possible d'observer sur certains ouvrages, une fermeture des joints de dilatation avec une mise en butée de l'ouvrage, une flèche résiduelle importante ou des mouvements différentiels de parties d'ouvrages provoquant un rejet de certaines fissures (déplantage de parement) ainsi qu'éclatement du béton [7].



Figure 1.8 éclatement du béton dans une pile de pont

III.1.4. Autres attaques (eau de mer, eaux pures)

L'eau de mer probablement un des milieux les plus agressifs qui soit pour le béton. Son attaque est le résultat de réactions plus ou moins simultanées entre les sulfates, les chlorures et les constituants du ciment (C3A et $\text{Ca}(\text{OH})_2$). Les sels de magnésium (MgCl_2 et MgSO_4) sont les plus agressifs. La substitution $\text{Mg}^{++} \rightarrow \text{Ca}^{++}$ se fait aisément dans la portlandite, mais aussi dans les C-S-H qui se transforment progressivement en M-S-H, silicate de magnésium sans propriétés liantes.

La cause de dégradation la plus importante reste cependant la formation d'ettringite qui engendre un gonflement du matériau puis une fissuration. L'attaque se fait d'abord en surface puis pénètre au cœur du matériau. Les zones les plus atteints sont celles soumises au marnage, car aux agressions d'origine chimique se rajoutent les réactions mécaniques des vagues qui

enlèvent les parties de béton malades, et les actions physiques liées aux cycles séchage-mouillage (Figure 1.8).

En revanche, les visites de contrôle effectuées sur des plates-formes offshore n'ont fait apparaître aucune pathologie pour des bétons toujours immergés, à l'abri de l'air.



Figure 1.9 Dégradation causée par l'eau de mer sur les piles d'un pont

III.2. Dégradation d'origine physique

D'un point de vue physique, il est important de noter que le béton est un matériau hydraulique et poreux et, qu'à ce titre, il est sujet à un certain nombre de phénomènes qui sont basés sur le comportement de l'eau en son sein et sur les échanges d'eau avec le milieu extérieur [8].

III.2.1 Retrait, tassement

Le béton peut présenter des dégradations dont la cause est l'existence d'un retrait mal maîtrisé. Le retrait est en effet un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein d'un béton et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement [9].

Les différents types de fissures de retrait en suivant leur ordre chronologique d'apparition :

- Fissures apparaissant une ou deux après le bétonnage et parfois visibles à travers l'eau de ressuage (encore appelées cassures de béton frais). Ces fissures sont provoquées par le tassement du béton frais dans les coffrages et le ressuage qui l'accompagne, ou par une sédimentation du béton résultant d'un défaut de compacité et provoquant un gradient vertical de l'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques. Elles sont relativement profondes et ouvertes (de l'ordre du millimètre), endommagent les surfaces horizontales et reproduisent souvent le tracé de la nappe supérieure de ferrailage (surtout lorsque les vibreurs ont touché les armatures). Elles s'accompagnent souvent de déflexions locales du béton au milieu des mailles du ferrailage.
- Fissures apparaissant juste après le décoffrage. Ces fissures affectent aussi bien les surfaces horizontales que les parements verticaux. Elles forment un maillage de quelques décimètres de côté reproduisent ou non le ferrailage sous-jacent et sont généralement fines et peu profondes lorsqu'elles sont occasionnées par le retrait d'auto-dessiccation (ou retrait correspondant à la contraction cause, et peuvent même être traversantes dans le cas de pièces massives lorsque le ciment utilisé a une chaleur d'hydratation particulièrement élevée (la répartition non-linéaire de la température au sein d'une même pièce en béton provoquant de gradients thermiques dans l'épaisseur des parois ou des écarts de température entre les parties minces et épaisses, et donc des contraintes internes de retrait thermique) .
- Fissures apparaissant plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage. Ces fissures présentent un faciès analogue aux fissures précédentes, et sont créées par le retrait de dessiccation encore appelé retrait à long terme. Ce retrait résulte de départ de l'eau en excès dans le béton en raison de la mise en équilibre hygrométrique de la structure en béton avec son milieu extérieur. La mise en équilibre dépend de l'épaisseur des pièces nécessite de nombreuses années voire plusieurs décennies pour des tabliers de ponts.

III.2.2 Gel –dégel

Parmi les actions susceptibles de provoquer des dégradations des ouvrages en béton, le gel peut constituer un facteur particulièrement actif, notamment lorsqu'il s'accompagne de cycles de gel et de dégel rapidement alternés.

Les dégradations par le gel ne peuvent intervenir que lorsque les matériaux sont en contact de l'eau, dans un état voisin de la saturation. Le béton durci dans la majorité des cas, résiste

CHAPITRE I : LES DIFFERENTS TYPES DE DEGRADATION DU BETON

aux effets du gel; il arrive cependant que des conditions climatiques particulièrement sévères puissent entraîner la dégradation de bétons mal formulés, mis en œuvre de façon incorrecte et, de surcroît, saturés d'eau.

Le gel n'est donc susceptible d'occasionner des dégradations aux ouvrages en béton que dans des cas limités, ou se trouvent simultanément réunies plusieurs condition défavorables.

Les dégradations occasionnées par le gel sont de deux types:

- ❖ Une fissuration répartie dans la masse du béton provoquée par un mécanisme de gel interne;
- ❖ Un délitage de la zone superficielle, appelé écaillage, qui résulte d'un gradient thermique important au voisinage de la surface.

Ces deux types de dégradations, qui peuvent se produire simultanément ou de manière indépendante sont dus à des mécanismes distincts: l'action répétitive de cycles de gel et de dégel, ou une brusque chute de température superficielle généralement provoquée par l'action des sels de déverglçage.



Figure 1.10 Ecaillage d'une dalle de béton

Lorsqu'on parle de la dégradation du béton due au gel, on sous-entend toujours l'action des cycles de gel-dégel, car, en général, les dégâts n'apparaissent qu'après plusieurs périodes de gel. Pour que les désordres soient effectivement importants il faut l'action d'un nombre plus

ou moins important de cycles alternés [10]. Les matériaux sont endommagés par les cycles de gel-dégel si leur teneur en eau est supérieur à une valeur appelée degré de saturation critique. A l'échelle macroscopique, il existe trois types de désordres engendrés par ce type de cycle thermique. Tout d'abord on parle de l'éclatement du béton, lorsque sa cohésion est affectée et sa destruction totale. Ce type de désordre résulte en général du gel sévère et d'une saturation importante du matériau. Ensuite lorsque la surface est endommagée et que le béton se détache en lamelles, la dégradation est appelée écaillage (Figure 1.9). La désagrégation en surface est souvent amplifiée par l'emploi de sels fondants. Enfin, la gélidisjonction calque le réseau de faiblesse initial du matériau (fissure, discontinuités). Plus les discontinuités sont de faible dimension, plus le gel doit être intensif pour que la gélidisjonction ait lieu [10]. Nous allons tenter de mettre en évidence l'un de ces types de dégradation à partir de l'étude de l'impédance du système.

III.3 Dégradation d'origine mécanique

III.3.1 Chocs

Les chocs les plus fréquents sont ceux des poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts (Figure 1.10) ; les chocs de bateaux ou d'objet flottants contre les piles, ainsi que les chocs véhicules contre les barrières constituent une autre source de chocs non négligeable. Ces chocs peuvent créer des épaufrures, des éclats importants de béton, voire même des ruptures d'acier. Dans les cas les plus graves, il peut être nécessaire de remplacer des éléments de structure, cela se rencontre avec des tabliers de ponts relativement vulnérables aux chocs comme les ponts à poutres précontraintes par fils adhérents [1].



Figure 1.11 Eclats importants du béton accompagné d'armatures rompues à la suite d'un choc de véhicule lourd

III.3.2 Abrasion, érosion

Les phénomènes d'abrasion et d'érosion se rencontrent essentiellement dans des structures de génie civil en contact avec des circulations intenses d'eau comme les barrages ou les galeries d'amené d'eau, et dans des structures soumises à des charges mécaniques répétées comme les chaussées en béton (glaçage, écaillage, nid de poule,..). Dans le domaine des ponts se sont principalement les piles en rivière qui peuvent subir des abrasions consécutives à l'action du courant et des corps flottants.

IV. Conclusion

Les altérations du béton sont variées. Elles atteignent soit la matrice cimentaire soit les armatures, parfois les deux. Comme on a vu, leurs origines sont très nombreuses : chaque étape depuis la formulation, jusqu'à la mise en œuvre, mais aussi l'agressivité de l'environnement peuvent être source de dégradation. Le positionnement des armatures, par exemple, est essentiel : en effet, si elles affleurent ou si elles sont placées trop près de la surface, leur oxydation sera favorisée, ce qui induira une dégradation du béton.

CHAPITRE II

ASPECTS PHYSICO-CHIMIQUE DE LA CORROSION

I. Introduction

La durée de vie d'un ouvrage peut se définir par le temps durant le quel l'utilisation de l'ouvrage se fait en toute sécurité. Cette durée de vie est influencée par de nombreux paramètres tels que la durabilité des matériaux, la durabilité des assemblages de plusieurs matériaux, l'évolution de l'environnement. La dégradation des ouvrages en béton armé est la conséquence de multiples mécanismes, par exemple les cycles gel /dégel, l'alcali réaction, les défauts d'homogénéité, l'attaque des sulfates, et enfin la corrosion des armatures, qui est la cause d'environ 80% des dégradations des ouvrages. Le mécanisme de corrosion relève de plusieurs domaines, la chimie, la physique et la mécanique. Dans ce chapitre, nous verrons l'influence que le phénomène peut avoir sur le comportement mécanique de structures en béton armé.

II. La corrosion des armatures dans le béton

Dans le béton armé, l'association de l'acier et du béton forme un couple qui a fait ses preuves, comme en témoigne le développement des ouvrages en béton armé depuis plus d'un siècle. La corrosion ne se développe pas tant que le béton assure une certaine durabilité en protégeant physiquement et chimiquement les armatures. Cependant, cette protection disparaît avec le temps et un bon nombre de constructions en béton armé laissent apparaître des désordres plus ou moins prononcés. Par exemple aux Etats-Unis, quatre ponts sur dix présentent un état déficient en raison de la corrosion [11].

C'est pourquoi, les dégradations par corrosion des armatures produisent des défauts qui ne deviennent visibles qu'après un certain délai. Les défauts invisibles sont des modifications chimiques et parfois physiques (liés à la microstructure) de l'enrobage de béton. Il s'agit aussi du début d'un éclatement (délaminage) de cet enrobage ou de la formation d'une fine couche de rouille sur l'acier. Dans certains cas, la dissolution des armatures se produit, sans aucune trace visible sur le parement.

Les dégradations mises en évidence sont des éclatements, des épaufrures et des fissures du béton d'enrobage. D'autres mécanismes peuvent également être à l'origine de ce type de désordres. Lorsque la corrosion est très avancée, des traces de rouille sont visibles, les armatures peuvent être mises à nu et leur dissolution (perte de section) constatée [12].

III. Les stades de corrosion

Le stade d'incubation de la corrosion correspond à la durée pendant laquelle les agents agressifs (dioxyde de carbone, chlorures) pénètrent dans l'enrobage de béton, sans corroder les armatures. Il s'arrête lorsqu'au niveau des armatures, la teneur en agent agressif atteint un certain seuil.

La figure 2.1 illustre ces stades de dégradation par corrosion due à des agents agressifs venant du milieu environnant.

Dans le cas de la carbonatation, ce seuil correspond au fait que les armatures se trouvent dans un béton carbonaté et suffisamment humide.

Dans le cas des chlorures, le béton étant alors généralement humide et oxygéné, le seuil correspond très approximativement à un taux de 0,4% par rapport au poids de ciment.

Cette valeur correspond à un rapport de concentrations $[Cl^-]/[OH^-]$ compris entre 0,6 et 1, suivant les ciments.

Pendant le stade de développement de la rouille, la vitesse de dissolution (corrosion) de l'acier est significative. La rouille formée est le plus souvent gonflante et provoque une désagrégation de l'enrobage, par épaufrure, éclatement ou fissuration.

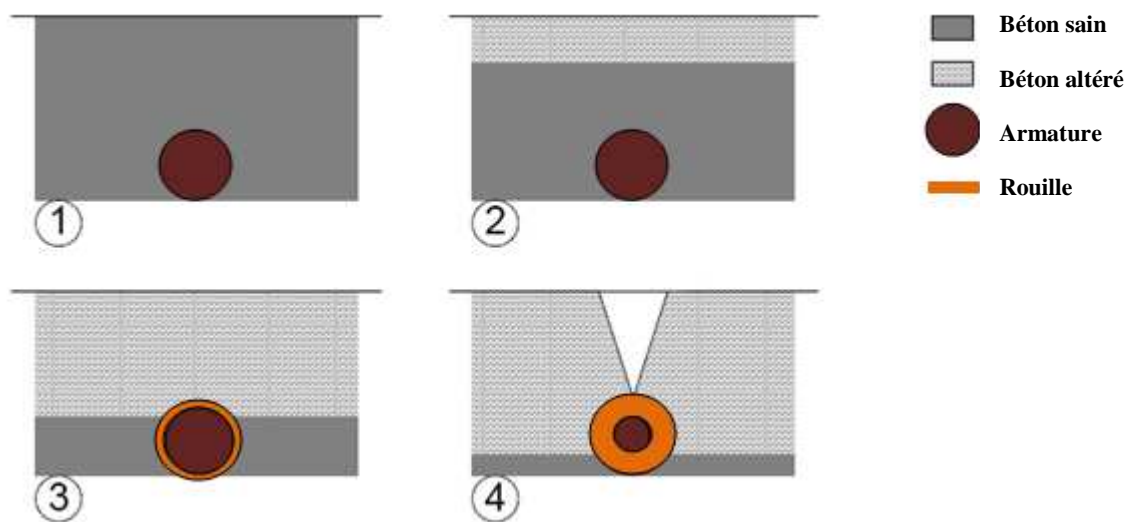


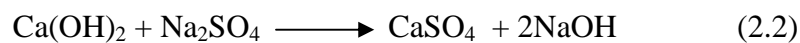
Figure 2.1 Dégradation due à la corrosion

Cette dégradation procède par étape : dans le béton sain (1), un agent agressif pénètre progressivement (2), lorsque sa teneur est assez forte, l'armature commence à se corroder (3) et la rouille peut faire éclater l'enrobage (4)

L'apparition des fissures dépend fortement des caractéristiques de l'enrobage : épaisseur, résistance mécanique, etc. Plus précisément, une fois que l'armature a commencé à se corroder, les fissures apparaissent très tôt même dans un béton de bonne résistance mécanique. Les produits de corrosion diffusent facilement dans un béton poreux et tachent le parement.

IV. La passivation de l'acier

Très tôt après le coulage, le pH de la solution interstitielle des bétons se situe aux environs de 13,5. Lors des réactions d'hydratation, les silicates réagissent avec l'eau pour donner des hydrates (C-S-H) et de la portlandite (Ca(OH)_2) légèrement soluble. Cette portlandite réagit avec les sulfates alcalins présents dans le ciment pour donner les hydroxydes correspondants :



Le pH élevé est dû à la présence des ions OH^- provenant des bases alcalins et de la chaux dont la solubilité dépend précisément de la concentration en ion OH^- . Au bout de quelques heures, la solution interstitielle s'enrichit progressivement en bases alcalines NaOH et surtout KOH, alors que la concentration en chaux décroît et devient négligeable à long terme [13], ceci explique que le pH reste supérieur à 13 alors qu'une solution saturée de chaux n'a qu'un pH de 12,5.

Pourbaix [14] a analysé le comportement de l'armature en établissant des diagrammes d'équilibre qui comprennent en abscisse le pH en ordonnée le potentiel du métal par rapport à une solution de ces sels. Ces diagrammes font intervenir les réactions susceptibles de se former. Le diagramme Fe- H_2O à 25° (Figure 2.2) donne la variation du potentiel de fer repéré par rapport à l'électrode normale à hydrogène ENH ou à une électrode de référence au calomel saturée ECS en fonction du pH à 25° C.

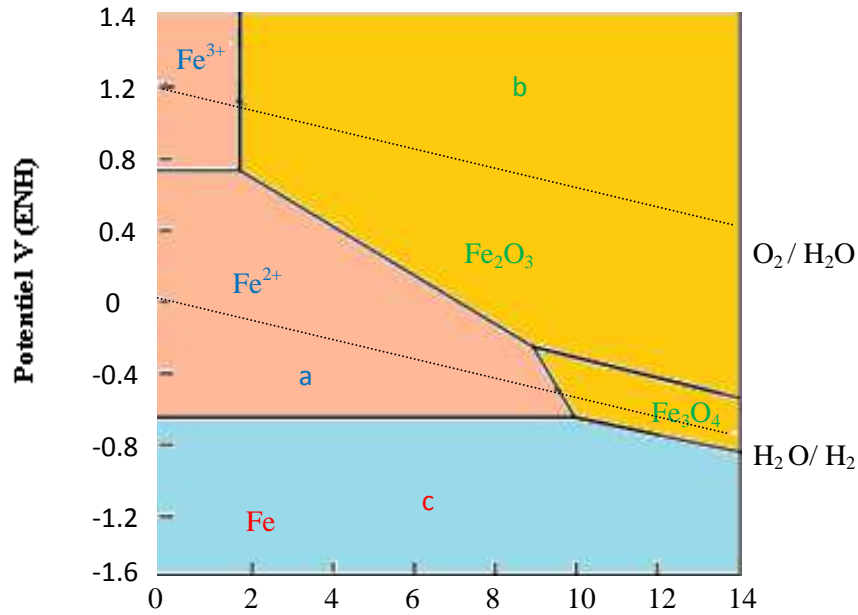


Figure 2.2 Diagramme de Pourbaix pour le système Fe-H₂O

Commentaire :

Dans ce diagramme, les zones délimitées par des traits indiquent les couples de valeurs (E, PH) pour lesquelles une espèce est stable.

Il met en évidence :

- Des zones de corrosion (zone a), on est dans une zone de stabilité d'espèces solubles du fer (Fe²⁺).
- Des zones de passivité (zone b), on est dans une zone de stabilité d'un de ses oxydes (Fe₂O₃).
- des zones d'immunité (zone c), le métal ne réagit pas, on est dans une zone de stabilité du fer (Fe).

L'oxyde ferrique hydraté et la magnétite sont les seuls oxydes pris en compte et la concentration en ions ferreux et ferriques dissous est de 10⁻⁶ moles par litre.

D'après ce diagramme, où le rôle de l'oxygène dissous dans l'eau n'est pas pris en compte, le fer réagit avec les protons en milieu acide et neutre, accompagné d'un dégagement d'hydrogène, alors qu'en milieu alcalin, il résiste à la corrosion car les oxydes formés par réaction avec les ions hydroxyde sont pratiquement insolubles.

V. *L'amorçage de la corrosion*

En terme cinétique, Tuutti [15] a proposé un modèle d'évolution du béton d'enrobage et de l'armature en deux étapes successives. La première étape est une phase d'initiation ou d'amorçage de la corrosion. Elle va consister à réunir les conditions suffisantes pour que le métal soit dépassivé, c'est-à-dire que la fine couche passive qui protège le métal soit détruite. La durée de cette étape dépend de l'environnement de l'armature. La carbonatation du béton d'enrobage par le dioxyde de carbone de l'air ou la pénétration des chlorures jusqu'à la surface du métal sont des acteurs de ces modifications.

Quand les armatures sont dépassivées, il s'ensuit une phase de propagation où la corrosion va se développer par des réactions d'oxydation à la surface des armatures. Le gonflement qui en résulte engendre une pression de rouille amenant à la fissuration et à l'éclatement du béton d'enrobage. Ces désordres, en plus de nuire à l'esthétique d'un ouvrage, en altèrent sérieusement les performances mécaniques. La destruction du béton d'enrobage est considérée comme un critère d'affaiblissement de la capacité fonctionnelle de l'ouvrage.

De nombreux paramètres, tels que la perméabilité du béton, l'épaisseur d'enrobage, mais aussi l'humidité relative et les effets thermiques, influent sur la cinétique de la corrosion.

Le béton et les ouvrages eux-mêmes doivent être conçus pour retarder au maximum la dépassivation des aciers.

V.1 *Amorçage de la corrosion par la pénétration des chlorures*

L'eau de gâchage du béton peut contenir des chlorures, venant par exemple des adjuvants. Ces chlorures sont en partie fixés par le ciment et ne se trouvent pas dans l'eau interstitielle du ciment durci. Ils sont dits liés et ne participent à la corrosion des armatures. Par contre, les chlorures qui sont dissous dans l'eau du milieu environnant pénètrent dans le béton, de sorte que leur concentration est forte en surface et faible à cœur.

La migration de ces ions chlorures peut s'effectuer plus ou moins facilement à l'intérieur du béton. On peut envisager que les chlorures pénètrent par diffusion dans le béton sous l'effet d'un gradient de concentration. Ces chlorures libres sont ainsi susceptibles d'atteindre en quantité suffisante l'armature et provoquer sa dépassivation.

La vitesse de pénétration des chlorures libres dans les pores du béton varie suivant les conditions d'exposition. Elle peut être par un processus de diffusion. La concentration en

chlorures dans le béton à une profondeur donnée, à un instant donnée, peut se déterminer expérimentalement ou se calculer. De nombreux modèles reposent sur la loi de diffusion en régime stationnaire, dite loi de FICK où la concentration ou la teneur C en chlorures, à une profondeur x au bout du temps t , vérifie l'équation :

$$\frac{dC}{dT} = D \frac{d^2C}{dx^2} \quad (2.3)$$

D est un coefficient de diffusion apparent ou coefficient de diffusivité qui tient compte des possibilités de « piégeage » des ions chlorures par réaction chimique avec les aluminates ou par adsorption à la surface des pores. Différentes solutions de l'équation de FICK ont été proposées impliquant une fonction d'erreur [15, 16, 17]. Dans un milieu semi infini on a :

$$C(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{Dt} \right) \right] \quad (2.4)$$

Dans cette expression, C_0 est la concentration en ions chlore à la surface de l'échantillon.

La fixation des chlorures par absorption ou formation de cristaux, modifie la loi de pénétration, car la loi de FICK n'est alors plus valable en toute rigueur. Plusieurs modèles explicatifs ont été proposés, ils sont de divers types.

Le processus de corrosion des armatures peut s'amorcer lorsque les chlorures atteignant l'armature sont en quantité suffisante pour dépassiver l'acier. Cette teneur en ions chlore doit être d'autant plus importante que le pH de la solution interstitielle est lui-même plus élevé. Or, la valeur du pH est directement conditionnée par les ions OH^- et, plus que la teneur propre en ions Cl^- , il est préférable d'utiliser le rapport Cl^-/OH^- des ions activateurs Cl^- par rapport aux ions passivants OH^- . Le seuil critique de dépassivation à partir duquel la corrosion des armatures est amorcée correspond à un rapport Cl^-/OH^- de 0,6 [18]. Selon Raharinaivo [19], le seuil de passivation est associé à un changement de nature des produits d'oxydation à la surface de l'acier, l'hydroxyde formé est instable, contient du chlore et se transforme en un composé intermédiaire dit « rouille verte » avant de donner finalement de l'oxyde ferrique hydraté contenant du chlore. Lorsque la migration des chlorures s'effectue dans un milieu carbonaté superficiellement, le seuil de dépassivation sera atteint plus rapidement et la corrosion s'en trouvera aggravée [15].

V.2 Amorçage de la corrosion par la carbonatation du béton d'enrobage

La carbonatation des composés hydratés par le dioxyde de carbone de l'air réduit le pH de la solution interstitielle à une valeur telle que la pellicule d'oxyde protégeant l'acier n'est plus stable. Le film passif se détruit, et la corrosion peut alors se développer. La carbonatation a fait l'objet de nombreuses études [20] ; nous allons rappeler les mécanismes, ainsi que l'influence de divers facteurs et les conséquences sur la corrosion des aciers.

La carbonatation résulte de la réaction entre le dioxyde de carbone (CO₂) et les hydroxydes du ciment, et surtout la chaux (Ca(OH)₂) pour donner du carbonate de calcium (CaCO₃). Cette réaction provoque une neutralisation du béton, dont le pH passe d'environ 12,5 à 9. Dans la pratique, la mesure de ce pH sert de détecteur de carbonatation.



La pénétration du dioxyde de carbone dans le béton se fait beaucoup plus rapidement lorsque le béton est assez sec que lorsqu'il est humide. Mais la réaction de carbonatation n'a lieu que s'il reste de la solution interstitielle dans les pores du béton. Les conditions les plus favorables à la pénétration du dioxyde de carbone correspondent à une humidité relative de l'ordre de 65%.

La profondeur de carbonatation appelée épaisseur de la zone carbonatée déterminée à l'aide d'un indicateur coloré. L'indicateur le plus couramment utilisé est la phénolphthaléine, qui est incolore pour des pH supérieurs à 9,5 et qui a une teinte rose pour les pH inférieurs.

Le dioxyde de carbone pénètre dans le béton sous forme gazeuse. Il est donc important d'évaluer la perméabilité du gaz du béton d'enrobage. Cette grandeur peut se déterminer de façon non destructive [21]. Elle dépend du volume relatif des pores non saturés, c'est-à-dire de la teneur en eau du béton pour une humidité relative donnée. Mais cette perméabilité au gaz n'est qu'un indicateur de la valeur de la profondeur de carbonatation et de l'évolution de celle-ci. Sa mesure permet surtout de caractériser l'homogénéité du béton du point de vue de la facilité de pénétration des gaz. Ainsi elle permet de valider les résultats d'une mesure de profondeur de carbonatation.

De nombreuses formules ont été proposées pour décrire la vitesse de carbonatation en fonction du temps. Après une réaction initiale qui dépend essentiellement des conditions de cure, on peut admettre que la cinétique du phénomène obéit à un processus de diffusion du

dioxyde de carbone à travers la couche de carbone formé. L'épaisseur de la couche carbonatée augmente proportionnellement à la racine carrée du temps [22].

$$x = At^{1/2} \quad (2.6)$$

De nombreux paramètres propres à la composition du béton influent sur le coefficient de diffusion du gaz carbonique. L'augmentation du rapport eau sur ciment a tendance à le faire augmenter [23], tandis qu'une augmentation de la résistance en compression du béton à 28 jours aura tendance à le faire diminuer [24].

VI. La vitesse de corrosion

La vitesse de corrosion s'obtient par extrapolation de la valeur de la résistance de polarisation selon l'équation (2.7). la résistance de polarisation est mesurée grâce à une polarisation linéaire, technique simple et peu perturbatrice pour l'électrode de travail que constitue l'armature.

$$R_p = \left(\frac{dE}{di} \right)_{E_{corr}} = \frac{B}{i_{corr}} \quad (2.7)$$

La vitesse de corrosion dépend essentiellement des trois facteurs suivants :

- La résistance électrique du béton : plus elle est élevée, plus la vitesse de corrosion sera lente ;
- La présence d'oxygène à la cathode : si la disponibilité de l'oxygène est limitée, c'est-à-dire inférieure à la quantité requise pour la réaction avec le flux d'électrons, ce sera un facteur contrôlant la vitesse ;
- La vitesse à laquelle ont lieu les réactions anodiques : elle peut être modifiée par certains inhibiteurs ; toute fois, ce n'est pas un facteur considéré généralement comme critique pour la corrosion des armatures dans le béton.

La présence d'eau est très importante car elle influence la résistance électrique. La température a un effet significatif puisque la vitesse des réactions chimiques augmente avec la température tandis que la résistance électrique diminue. La corrosion est essentiellement un problème pour les bétons humides, mais non saturés d'eau, car la vitesse de diffusion de l'oxygène devient comparativement nulle dans l'eau [25].

Dans les bétons secs, il n'y a que peu de risques de corrosion parce qu'il n'y a que très peu d'eau et que la résistance électrique devient très élevée.

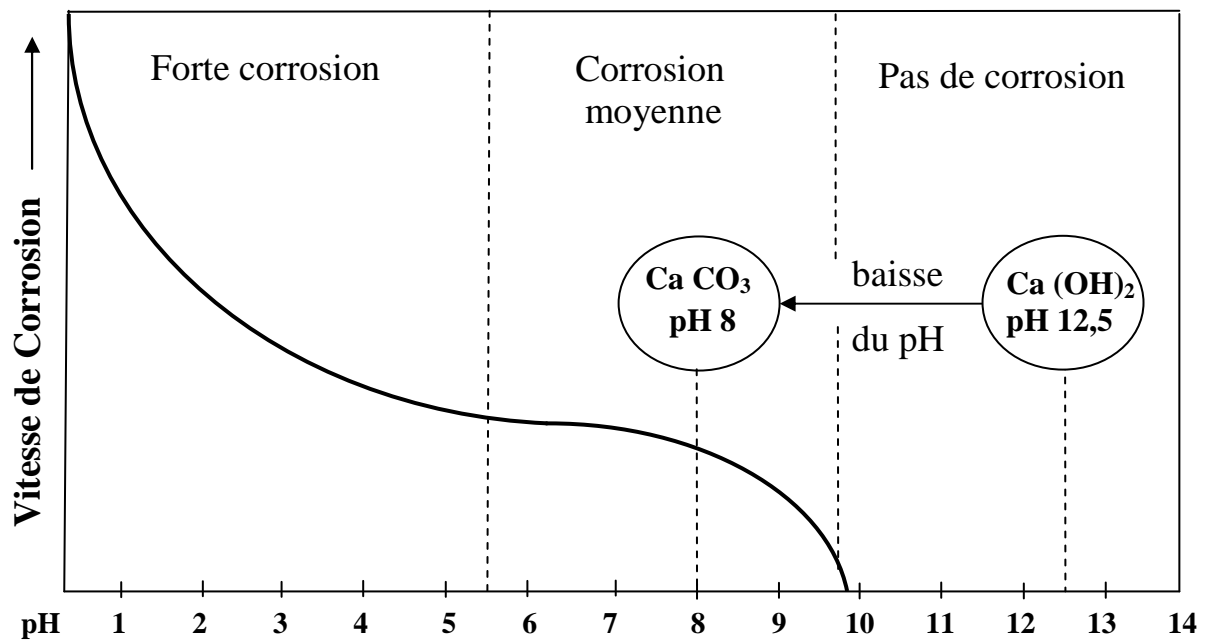


Figure 2.3 Vitesse de corrosion de l'acier en fonction du pH

VII. La propagation de la corrosion

VII.1 La nature électrochimique de la corrosion

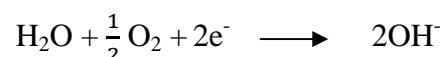
La destruction de la couche passive et l'attaque du métal s'effectuent par un mécanisme de piles électrochimiques nécessitant la conjonction de certaines conditions (oxygène, eau). La corrosion électrochimique implique l'existence d'une anode, d'une cathode et d'un milieu électrolytique pour constituer une pile.

Lorsqu'on place de l'acier dans une solution aqueuse, une réaction d'équilibre s'installe :



Des atomes de fer (Fe) entrent en solution sous forme d'ions de fer (Fe^{2+}). A cet endroit, des électrons négatifs ($2e^{-}$) se dégagent. L'acier garde une charge négative et attire les ions de fer positifs. Un équilibre dynamique s'installe entre le nombre de fer qui sont précipités et ceux qui sont en solution.

Cet équilibre est rompu en présence d'oxygène dissous dans le milieu aqueux. En effet, l'oxygène est transformé en hydroxydes (OH^{-}) et utilise à cette fin les électrons qui se libèrent lorsque le fer entre en solution.



L'anode et la cathode à la surface du métal sont reliées par le métal conducteur qui permet le passage des électrons, tandis que le milieu électrolytique environnant assure le transport des ions par diffusion et referme le circuit de la pile (Figure 2.4)

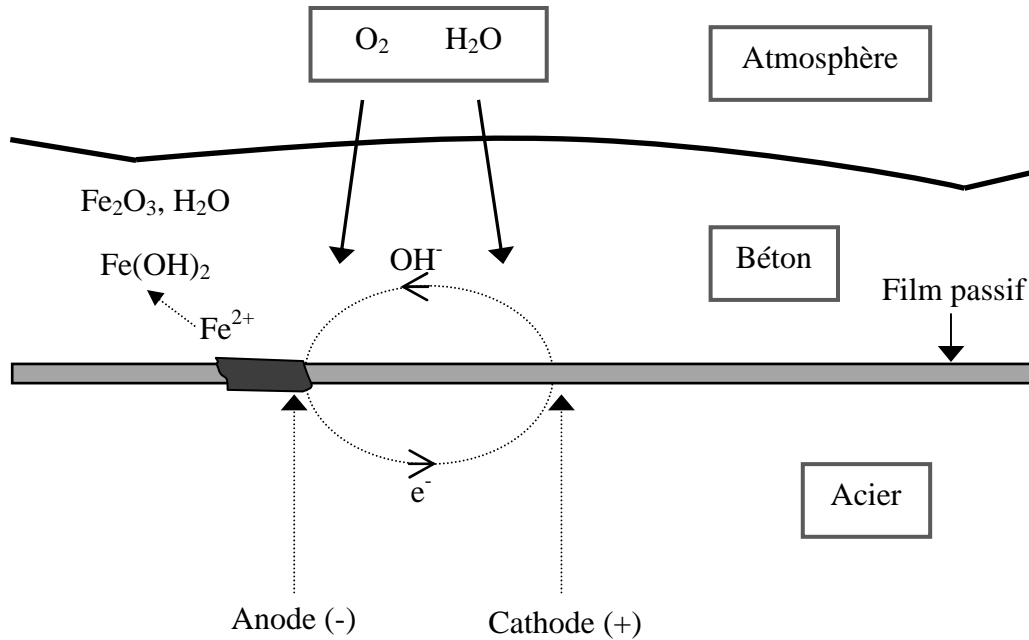
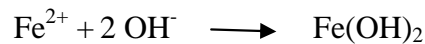


Figure 2.4 Mécanisme de la corrosion électrochimique

Les ions ferreux réagissent ensuite avec les ions OH^- pour former de l'hydroxyde ferreux légèrement soluble :



Les réactions se poursuivent en présence d'oxygène pour donner $\text{Fe}(\text{OH})_3$ et Fe_2O_3 , puis une oxydation lente conduit aux oxydes hydratés $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ et à la magnétite Fe_3O_4 . La « rouille » est formée d'un mélange de ces trois constituants.

Le courant de corrosion se développe entre l'anode (l'endroit où le fer entre en solution) et la cathode (l'endroit où l'oxygène est transformé). Les électrons se déplacent dans l'acier vers la cathode. Dans le milieu aqueux, les ions de fer se déplacent vers la cathode et les hydroxyles vers l'anode [26, 27, 28]. L'oxygène et l'eau sont impliqués dans la réaction cathodique. Ainsi, même si la couche passive est détruite, la corrosion ne se propage pas lorsque le béton est sec ou immergé totalement dans l'eau.

La quantité de fer dissoute est proportionnelle au courant de corrosion débité en accord avec la loi de Faraday [29] et elle décroît lorsque la résistivité du milieu électrolytique augmente.

Ce phénomène est illustré dans la figure suivante :

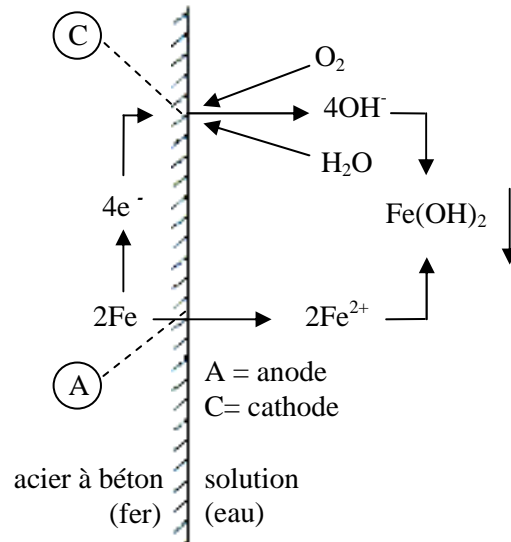


Figure 2.5 Schéma du processus de corrosion

L'anode et la cathode sont tellement proches qu'elles forment une « micro-cellule ». Lors du processus de corrosion, la surface de l'acier présente une quantité innombrable de « micro-cellules ».

De ce qui précède, il découle que deux conditions doivent être remplies pour que l'acier rouille, à savoir une présence d'eau et d'oxygène.

Le volume occupé par la rouille est plusieurs fois supérieur à celui occupé par l'acier. Une barre d'armature qui rouille dans le béton repousse pour ainsi dire l'enrobage. Le béton se fissurera ou s'écaillera.

VII.2 Facteurs influant sur la corrosion des armatures

De nombreux facteurs vont avoir une influence sur la propagation de la corrosion. Les facteurs environnementaux (humidité, température, dioxyde de carbone, ions chlorure) ne peuvent affecter directement le processus de corrosion mais ils peuvent causer des

dégradations du béton et accélérer l'entrée d'espèces agressives rendant la solution interstitielle en contact avec l'acier plus corrosive.

Lorsqu'ils atteignent les armatures, les ions chlorure et le dioxyde de carbone sont tenus pour responsables de la plupart des cas de corrosion des structures en béton armé. La température et l'humidité, tout comme les autres facteurs pouvant détériorer le béton, jouent aussi un rôle important dans la corrosion des armatures.

La corrosion de l'acier n'est donc pas dépendante d'un unique paramètre mais de plusieurs dont les interactions concourent ou non à la corrosion.

VII.2.1 Influence de l'enrobage

L'enrobage de béton autour d'une armature joue deux rôles dans la possibilité de corrosion de cet acier. En premier lieu, il agit comme une barrière mécanique qui freine voire stop la pénétration d'espèces participant à la corrosion des armatures.

Ensuite, ce sont les propriétés de la solution interstitielle au contact de l'acier qui indiquent la possibilité de corrosion ou de passivation de ce métal [30].

VII.2.2 Influence de la composition du béton

Tout ce qui conditionne la solution interstitielle et la porosité du béton est un facteur pouvant affecter ou non la corrosion. Le type et la teneur en liant, les additions minérales et le rapport E/C (Eau/ciment) déterminent la performance d'un béton. Le choix de la formulation du béton et de la nature de ses principaux constituants constitue une approche pour augmenter la résistance à la corrosion du béton. Toutes modifications de la formulation d'un béton produisant une augmentation de sa compacité ou une réduction de sa perméabilité ont généralement un effet favorable sur la résistance à la corrosion.

Le rapport E/C a une très grande influence sur la porosité du béton : plus il est important, plus la porosité est grande, facilitant ainsi la pénétration des espèces agressives puis la corrosion de l'acier. L'influence du rapport E/C est bien plus importante que le type de liant utilisé.

Quant aux ajouts minéraux, en faibles quantités, ce sont les cendres volantes et les fumées de silice qui ont généralement une influence bénéfique puisqu'elles produisent une très nette diminution de la perméabilité, du coefficient de diffusion et de la conductivité du béton. L'augmentation de la compacité provoquée par les ajouts minéraux, utilisés en quantité suffisante, peut de plus annuler largement les effets néfastes de la diminution du PH interne et de la moins grande quantité d'aluminate tricalcique (C_3A) qui découlent de l'utilisation de ces ajouts.

VII.2.3 Influence de l'humidité

L'effet du taux d'humidité, ou degré de saturation en eau, dans le béton est important car la vitesse de corrosion dépend fortement de ce taux, celui-ci influençant directement la conductivité, la résistivité électrique et la diffusion de l'oxygène.

Pour des taux d'humidité inférieurs à 80%, l'oxygène atteint facilement les aciers mais la faible conductivité du béton augmente mais la faible conductivité du béton limite la vitesse de corrosion. Plus le taux d'humidité augmente, plus la conductivité du béton augmente mais en contrepartie la diffusion de l'oxygène vers les armatures se fait de plus en plus difficilement. L'humidité relative la plus favorable à l'apparition de la corrosion est de 70 à 80%.

La corrosion des aciers, dans le cas des structures ou des parties de structures immergées, ne constitue généralement pas un problème majeur puisque l'oxygène ne parvient que très difficilement à atteindre les armatures.

VII.2.4 Influence de la résistivité du béton

La résistivité électrique affecte de manière significative la corrosion des armatures puisqu'il existe une relation entre la corrosivité et la résistivité du béton. La résistivité du béton est fonction de la composition de la solution interstitielle, de la microstructure du béton (taille et distribution des pores), de l'humidité et de la teneur en sels ainsi que de la température. La valeur de la résistivité du béton se situe le plus souvent entre 10^3 et 10^7 ohm/centimètres.

Le tableau 1 présente la corrélation établie entre la résistivité mesurée du béton et la probabilité de corrosion des armatures.

Tableau 2.1 Probabilité de corrosion en fonction de la valeur de la résistivité

Résistivité du béton (RVL. cm)	Probabilité de corrosion
< 5	Corrosion quasi-certaine
5 - 12	Corrosion probable
> 12	Corrosion improbable

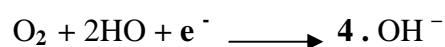
VII.2.5 Influence de la carbonatation

Le dioxyde de carbone provoque du milieu entourant le béton, peut pénétrer dans celui-ci. Cette pénétration est beaucoup moins rapide dans les pores remplis de liquide que dans ceux qui sont vides. Ce gaz peut réagir avec le liquide interstitiel du ciment et former de carbonate de calcium (CaCO_3) à partir de l'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}[\text{OH}]_2$). Cette réaction diminue le pH de la solution interstitielle qui atteint alors des valeurs de l'ordre 9.

Dans un tel béton, qui n'est pas totalement sec, une armature peut se corroder selon un processus analogue à celui de la corrosion en présence de chlorures. Le produit intermédiaire est une rouille verte dont la composition $[\text{Fe}^{\text{II}}_4 \text{Fe}^{\text{III}}_2 (\text{OH})_{12}]^{2+} \cdot [\text{CO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]^{2-}$. le domaine d'existence dans le diagramme de Pourbaix est presque superposé à celui qui correspond aux chlorures. Les produits finals sont ceux de la rouille classique ou ceux dus à la corrosion en présence de chlorure, à l'exception de l'akaganeite ($\beta\text{-FeOOH}$). Lorsque le béton carbonaté et pollué par des chlorures, l'expérience a montré que c'est la rouille verte due au carbonate qui est la plus stable et qui se forme prioritairement.

VII.2.6 Effet de l'oxygène

L'oxygène dissous dans un liquide aqueux joue un rôle primordial dans la réaction dite cathodique de la corrosion des aciers :



Ainsi, plus la teneur en oxygène est élevée, plus grande est la vitesse de cette réaction, laquelle vitesse est égale à celle de la dissolution du métal.

Parallèlement, plus la teneur en oxygène est élevée, plus le potentiel mixte du métal se rapproche de la valeur correspondant à la réduction de l'oxygène. En d'autres termes, ce potentiel mixte se déplace vers les valeurs plus positives.

Par ailleurs l'oxygène a aussi un autre effet dans la corrosion des matériaux à base de fer en présence de chlorure ou de carbonate. En effet, dans ces cas, les produits intermédiaires de corrosion (rouilles vertes) ne sont pas stables. Ils se transforment en produits non passivant et relâchent un peu de chlorure dans le liquide.

VII.2.7 Influence d'autres agents agressifs

L'eau qui entoure le béton ou pénètre par intermittence dans celui-ci(pluie, etc.) peut contenir divers sels. Ceux-ci contribuent à la formation des produits de corrosion de l'acier enrobé. C'est ainsi, par exemple, que les sulfates réagissent comme les chlorures, au niveau qualitatif. Une rouille verte peut se former en l'absence d'oxygène. Celle-ci peut ensuite se transformer en produits classiques en relâchant des sulfates solubles. Mais, au niveau quantitatif, l'effet des sulfates reste négligeable.

En pratique, sauf en cas de pollution d'origine industrielle, seuls les chlorures et le dioxyde de carbone sont les facteurs de dépassivation des aciers dans le béton.

VIII. Les conséquences des désordres provoqués par la corrosion des armatures

La figure ci-dessous reprend le schéma général de développement de la corrosion. Il est intéressant d'évaluer l'influence que pourra avoir cette corrosion sur le comportement mécanique des structures corrodées.

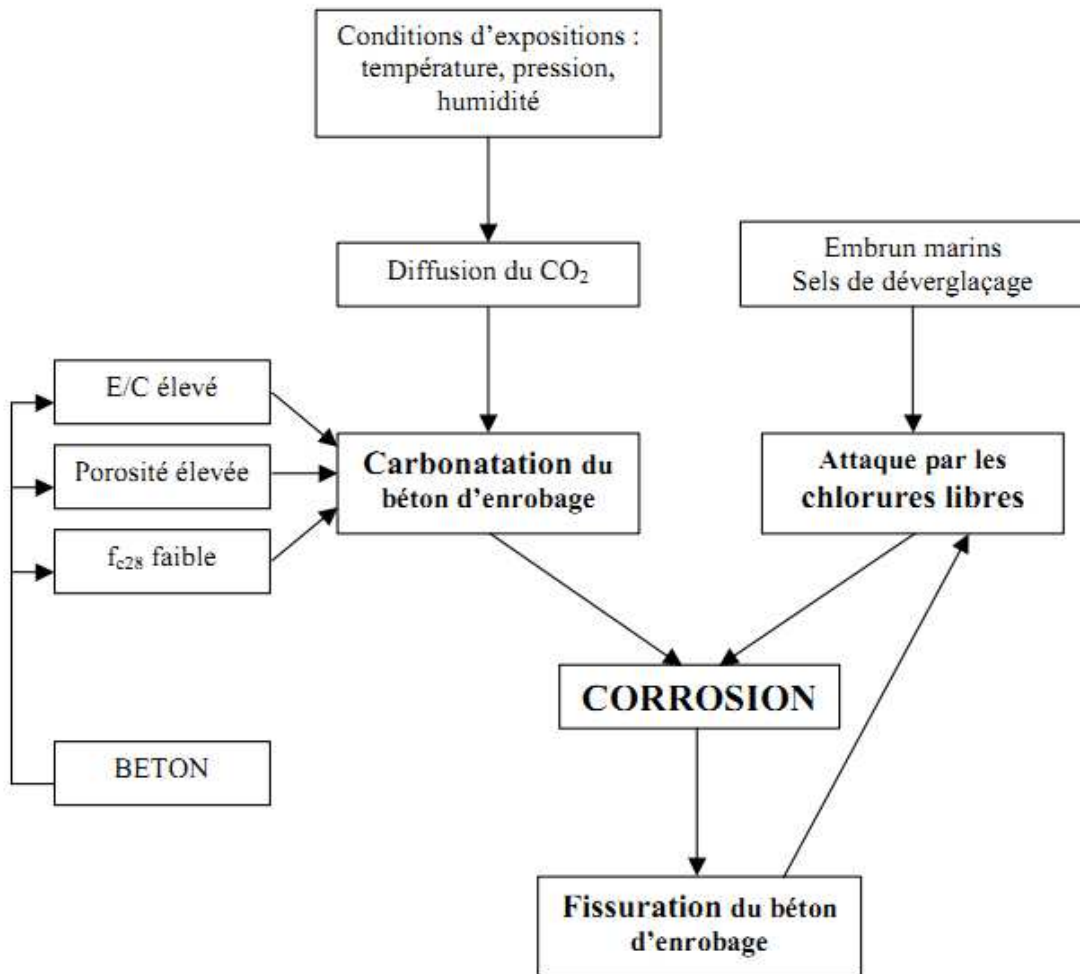


Figure 2.6 Le développement de la corrosion

- Les réactions d'oxydation se font avec une augmentation de volume par rapport au métal de base. En supposant que la rouille est composée entièrement de magnétite Fe₃O₄, le volume final est au minimum deux fois plus grand que celui du métal de base [31]. Les variations volumétriques induisent une pression de rouille dans le béton d'enrobage avec apparition de petites fissures.
- Lorsque la corrosion est amorcée par la carbonatation du béton, les produits formés s'accumulent autour de l'acier. Par contre, si elle est initiée par des chlorures, les produits de corrosion peuvent migrer à l'intérieur du système poreux et même apparaître à la surface du béton. La réduction de la section d'acier diminue la capacité portante des aciers et entraîne des conséquences défavorables sur la déformation et la résistance à la fatigue.

La corrosion entraîne donc des dégâts majeurs : une altération de l'aspect extérieur des ouvrages dans les cas les moins graves, une détérioration de l'étanchéité, des problèmes de sécurité, une diminution de la capacité portante de la structure dans les cas les plus sévères.

Tous les symptômes visibles de ces altérations tels que l'émergence des produits de corrosion en surface avec formation de cavités, l'apparition des fissures, le décollement du béton d'enrobage, traduisent un état de dégradation avancé et imposent une réparation urgente de façon à rétablir

IX. Conclusion

Les différents mécanismes mis en jeu dans le processus de corrosion influent sur les différents éléments de la structure. Dans un premier temps, l'acier va subir une perte de section qui va affecter la capacité de résistance des armatures. La production de rouille résultant de la perte de section va provoquer la fissuration du béton et dégrader fortement l'interface entre l'acier et le béton et va entraîner une diminution de la section des barres et par voie de conséquence, une diminution de la capacité portante de la construction en béton.

Tous les symptômes visibles de ces altérations tels que l'émergence des produits de corrosion en surface avec formation de cavités, l'apparition des fissures, le décollement du béton d'enrobage, traduisent un état de dégradation avancé et imposent une réparation urgente de façon à rétablir une qualité acceptable de la construction.

CHAPITRE III

***LA CORROSION ET SON COMPORTEMENT
MECANIQUE DANS LE BETON ARME***

I. Introduction

La corrosion des armatures est l'une des principales causes de dégradation précoce des structures en béton armé. Quand les agents agressifs ont atteint les armatures, à cause soit de la carbonatation du béton d'enrobage soit de l'attaque par les chlorures, la sécurité et l'état de service des structures se trouvent fortement altérés, tout d'abord par le comportement de l'acier. En effet l'armature subit une perte de section ainsi qu'une modification de ses propriétés mécaniques. Ensuite, le comportement du béton d'enrobage évolue, il va se fissurer à cause des produits résultant de la corrosion. Enfin, la diminution de l'adhérence acier-béton est observée. Dans cette partie nous allons examiner l'influence que peut avoir chaque paramètre sur le comportement mécanique des structures en béton armé corrodé.

II. Modèles de vieillissement de structures corrodées

La corrosion est généralement divisée en deux phases. Tuutti [15] a présenté un modèle conceptuel de dégradation fréquemment cité dans la littérature. François et al. [32] ont précisé l'évolution de la dégradation dans le cas du béton fissuré, ce qui est toujours le cas. Bamforth [33] a proposé un modèle basé sur le modèle de Tuutti, mais a divisé la phase de propagation en quatre stades.

Les trois modèles présentes ici sont repris sur les figures ci-dessous :

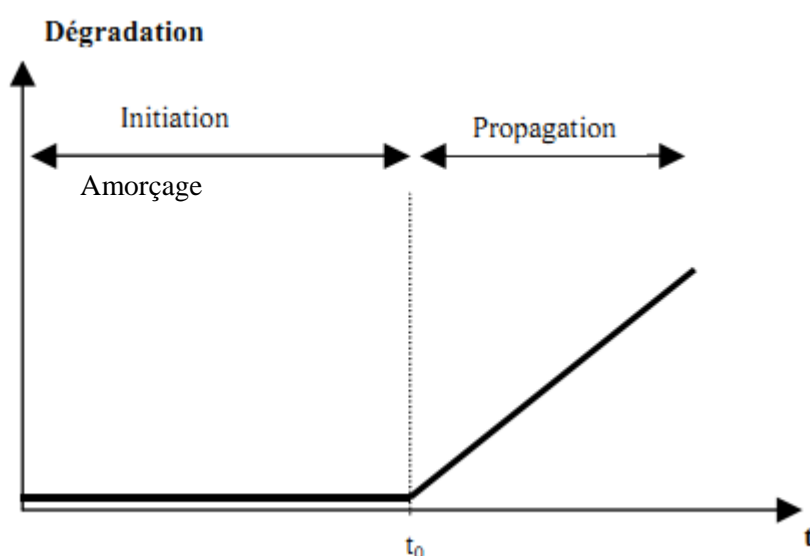


Fig 3.1. Modèle de Tuutti d'évolution de la corrosion au cours du temps

Commentaire

Au départ, l'acier est stabilisé par la couche de passivation qui empêche la formation de la rouille. Puis durant la phase de l'amorçage, les espèces néfastes vis-à-vis de la corrosion pénètrent dans le béton et l'acier se dépassive alors progressivement.

La formation de ces produits d'oxydation va alors entraîner un gonflement qui finira par provoquer la fissuration de l'enrobage du béton.

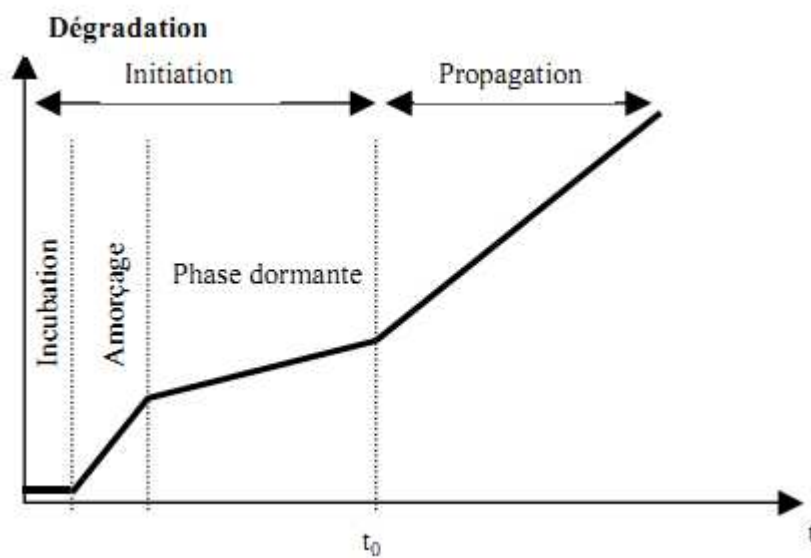


Fig 3.2 Modèle de François d'évolution de la corrosion au cours du temps

Commentaire

La phase d'incubation correspond à une période pendant laquelle les agents agressifs pénètrent dans le béton d'enrobage jusqu'à l'armature.

Quand les agents agressifs atteignent le niveau critique qui va provoquer la dépassivation de l'acier, la corrosion s'amorce puis se développe à une vitesse qui dépend de la température, de la présence d'oxygène et de la conductibilité électrique du béton.

Le temps t_0 correspond au passage de la phase d'incubation à la phase de propagation.

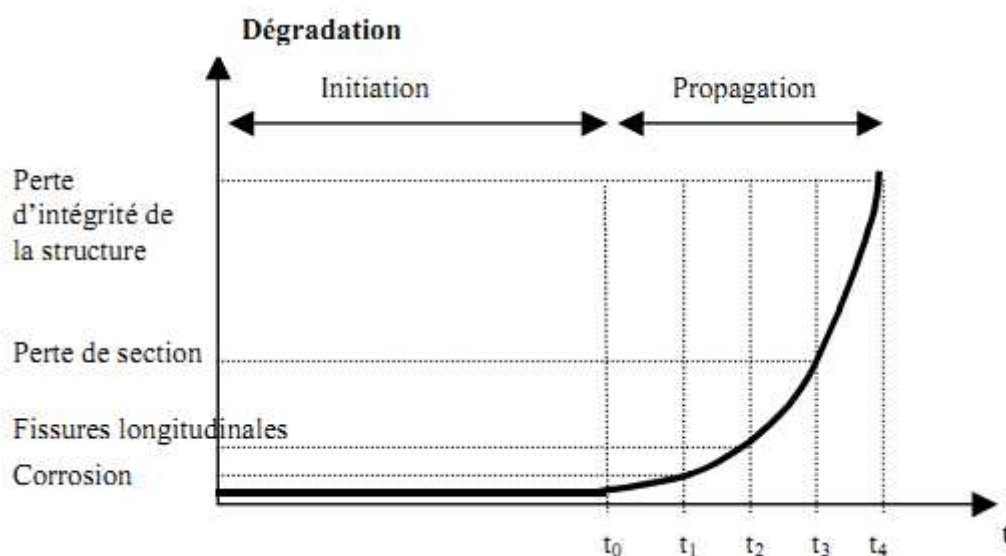


Fig 3.3. Modèle de Bamforth d'évolution de la corrosion au cours du temps

Commentaire

La corrosion démarre à t_0 , mais atteint un niveau conséquent à t_1 . Le temps t_2 est marqué par l'apparition des fissures longitudinales. La perte de section est effective au temps t_3 , tandis que la structure perd de son intégrité au temps t_4 .

III. Relation entre la fissuration et la corrosion

Une structure en béton armé va normalement développer des fissures en fonctionnement. Les réglementations fixent des conditions d'ouverture limite de ces fissures. Une étude menée par Goto [34] sur les fissures formées autour d'armatures en traction montrent qu'après la formation d'un réseau de fissures primaires, l'augmentation du chargement va provoquer la perte d'adhésion au voisinage des fissures, transférant la charge aux nervures (reliefs) de l'armature, ce qui a pour effet de causer des fissures internes. Des fissures primaires supplémentaires vont apparaître seulement si la force transférée entre l'acier et le béton couvre la moitié de la distance entre deux fissures (ou une fissure et l'extrémité de l'échantillon). Lorsque la corrosion se développe autour de l'armature, les produits générés vont avoir tendance à augmenter le volume global de l'armature de deux ou trois fois le volume de l'armature saine. Ceci aura pour effet l'apparition de fissures longitudinales le long de la barre d'acier, dont la largeur évolue avec le pourcentage de corrosion [35, 36, 37, 38, 39]. Cette situation va renforcer la dégradation de l'interface entre l'acier et le béton. Ainsi le mécanisme primaire de fissuration sera fortement modifié, car la

corrosion va émousser progressivement les nervures de l'armature. L'effort n'est plus transféré suffisamment entre l'acier et le béton, ce qui va causer une diminution du nombre de fissures primaires et donc une augmentation de l'espace entre ces fissures [40, 41, 39].

Le tableau 1.1 montre un exemple d'évolution des fissures avec le pourcentage de corrosion dans le cas d'essais tirants

Tableau 3.1. Evolution des fissures avec la corrosion

Corrosion (%)	0	1.7	2.7	10.0	11.7	12.7	12.0
Nombre de fissures longitudinales	0	1	1	1	3	4	3
Largeur moyenne des fissures longitudinales (mm)	----	0.15	0.2	6.0	3.0	4.0	9.0
Nombre de fissures primaires	10	9	8	3	5	3	0
Espace moyen entre les fissures primaires (mm)	83.3	80.9	100	167	200	238	----

IV. Les conséquences de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton

L'adhérence entre l'acier et le béton est un des facteurs essentiels pour obtenir de bonnes performances des structures en béton armé. Dans le cas des barres nervurées, la contrainte d'adhérence est principalement développée par l'interaction mécanique entre les nervures et le béton environnant. Nous avons vu dans la partie précédente que la corrosion a une double influence sur la fissuration, le développement de la fissuration longitudinale et la diminution des fissures primaires ou transversales. Ce mécanisme implique une altération de l'interaction entre l'acier et le béton, et donc affaiblit l'adhérence entre les deux matériaux.

Globalement le comportement de l'adhérence comporte plusieurs phases dans son évolution avec la corrosion (Fig 1.6). a partir d'essais d'adhérence réalisés par de nombreux auteurs [37, 38, 39, 42, 43], nous pouvons distinguer trois phases essentielles en relation avec la contrainte d'adhérence maximale.

Pour de faibles pourcentages de corrosion, avant la formation des fissures primaires, il apparaît une augmentation du frottement entre l'acier et le béton. Cette augmentation est causée par l'augmentation de la rugosité de la barre d'acier en raison de la formation d'une

fine couche de rouille stable et adhérente. Ceci explique dans les études expérimentales le saut initial de l'adhérence maximale en fonction de la corrosion.

A la fin de ce stade, l'apparition des fissures primaires va avoir pour effet de diminuer l'adhérence, mais le confinement de la barre par le béton est encore important. Avec le développement de la corrosion, l'adhérence maximale va subir une chute importante. En effet, la dégradation de la corrosion de la surface de l'acier va provoquer l'émoussement, voire la disparition, des nervures, rendant très faible les interactions entre l'acier et le béton. De plus le confinement du béton environnant sera diminué par l'ouverture de fissures longitudinales.

Le dernier stade correspond à une très faible diminution de l'adhérence maximale en fonction de la corrosion. Le confinement de la barre est alors fortement diminué, et une augmentation de la corrosion n'aura quasiment plus d'effet sur la dégradation de l'interface. Il en restera une contrainte résiduelle.

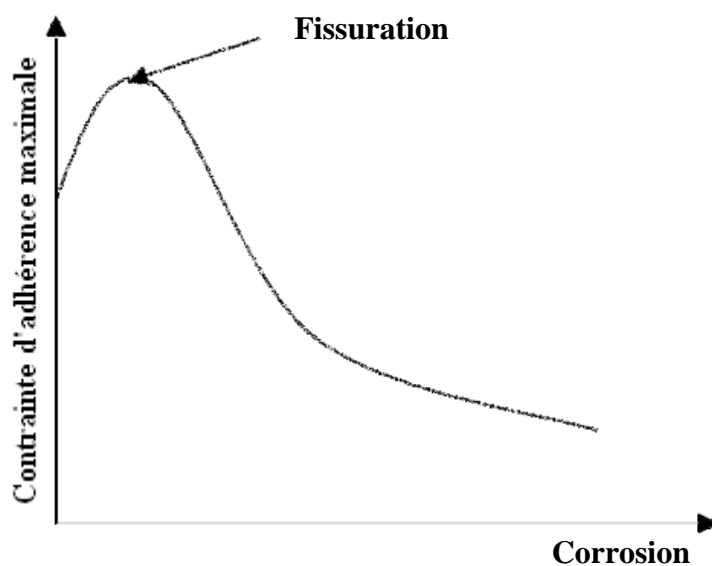


Fig 3.4 Représentation schématique de la variation de l'adhérence maximale du béton avec la corrosion.

IV.1 Effet de la corrosion sur le comportement de structures

Plusieurs facteurs influent sur le comportement en flexion de structures corrodées, la réduction de section d'acier, la perte d'adhérence entre l'acier et le béton, l'endommagement du béton dans les parties tendues et comprimées. La difficulté est de faire le lien entre ces paramètres afin d'en connaître l'influence. En ce qui concerne l'endommagement du béton

tendu, le profil de fissuration est relativement bien connu grâce aux différentes campagnes expérimentales.

Pour le comportement en flexion, Castel [35] a observé sur des poutres vieillies en ambiance saline que le profil de fissuration dû à la corrosion des armatures n'avait pas d'influence significative. L'intérêt de son étude était de voir l'effet couplé de la réduction de section de l'acier tendu et de la perte d'adhérence entre l'acier et le béton. Il a observé que pour le comportement mécanique en flexion des poutres en béton armé en service, la perte d'adhérence était responsable d'au moins 50% des dégradations des poutres. En effet, la contribution du béton tendu entre les fissures est nettement diminuée, causant l'affaiblissement de l'adhérence. Au contraire, dans le cas du comportement à ruine, c'est la perte de section qui est la principale responsable de la diminution de la capacité portante des structures. Cet effet se traduit par la perte importante de ductilité des poutres soumises à la corrosion localisée [35, 40, 44]. En effet, lorsque la corrosion est localisée, les armatures vont subir une concentration de contraintes dans la zone corrodée se traduisant par une plastification précoce de l'acier dans cette zone. Lorsque tout l'acier se plastifie, la réserve de déformation plastique dans la zone corrodée est largement consommée, ce qui entraîne une rupture précoce de l'acier. Néanmoins, dans le cas d'une corrosion uniforme et généralisée, la ductilité des poutres (en terme de flèche) est beaucoup moins affectée [37, 38, 41, 45], et la perte d'adhérence joue probablement un rôle important dans ce phénomène.

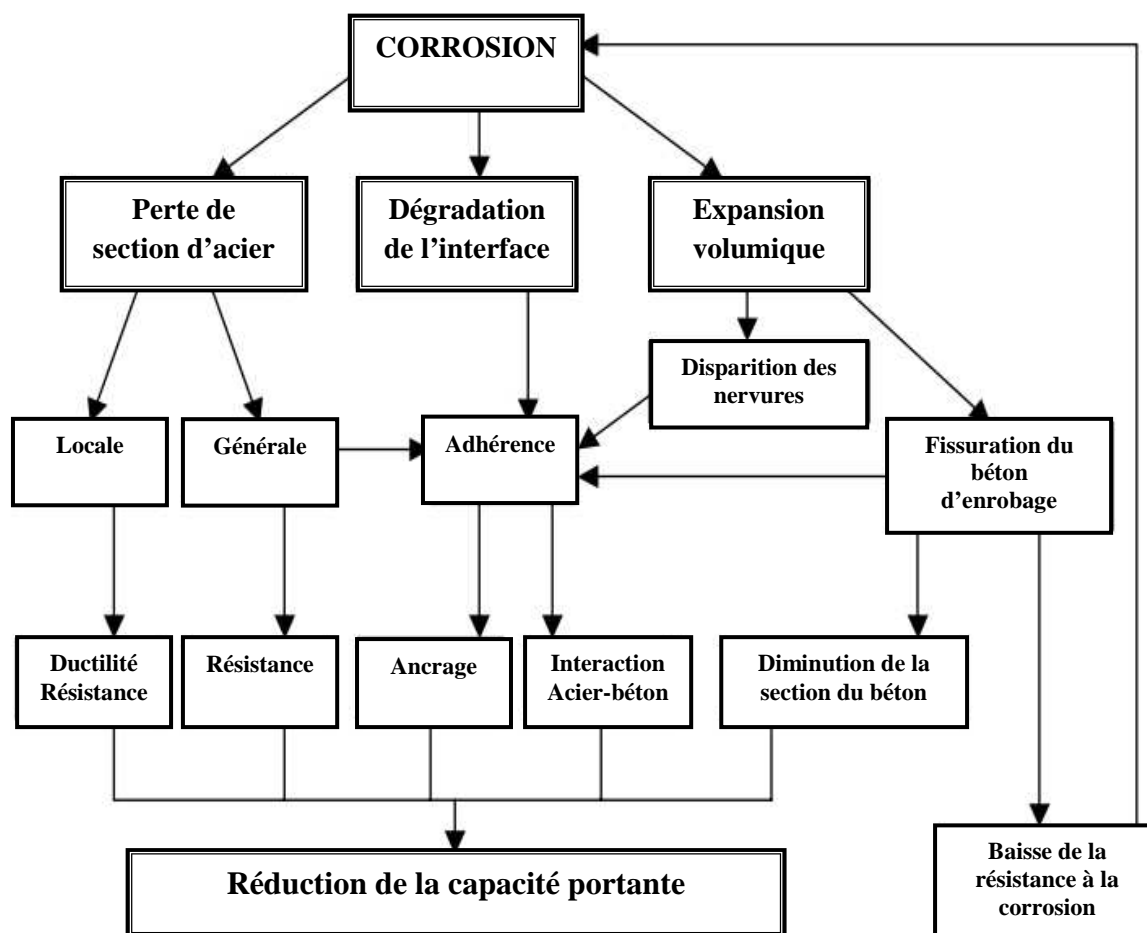


Figure 3.5 Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures corrodées

Dans un premier temps, la corrosion provoque une dégradation de l'interface acier-béton. Cette dégradation fait diminuer l'adhérence entre les deux matériaux. L'expansion volumique des produits de corrosion provoque d'une part, la disparition des nervures et d'autre part, la fissuration du béton de recouvrement. Dans un second temps, ces pertes de section peuvent mener à une diminution de la ductilité et de la résistance des éléments armés. La fissuration du béton engendre des problèmes d'ordre esthétique, mais surtout des problèmes de sécurité. Lorsque la corrosion atteint un certain niveau, le béton de recouvrement éclate et des pièces de béton peuvent chuter de la structure et mettre en danger la sécurité des usagers. Ce phénomène peut se produire à des degrés de corrosion très faible d'environ 1 à 2% de perte d'acier, et ce, bien avant que les problèmes structuraux surviennent. Il est donc primordial de prendre en considération ce phénomène et essayer de prédire l'endommagement du béton de recouvrement.

V. Conclusion

Les différents mécanismes mis en jeu dans le processus de corrosion influent sur le comportement mécanique de structures. En effet, lorsque la corrosion est amorcée, son action aura une influence sur différents éléments de la structure. Dans le premier temps l'acier va subir une perte de section qui va affecter la capacité de résistance des armatures. La production de rouille résultant de la perte de section va provoquer la fissuration du béton et dégrader fortement l'interface entre l'acier et le béton et par conséquent elle influe sur la capacité portante de la structure.

CHAPITRE IV

***APPROCHE PROBABILISTE DE DEGRADATION
D'UN OUVRAGE EN BETON ARME***

I. Introduction

Toute structure en béton armé doit être capable de remplir les fonctions pour lesquelles a été conçue tout au long de sa durée de vie. Pour atteindre cet objectif, il est souhaitable que le matériau composite béton-acier puisse résister aux détériorations et aux charges d'exploitation auxquelles il peut être soumis. Les phénomènes de dégradations des ouvrages en béton sont de la plus grande importance. En réalité, le vieillissement généralisé des structures lié à l'exposition à un environnement pollué et agressif favorise des dommages d'origine chimique. Ces agents polluants peuvent réagir avec les constituants du béton et corroder les armatures. Ces désordres peuvent provoquer la réduction de la durée de vie de la structure et même la ruine prématurée de l'élément de structure. De ce fait, l'espérance de vie de l'ouvrage est réduite.

II. Etapes de performance d'un ouvrage

La performance des ouvrages en béton armé comprend plusieurs étapes, ainsi la 1^{ère} phase correspond à la pénétration des agents agressifs (CO₂ ou Cl⁻) jusqu'à la dépassivation des aciers et un éventuel amorçage de la corrosion, cet instant est dénommé T_i . La deuxième comporte trois étapes désignées par le temps de formation de la fissuration T_{fissure} , le temps de propagation, de la fissure jusqu'à l'ouverture de 0,3mm T_{service} et le temps de propagation de la fissure jusqu'à 1mm $T_{\text{éclat}}$. La troisième comprend l'instant de perte de 10% de l'armature d'acier du dernier lit, $T_{10\%}$, et finalement, le moment où le seuil minimal de sécurité structurale réglementaire T_{β_0} .

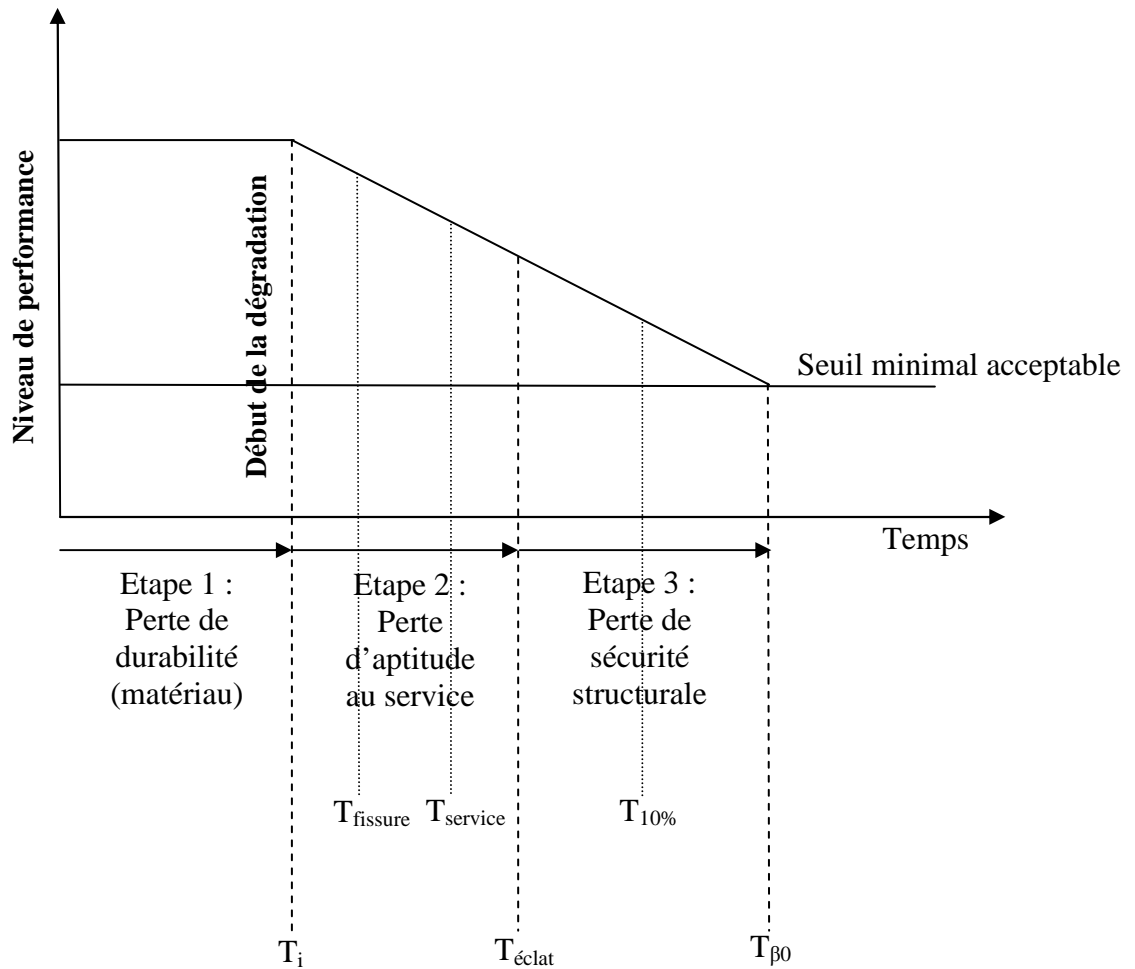


Figure 4.1 Représentation des étapes de performance d'un élément de poutre en béton armé

II.1 Temps d'initiation (amorçage) de la corrosion T_i

Le temps d'initiation de la première fissure est déterminé à partir du modèle de Weyers [40], cette modélisation est uniquement liée à la formation de fissures provoquée par la pression de la rouille :

$$T_{fissure} = T_i + \Delta t_{fissure} \quad (4.1)$$

Où (T_i) est l'instant d'initiation de la corrosion par la pénétration des ions chlorures ou par carbonatation du béton et ($\Delta t_{fissure}$) l'intervalle de temps nécessaire pour la formation de la première fissure.

II.1.1 Temps d'initiation de la corrosion par la pénétration des ions chlorures

Pour prédire le temps d'initiation par pénétration des chlorures la solution classique de la deuxième loi de Fick est utilisée à un solide poreux limité par un plan, les autres dimensions

étant infinies, alors le temps pour l'initiation de la corrosion (T_i) est donné par l'équation suivante [40]:

$$T_i = \frac{cp^2}{4D} \left(\text{erf}^{-1} \left(\frac{C_{cr}-C_s}{C_0-C_s} \right) \right)^{-2} \quad (4.2)$$

La corrosion est amorcée lorsque la profondeur x est égale à l'épaisseur de l'enrobage C_p (cm) et que la concentration de chlorures $C(x,t)$ atteint une valeur C_{cr} dite concentration critique de chlorures. En outre, C_s est la concentration des chlorures sur la surface en kg/cm^3 , D le coefficient de diffusion en cm^2/s et la concentration initiale est prise égale à zéro.

Cette expression montre que le temps d'initiation de la corrosion est influencé par l'épaisseur de l'enrobage, le coefficient de diffusion des chlorures et la concentration critique en chlorures, d'où sa valeur est donnée par la formule suivante [41]:

$$D = 0.15 D_{H_2O} \left(\frac{1 + \rho_c \frac{c}{e}}{1 + \rho_c \frac{c}{e} + \frac{\rho_c g}{\rho_g c}} \right) \left(\frac{\rho_c \frac{e}{c} - 0.85}{1 + \rho_c \frac{e}{c}} \right)^3 \quad (4.3)$$

Où (c/e) est le rapport massique de ciment sur eau, (g/c) le rapport massique de granulat sur ciment, (ρ_c) la densité du ciment, (ρ_g) la densité du granulat et (D_{H_2O}) la valeur du coefficient de diffusion des chlorures dans une solution infinie de NaCl de $1,6 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$.

II.1.2 Temps d'initiation de la corrosion par carbonatation du béton

Le modèle utilisé pour la détermination du temps d'initiation de la corrosion par carbonatation du béton est celui qui dérive de la loi de diffusion en racine carrée du temps.

$$T_i = \left(\frac{C_p}{K} \right)^2 \quad (4.4)$$

La corrosion est amorcée lorsque le front de carbonatation atteint une profondeur de carbonatation égale à l'épaisseur de l'enrobage C_p .

Le coefficient multiplicateur K est celui proposé par Papadakis [46] :

$$K = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}[CO_2]^0}{[Ca(OH)_2]^0 + 3[C-S-H]^0 + 3[C_3S]^0 + 2[C_2S]^0}} \quad (4.5)$$

Où $[CO_2]^0$ est la concentration molaire en CO_2 dans la phase gazeuse (moles par unités de volume) au contact du béton, $[Ca(OH)_2, C-S-H, C_3S, C_2S]^0$ correspondant à la teneur molaire des composés du ciment qui participent aux réactions de carbonatation dans le béton (moles

par unités de volume du béton). Ainsi, la somme inscrite au dénominateur caractérise la tenue molaire totale, exprimée en CaO, des composés carbonatés et D_{CO_2} le coefficient effectif de diffusion du CO_2 dans le béton déjà carbonaté. Il est fonction de la porosité du béton au temps t et du degré de saturation des pores qui dépend de l'humidité relative et de la distribution en tailles de pore. Dans cette thèse, seul le composé le plus réactif à la carbonatation est retenu. Il s'agit de la portlandite (CaO). C'est pourquoi, le dénominateur dans la racine carrée de K est réduit à :

$$K = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}[CO_2]^0}{[Ca(OH)_2]^0}} \quad (4.6)$$

Le choix de la portlandite seule a été retenu par divers auteurs [47]. Il est justifié par les travaux de [48] qui concluent que les produits des réactions entre le $[CO_2]$ et le $[C-S-H]$ et les composés non hydratés $[C3S]$ et $[C2S]$ n'ont pas une influence prononcée sur la basicité du béton. En d'autres termes, la portlandite (hydroxyde de calcium) représente le réservoir d'alcalinité du béton, et si elle est le seul constituant pris en compte, la durée prévue pour l'initiation (amorçage) de la corrosion par carbonatation est légèrement plus courte que le temps prévu en considérant la totalité de composants.

Le coefficient de diffusion effectif du dioxyde de carbone dans la partie carbonatée est obtenu à partir de [46] :

$$D_{CO_2} = 0,00000164 \varepsilon_p^{1,8} (1 - 0,01 HR)^{2,2} \quad (4.7)$$

Où HR est l'humidité relative en % et ε_p la porosité de la pâte de ciment durci. Cette porosité est obtenue à partir de la porosité ε mesurée sur un échantillon de béton, de la formulation du béton et des masses volumiques des constituants :

$$\varepsilon_p = \varepsilon \frac{1 + e/c \rho_c/\rho_e + g/c \rho_c/\rho_g}{1 + e/c \rho_c/\rho_e} \quad (4.8)$$

Où ρ_e est la densité de l'eau.

Dans la détermination de l'évolution temporelle des indices de fiabilité, le calcul du temps d'amorçage de la corrosion est intégré dans l'analyse de la perte de capacité portante des

éléments de poutre. La prédiction de cet instant est en effet, nécessaire dans la détermination du profil de dégradation en fonction du temps. Dans ces conditions, le temps de démarrage de la corrosion est estimé à travers les coordonnées du point de fonctionnement de l'état limite ultime. Il correspond donc à la valeur minimale entre les prédictions des instants les plus probables (équations (4.2) et (4.3)).

II.2 Temps de formation de la première fissure $T_{fissure}$

Une fois que la corrosion des armatures est amorcée, l'accumulation des produits de corrosion autour des barres exerce une pression sur l'enrobage parce que ces produits sont plus volumineux que le métal qui leur donne origine. Le temps $T_{fissure}$, au bout duquel la fissuration du béton se forme est uniquement lié à la formation de fissures provoquée par la pression de la rouille [36]. Bien que la corrosion par chlorures dans le béton soit surtout du type localisé, elle est supposée uniforme parce qu'au fur et à mesure que les zones de corrosion (localisées) s'étendent la zone corrodée devient du type uniforme [49, 50]. Il est à rappeler qu'une corrosion de ce type entend re une pression uniforme dans le béton. Ce modèle, a priori, s'applique à tous les cas où les produits de corrosion sont expansifs : cas des ions chlorures et de la carbonatation.

Le principe consiste à comparer la quantité de matériau rouille $W_{rouille}$ formé au cours du temps avec une quantité nécessaire dite critique W_{crit} pour créer une fissure.

II.2.1 Estimation de W_p

Dans la zone d'interface béton/acier, la masse W_p de matériau rouillé nécessaire pour la remplir est liée au volume total V_p des pores dans cette zone, par la relation :

$$W_p = \rho_{rouille} V_p \quad (4.9)$$

Où $\rho_{rouille}$ est la densité prise constante (masse volumique) des produits de la corrosion et $V_p = \pi \emptyset d_0 L$, L étant la longueur de la barre. Pendant la corrosion, le diamètre \emptyset d'une armature diminue, mais à cause des produits de corrosion, il devient $\emptyset + 2d_0$ où d_0 dénote l'épaisseur de la zone poreuse, dans la région d'interface béton/acier. Cette épaisseur dépend du volume total des pores interconnectés dans cette zone.

Si $d_0 \ll \emptyset$ la masse dans une longueur unitaire de la barre d'acier W_p (kg/m) est donnée par :

$$W_p = \pi \rho_{rouille} d_0 \emptyset \quad (4.10)$$

II.2.2 Estimation de W_{crit}

La masse critique de rouille W_{crit} est divisée en deux parties : W_p et W_s qui dénote la masse de produits de rouille capable de générer les pressions critiques. Si d_s est l'épaisseur de la couche des produits de corrosion capables de créer des efforts de traction et que $d_s \ll \emptyset$, W_s peut être exprimée par :

$$W_s = \rho_{rouille} \left(\pi(\emptyset + 2d_0)d_s + \frac{W_{acier}}{\rho_{acier}} \right) \quad (4.11)$$

Où ρ_{acier} est la densité de l'acier et W_{acier} la masse d'acier corrodé. A partir de W_p (4.8), et de W_s (4.11), W_{crit} peut être exprimée par :

$$W_{crit} = \rho_{rouille} \left(\pi(d_s + d_0)\emptyset + \frac{W_{acier}}{\rho_{acier}} \right) \quad (4.12)$$

Le terme W_{acier} est égale à αW_{crit} , où α représente le rapport entre les poids moléculaires de l'acier et des produits de corrosion. α peut prendre les valeurs suivantes : 0,523 quand il s'agit du $Fe(OH)_3$ et 0,622 pour $Fe(OH)_2$. La pression P dans l'interface béton/rouille peut être exprimée par :

$$P = \frac{2Ed_s}{(\emptyset + 2d_0) \left(\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} + \nu_c \right)} \quad (4.13)$$

Où P est la pression uniformément répartie. E le module de déformation longitudinale du béton qui est égale $\frac{1}{3} (11000 f_{cj}^{1/3})$ selon le B.A.E.L A.2.1,22, et le coefficient de poisson ν_c du béton vaut 0,2 pour les justifications aux états limites de service (B.A.E.L A.2.1,3), et (a) et (b) représentent respectivement le rayon interne (zone poreuse) et externe (béton). Leurs valeurs sont données par les expressions suivantes :

$$a = \frac{(\emptyset + 2d_0)}{2} \quad (4.14)$$

$$b = \frac{(\emptyset + 2d_0)}{2} + C_p \quad (4.15)$$

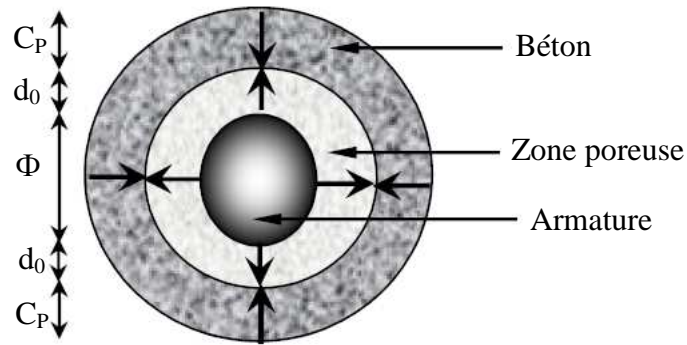


Figure 4.2 Illustration de la pression uniformément répartie autour de l'armature.

Le règlement précise qu'il s'agit d'un modèle de déformation longitudinale différée du béton qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Dans ce cas, sachant que le module d'élasticité de l'acier est supérieur au module d'élasticité du béton ($E_{acier} \gg E_{béton}$), on considère que le déplacement radial d_s du béton se trouve sous pression P .

L'expression (4.16) exprime la valeur de pression minimale P (égale à la résistance à la traction du béton f_t) pouvant fissurer l'enrobage :

$$P = \frac{2 cp f_t}{\phi + 2d_0} \quad (4.16)$$

A partir de cette expression et de l'équation (4.11), d_s est déterminé :

$$P = \frac{cp f_t}{E} \left(\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} + v_c \right) \quad (4.17)$$

De cette façon, la masse critique de rouille W_{crit} devient :

$$W_{crit} = \frac{\rho_{rouille} \rho_{acier}}{\rho_{acier} - \alpha \rho_{rouille}} \left(\pi \phi \left[\frac{cp f_t}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + v_c \right) + d_0 \right] \right) \quad (4.18)$$

(E) et (f_t) représentent respectivement le module de déformation longitudinale différée du béton et la résistance à la traction du béton. Ils sont déterminés par les formules suivantes [BAEL 1991]:

$$E = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad (4.19)$$

$$f_{tj} = 0.06 f_{cj} + 0.6 \quad (4.20)$$

II.2.3 Extension des produits de la rouille

Pour une armature de longueur donnée, la vitesse de production de la rouille au cours du temps t depuis l'initiation du phénomène s'écrit :

$$\frac{dW_{rouille}}{dt} = \frac{k_p}{W_{rouille}} \quad (4.21)$$

Où $W_{rouille}$ est la masse de rouille formée sur une longueur unitaire de la barre d'acier (kg/m) et k_p est la vitesse de production de cette rouille (kg²/m²s). Ce facteur est supposé proportionnel au courant de corrosion i_{corr} (μA/cm²) et au diamètre de l'armature (m) [38]. Le courant de corrosion est supposé constant :

$$k_p = 0000383 \phi i_{corr} \quad (4.22)$$

En intégrant l'expression (4.21) et on introduisant (4.22), la masse de matériau rouillé peut être donné :

$$W_{rouille}(t) = \sqrt{2 \int_{T_i}^t k_p dt} = \sqrt{0,76610^{-3} \phi i_{corr} (t - T_i)} \quad (4.23)$$

II.2.4 Temps d'apparition de la première fissure $\Delta t_{fissure}$

Lorsque la quantité totale de produits de corrosion atteint une valeur dite critique, la pression P dépasse la résistance à la traction du béton qui alors se fissure. Si l'on considère une vitesse de corrosion constante, l'intervalle de temps nécessaire (après l'amorçage de la corrosion) pour que la première fissure se forme, correspond à :

$$\Delta t_{fissure} = \frac{W_{crit}^2}{2k_p} \quad (4.24)$$

L'intervalle de temps $\Delta t_{\text{fissure}}$ est déterminé indépendamment de l'évolution de la perte de capacité portante des éléments de poutre. Il correspond à l'intervalle de temps au terme duquel la masse de produits de rouille dépasse la masse critique. La prédiction de l'instant de fissuration nécessite l'instant d'amorçage de la corrosion, obtenue avec des coordonnées du point de fonctionnement (design points). Ainsi, il correspond à l'intervalle de temps le plus probable.

II.3 Propagation des fissures

A partir des essais réalisés par Andrade, Alonso et Molina, ainsi que Christensen [51], présentent une modélisation pour l'ouverture des fissures provoqués par la corrosion des armatures. Il propose de considérer l'augmentation d'ouverture des fissures comme une fonction linéaire du temps. Ainsi, si l'on considère Δw l'accroissement d'ouverture de la fissure dans un intervalle de temps Δt et $\Delta \phi$ la réduction du diamètre de la barre due à la corrosion, il vient :

$$\Delta w = \gamma \Delta \phi \quad (4.25)$$

Dans le diagramme de gauche de la figure 4.3, l'instant de fissuration est représenté. L'ouverture initiale w_0 peut être égale à zéro ou à 0,3 mm. La première situation caractérise l'intervalle de temps nécessaire pour l'ouverture d'une fissure de 0,3 mm ($\Delta t_{\text{service}}$), alors que la deuxième valeur représente l'intervalle de temps pour l'éclatement du béton ($\Delta t_{\text{éclat}}$). Le cas de droite correspond à la perte de diamètre par corrosion conduisant à l'augmentation Δw de l'ouverture de fissure.

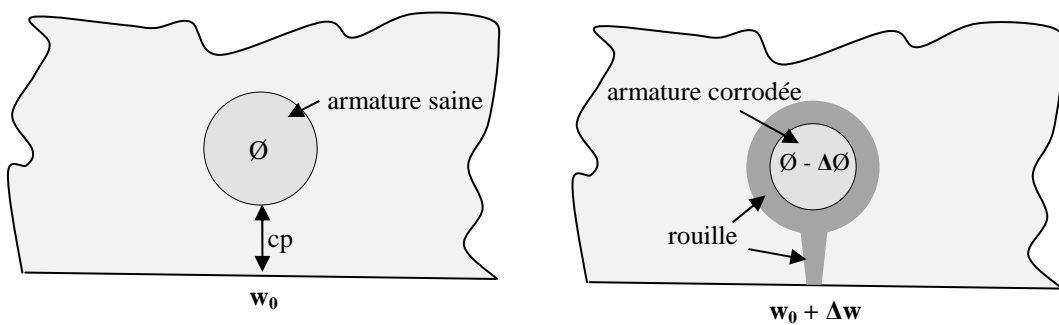


Figure 4.3 Représentation schématique de la propagation d'ouvrages de la fissure due à la croissance de la rouille

Si l'on suppose que l'augmentation d'ouverture de la fissure est égale à celle du volume de produits de corrosion, le rapport entre Δw et $\Delta \phi$ peut être défini par :

$$\frac{1}{2} \left(\frac{\phi/2}{\phi/2 + cp} + 1 \right) cp \Delta w = (\varphi - 1) \pi \phi \frac{\Delta \phi}{2} \quad (4.26)$$

Où $\varphi = \rho_{st} / \rho_{rouille}$. De l'équation (4.25), on obtient le paramètre γ :

$$\gamma = \frac{(\varphi - 1) \pi \phi}{\left(\frac{\phi/2}{\phi/2 + cp} + 1 \right) cp} \quad (4.27)$$

Ce paramètre dépend du diamètre de la barre et de l'épaisseur de l'enrobage. Les valeurs typiques de φ varient entre 2 et 4.

II.3.1 Temps de propagation de la fissure $T_{service}$ $T_{éclat}$

Selon Christensen [51], l'agrandissement de l'ouverture d'une fissure suit une expression linéaire :

$$w(t) = w_0 + \gamma \lambda i_{corr} \Delta t \quad (4.28)$$

Où w_0 représente l'ouverture initiale de la fissure (égale à zéro), λ un coefficient donné par $\lambda = 0,0115 m$ où m est pris égale à 2 (corrosion uniforme) [52, 53] et le courant de corrosion est supposé constant. Si $\Delta w = w(t) - w_0$, l'intervalle de temps nécessaire pour que la fissure atteigne une ouverture de 0,3 mm est donné par :

$$\Delta t_{service} = \frac{w_{service}}{\gamma(0,0230 i_{corr})} \quad (4.29)$$

Où $w_{service}$ représente la valeur maximale acceptable pour l'état limite de service. Ainsi, le temps de propagation de la fissure jusqu'à l'ouverture de 0,3 mm est :

$$T_{service} = T_{fissure} + \Delta t_{service} \quad (4.30)$$

Pour prévoir l'intervalle de temps nécessaire pour que le béton éclate (ouverture de 1 mm), on utilise l'expression (4.28) avec $w(t) = w_{lim}$ égale à 1 mm et w_0 égale à 0,3 mm, ainsi $\Delta w = w_{lim} - w_0$. De cette façon, le temps de propagation de la fissure jusqu'à l'ouverture de 1 mm est :

$$T_{éclat} = T_{service} + \Delta t_{éclat} \quad (4.31)$$

Donc ces intervalles de temps correspondent aux points les plus probables.

II.4 Temps correspondant à la perte de section des armatures $T_{10\%}$

Cet instant se situe dans la troisième phase de performance d'un élément de poutre en béton armé. Celui-ci aurait pu comporter plusieurs sous-étapes correspondantes à différents taux de perte de section. Ce pendant, seule la perte de 10% a été introduite, car ces effets en ce qui concerne la sécurité structurale ne sont pas très nocifs. Dans les sections transversales des poutres étudiées, toutes les barres du dernier lit sont supposées affectées par la corrosion. la section d'acier de cette couche est réduite artificiellement de 10% et de façon répartie entre les barres de ce lit. L'indice de fiabilité correspondant à cette situation est alors calculé. Cela permet de déterminer l'instant $T_{10\%}$.

II.5 Temps d'atteinte de la sécurité réglementaire T_{β_0}

Dans le règlement français [54], quatre systèmes de charges peuvent être disposés sur les chaussées de ponts : les systèmes A et B, les charges militaires et les charges exceptionnelles. De ce fait, les sections d'acier placées dans les sections transversales de poutre sont calculées en utilisant un de ces systèmes.

Dans ces conditions, l'indice de fiabilité β_0 représente la sécurité structurale réglementaire. En aucun cas, il ne correspond à la défaillance, mais à la probabilité de défaillance acceptée par le BAEL et le Fascicule 61.

III. Conclusion

Dans l'étude de l'approche probabiliste de dégradation d'un ouvrage en béton armé, trois phases ont été identifiées. La première correspond à la perte de durabilité du matériau due à la pénétration des agents agressifs suivie d'une probable dépassivation des armatures. La deuxième fait référence à l'atteinte ou au dépassement d'un seuil limite de service fixé selon les principaux codes ou règlement. Ces étapes correspondent à l'apparition de la fissuration, à la propagation de celle-ci jusqu'à une ouverture de 0,3 mm (atteinte de l'état limite de service) et au possible éclatement du béton (fissures de plus de 1,0 mm d'ouverture).

Le troisième niveau d'évolution caractérise la perte de sécurité structurale de l'élément de structure. β_0 représente le seuil minimal acceptable réglementaire. Celui-ci est obtenu au dimensionnement minimal autorisé par le règlement. Cette étape peut être divisée en plusieurs sous-étapes correspondantes à diverses pertes de section d'acier

CHAPITRE V

DIAGNOSTIC ET PRINCIPE DE REPARATION

D'UN OUVRAGE CORRODE

I. Introduction

Certains ouvrages en béton armé demeurent en excellent état après plus d'un siècle d'exposition à des conditions climatiques particulièrement rigoureuses. Il est quelque fois surprenant de constater que certains ouvrages récents présentent une détérioration importante, alors que les connaissances actuelles sur le ciment et le béton sont très approfondies.

Les questions que l'on se pose lors du diagnostic d'un ouvrage peuvent être résumées de la manière suivante :

- Quelles sont l'origine et l'étendue des désordres ?
- Quelles sont leur évolution probable et leurs conséquences sur la sécurité de l'ouvrage ?
- L'ouvrage est-il réparable et quelles sont les méthodes de réparation et/ou de protection appropriée ?

Dans tous les cas, il paraît nécessaire de procéder à une enquête afin de collecter le maximum d'informations sur : âge, plans, nature des matériaux (ciment, dosage,...) et la nature de l'environnement.

Ensuite, l'inspection visuelle détaillée permet de reconnaître la nature des désordres, de décrire leur localisation et, le cas échéant, d'analyser leur évolution depuis la dernière visite. Parmi les causes de désordres, la principale est la corrosion des armatures. Les désordres apparaissent sous la forme de fissures, d'éclats ou d'épaufrures. Mais la corrosion est généralement amorcée dans des zones voisines sans pour autant avoir encore provoqué de désordres visibles. Une détection s'impose. Après avoir identifié l'agent agressif à l'origine de la corrosion (carbonatation ou chlorures), et évalué sa profondeur de pénétration, la mise en œuvre d'essais non destructifs (mesures d'enrobage et de potentiel) permet de déterminer correctement l'étendue des zones corrodées et d'en prévoir l'évolution [55]. Les principaux paramètres qui conditionnent le comportement d'un ouvrage vis-à-vis de la corrosion sont, dans l'ordre de leur importance : l'enrobage, la qualité du béton et l'environnement [56, 57].

II. Diagnostic du béton armé

La méthodologie d'expertise mise en œuvre doit pouvoir répondre aux trois questions suivantes :

- Quel est l'état de dégradation des matériaux constitutifs de l'ouvrage ?
- Cet état est-il évolutif ou non, et à quelle vitesse ?
- Quelle stratégie adopter pour optimiser le coût de maintenance de l'ouvrage ?

Les dégradations s'évaluent visuellement et nécessitent des études complémentaires de manière à quantifier les phénomènes et déterminer les sources des désordres. Dans un deuxième temps, il s'agit d'appréhender l'évolution des phénomènes mis en jeu. Cette deuxième étape s'apprécie en se basant sur des modèles prédictifs ou en comparant à un diagnostic établi précédemment. Il sera alors temps d'établir une stratégie avec le gestionnaire de l'ouvrage :

- l'attente avec suivi des dégradations ;
- l'action, c'est-à-dire la protection rapide de l'ouvrage pour éviter l'évolution des dégradations avec, si nécessaire, sa réparation préalable en supprimant les causes des dégradations ; avec, dans tous les cas, le souci de la pérennité de la réfection, pour éviter au maximum les interventions ultérieures de maintenance.

Ces choix seront pris en fonction de tous les paramètres économiques entrant en jeu : coût de la réparation, rapport économique entre le fonctionnement de l'ouvrage altéré et le fonctionnement en service courant, ainsi que les désagréments liés au chantier lors de la phase de réparation.

III. Objectifs du diagnostic de corrosion

Avant de procéder à toute réparation du béton dégradé, il est indispensable de procéder à un diagnostic et de rechercher les causes de dégradations lorsque celles-ci n'apparaissent pas de façon évidente. Il peut paraître superflu de répéter cette règle, mais l'on voit malheureusement encore trop de réparations qui échouent, parce que l'étape du diagnostic a été escamotée. En effet, cette étape est nécessaire pour le choix de la réparation optimale qui peut être définie comme la réparation la plus durable sous les contraintes économiques imposés et sous les conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Les objectifs d'un diagnostic de corrosion sont :

- L'identification de l'origine (carbonatation, chlorures externes ou internes, autres), l'évaluation de l'étendue dans l'espace,
- La prédiction de l'évolution probable, dans le temps ou dans l'espace,
- L'estimation des conséquences sur la sécurité de l'ouvrage ou des personnes,
- La définition des suites à donner et entre autres le principe des solutions de réparation.

Des considérations d'ordre esthétique sont par ailleurs à prendre en compte dans de nombreux cas : bâtiments, monuments historiques, du fait de la nature des matériaux de

base, de leur texture, de leur couleur et de la nature du ciment. Ceci est à prendre en compte dans l'établissement du programme d'investigations.

IV. Objectif et principe de réparation

Le diagnostic seul ne suffit pas, il faut aussi se définir un objectif de réparation, c'est-à-dire répondre à un certain nombre de questions telles que :

- Répare-t-on pour remettre en état l'ouvrage, ou pour le renforcer, pour augmenter sa capacité portante actuelle ou initiale ?
- Répare-t-on pour remédier à un défaut de structure ou de matériau ?
- La réparation envisagée est-elle provisoire ou définitive ?
- Quelle durée de vie peut-on escompter pour la réparation, et quel peut être le prolongement de la durée de vie de l'ouvrage ainsi réparé ?

Quant au principe de la réparation du béton dégradé par corrosion, il suit généralement une procédure dont l'ordre est le suivant :

- Préparation de la surface de béton à réparer ;
- Traitement des armatures exposées ;
- Mise en œuvre des matériaux d'apport ;
- Protection de parement ainsi réparé.

V. Méthodes de réparation

Parmi les contraintes de site, il en est une qui pèse de plus en plus sur le choix des techniques de réparations : il s'agit des conditions d'exploitation des ouvrages qui amènent à choisir des méthodes qui interrompent le moins longtemps possible le trafic. Une autre contrainte qui pèse sur le choix techniques mérite aussi d'être signalée : il s'agit des moyens d'accès et échafaudages nécessaires à la bonne mise en œuvre des réparations.

V.1 Réparations de surface

a- Préparation de la surface

- Piquer tout le béton détaché ou désagrégé sur toute la hauteur des fûts (y compris les parties enterrées) jusqu'à atteindre le béton sain (Figure 5.1);
- Mettre les armatures à nu en les dégagant d'au moins 2 cm tout autour ;
- Débarrasser les barres d'armatures de toutes les traces de rouille par sablage ;

- Rinçage et nettoyage par sablage de toute la surface du béton ; Les barres non exposées aux jets de sables doivent être nettoyées à l'aide d'une brosse métallique ;
- Traitement des armatures corrodées (Figure 5.2) par un produit anti-corrosion généralement sous forme de kit pré-dosé composé de résine et durcisseur [58] ;
- Renforcer les armatures dont la section à diminuer par le rajout de nouvelles barres (Figure 5.2) en assurant un recouvrement total à la base des fûts, si les barres existantes sont fortement corrodées ;



Figure 5.1 Piquage du béton



Figure 5.2 Traitement des armatures corrodées

b- Coffrage

Le coffrage, de préférence métallique, doit être muni de cales d'espacement destinées à assurer l'enrobage des armatures avec une augmentation du diamètre des fûts de 20 cm par rapport au diamètre initial. Cette augmentation de la section a pour but de faciliter le coulage du béton et de renforcer la résistance de l'ouvrage.



Figure 5.3 Renforcement des fûts dégradés

V.2 Réparation par protection cathodique

Les armatures en acier dans un béton sain sont protégées naturellement contre la corrosion. Cependant, cette passivation peut disparaître lorsque l'enrobage de béton a subi des altérations, notamment d'origine chimique.

La protection cathodique des armatures permet de ralentir, voire d'arrêter cette corrosion, grâce à l'application d'une polarisation qui abaisse le potentiel des aciers. Elle consiste à abaisser en tout point de l'armature, le potentiel de ce métal jusqu'à une valeur dite potentiel de protection, qui est telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. Il convient de remarquer que quand l'acier est enrobé de béton, la protection cathodique vise à restaurer la couche protectrice autour du métal [58].

V.2.1 Localisation des armatures corrodées

La protection cathodique est la plus utile lorsque les armatures du béton sont en train de se corroder ou vont l'être à brève échéance. Il convient donc de localiser ces zones de corrosion.

La méthode la plus usuelle pour ces localisations consiste à mesurer le potentiel des armatures. Mais d'autres méthodes, telles que des mesures de résistivité du béton, sont parfois utilisées.

V.2.2 Réparations superficielles du béton

La protection cathodique est appliquée de préférence à des armatures corrodées dont l'enrobage est souvent défectueux. Les parties dégradées du béton sont éliminées par repiquage. Les armatures ainsi mises à nu décapées mécaniquement. Elles ne doivent pas être revêtues de produit isolant qui nuirait à sa polarisation électrique.

V.2.3 Le système de la protection cathodique

Ce type de protection consiste à faire passer un courant imposé par une source extérieure entre les armatures (cathode) et des anodes constituées par des matériaux inertes.

La source de courant est ajustée pour maintenir l'acier dans des conditions de protection (en général, de l'ordre de 10 mA / m² d'armature).

Les aciers d'armatures deviennent donc des cathodes. Des anodes externes sont généralement appliquées à la surface du béton.

Un courant continu est appliqué aux anodes à l'aide d'un redresseur relié à une alimentation électrique [59].

Pour produire une protection cathodique efficace, il est important de fournir une densité de courant uniforme sur l'ensemble des aciers d'armature.

- Si le **courant est trop faible**, la protection est insuffisante.
- Si le **courant est trop fort**, on peut endommager le béton au voisinage des barres d'armature.



Figure 5.4 Alimentation d'une protection cathodique d'armatures dans un pont

V.2.4 Les types de système de protection

Il existe deux principaux types de système de protection cathodique

a- Anodes sacrificielles :

- Les barres d'armature sont reliées à des anodes sacrificielles constituées d'un métal plus noble.

- Aucun courant n'est imposé au système.

b- Courant imposé :

- Un courant imposé est appliqué entre des anodes externes et les barres d'armature.
- C'est le système le plus utilisé présentement.

On doit effectuer une **inspection régulière** du système (à chaque mois) pour vérifier l'état du système et pour ajuster, au besoin, les paramètres électriques de la protection cathodique (voltage, densité de courant, etc.)

Les coûts de ce type de protection sont assez élevés. Elle n'est généralement utilisée que dans le cas d'ouvrages sérieusement dégradés.

Elle est présentement utilisée pour contrôler les dégradations par corrosion de plusieurs ponts, stationnements étagés et structures off-shore.

V.3 Réparations électrochimiques de ré-alcalinisation

Un traitement électrochimique du béton armé vise à ralentir ou arrêter la corrosion des armatures, en agissant sur l'interface entre acier et béton. Son principe consiste à polariser l'armature la plus proche du parement, à l'aide d'une anode placée sur ce parement et enrobée d'une pâte saturée d'un liquide convenablement choisi (électrolyte). Le courant de polarisation circule de l'anode vers l'armature (cathode). Les armatures plus profondes doivent être reliées électriquement à celle qui est directement polarisée.

Dans les procédés classiques, le courant est dû à une source, telle qu'un redresseur ou un générateur. Dans ce cas, l'anode est reliée à la borne positive du générateur. Dans le procédé dit à anode galvanique, cette anode n'est pas en acier, mais en un autre matériau métallique. Cette différence de nature peut engendrer un courant électrique, si ces matériaux sont reliés entre eux, à la fois par une connexion par fil et par un milieu humide qui est ici constitué par l'enrobage d'anode et le béton.

Le courant électrique qui circule dans le béton, peut modifier sa composition chimique, surtout au voisinage de l'armature. Ces modifications redonnent au béton, entre autres, ses propriétés protectrices vis-à-vis des armatures.

Ces traitements électrochimiques sont dits temporaires parce qu'ils durent généralement entre une et six semaines.

➤ Deux techniques de traitements temporaires sont distinguées :

- une technique pour laquelle un générateur électrique (technique du courant imposé) est placé entre l'anode et l'armature ;
- une technique pour laquelle l'anode en alliage judicieusement choisi est directement relié à l'armature (courant galvanique).

Leur objectif est de redonner au béton d'enrobage, sa capacité à protéger les armatures. Il s'agit soit d'augmenter le pH du béton qui a été carbonaté (ré-alkalinisation), soit d'extraire les ions chlorures qui ont pénétrés cet enrobage (déchlorurassions). L'aspect du béton traité est respecté.

V.4 La réparation par les inhibiteurs de corrosion

Un inhibiteur de corrosion est un composé chimique qui, ajouté en faible concentration au milieu corrosif, ralentit ou stoppe le processus de corrosion de l'armature avec le milieu corrosif [60]. L'action particulière d'un inhibiteur de corrosion peut s'avérer complexe car elle dépend du couple milieu corrosif-métal et est fonction de la température et des concentrations utilisées.

Un inhibiteur est efficace s'il satisfait un certain nombre de critères. Pour cela, il doit :

- Réduire la vitesse de corrosion de l'armature sans affecter les propriétés physico-chimiques du milieu ou de l'acier ;
- Etre stable aux températures d'utilisations et en présence des autres constituants du milieu ;
- Etre efficace à faible concentration ;
- Respecter les normes de non-toxicité.

Le traitement par inhibiteur de corrosion a pour but de créer un film d'oxydes stables en surface des armatures. Le type d'inhibiteur et la méthode d'application sont définis après diagnostic de la pathologie du béton. Des méthodes d'application de l'inhibiteur par

l'intermédiaire d'un gel porteur permettent d'assurer des profondeurs de pénétration de l'inhibiteur dans le béton plus importantes en mobilisant, les mécanismes d'absorption capillaire sur une durée de traitement accrue jusqu'à ce que le gel soit ensuite éliminé par lavage du parement.



Figure 5.5 Armature après application d'un inhibiteur

V.4.1 Les inhibiteurs utilisés pour le béton armé

Un grand nombre de produits chimiques utilisés en tant qu'inhibiteurs de corrosion pour les armatures du béton est étudiée depuis la années 60 [60]. Mais finalement seuls les nitrites de sodium puis de calcium suscitèrent le plus de recherche. Ceux-ci s'avèrent tous deux inhibiteurs de corrosion [61] mais l'utilisation de nitrate de sodium, entraînant une plus faible résistance du béton à la compression et de possibles alcali-réactions à cause du cation sodium, fut abandonné au profit du nitrite de calcium qui ne modifiait pas les propriétés mécaniques du béton et qui de plus était compatible avec les fumées de silice. Ces inhibiteurs sont des produits qui, ajoutés au béton frais lors de son malaxage (gâchage), ont une action préventive.

Dans l'action des inhibiteurs de corrosion migrants, deux phases peuvent être distinguées :

- Le transport du produit depuis la surface du béton sur lequel il a été appliqué jusqu'à l'armature, et qui peut inclure des interactions avec les constituants du béton.
- Son interaction avec le métal lorsque les espèces inhibitrices, après avoir diffusé ou migré dans le béton, arrivent à la surface de l'acier.

Dans ces conditions, l'étude de l'efficacité de l'inhibiteur doit s'articuler autour de la détermination, d'une part des conditions de transport de l'inhibiteur dans le solide poreux, et d'autre part de l'efficacité inhibitrice du produit à la surface de l'acier soit enrobé dans du

béton, ou, dans une phase préliminaire, simplement immergé dans une solution aqueuse corrosive.

Les méthodes utilisées pour le premier type d'interaction sont des méthodes de dosage du produit au sein du béton et d'établissement du profil de concentration, tandis que des méthodes électrochimiques ou d'analyses superficielles de l'acier ont été essentiellement utilisées pour l'étude de l'efficacité inhibitrice.

VI. Récapitulatif

Plusieurs procédés existent pour réhabiliter les ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures.

Aucun d'eux n'est applicable dans tous les cas. Leurs caractéristiques sont résumées dans les tableaux ci-dessous.

Chaque procédé ou traitement doit comporter les étapes suivantes :

- Évaluation de la structure ;
- Nature et cause des éventuelles dégradations ;
- Choix entre les solutions possibles sur le plan technique ;
- Compatibilité entre les procédés et les exigences diverses. En effet, la plupart du temps, plusieurs options différentes sont possible : la solution retenue doit être compatible avec les exigences diverses, les choix techniques et le coût supportable.

Tableau 5.1 Reconstitution de l'enrobage

Domaine d'action	Restauration de l'apparence du parement
Mise en oeuvre	Enlèvement du béton dégradé. Brossage, remplacement d'armatures si nécessaire protection éventuelle. Application de produit NF ou assimilé.
Limites et précaution d'emploi	Phasage précis des opérations (risques de déséquilibre de la structure).
Efficacité. Contrôle et durée	Réception des armatures de renforcement contrôle des renforcements, réception des supports.
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Risques de récurrence si la partie corrodée n'est pas parfaitement enlevée, attention aux effets cathodiques adjacents

Tableau 5.2 Béton projeté

Domaine d'action	Réparations, renforcements structurels
Mise en œuvre	Projection sur la paroi à l'aide d'air comprimé selon deux techniques ; voie sèche et voie mouillée
Limites et précautions d'emploi	Respecter la norme NF 95102 pour la composition comme pour les épaisseurs
Efficacité. Contrôle et durée	Réception des armatures, contrôle d'adhérence, confection des caisses de convenance avec carottage pour le contrôle des caractéristiques
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Surcharges

Tableau 5.3 Produits protecteurs : Hydrofuges de surface

Domaine d'action	Action hydrophobe sur le parement
Mise en œuvre	Application sur la surface par rouleau ou pulvérisation. La préparation du support est fondamentale.
Limites et précautions d'emploi.	Emploi lorsque l'altération est due à un contact avec de l'eau liquide provenant de l'atmosphère. Ne pas appliquer sur des surfaces horizontales.
Efficacité contrôle et durée	Contrôle de l'efficacité par l'essai perlant (qualitatif).
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Mauvaise compatibilité des hydrofuges avec les sels solubles et certains produits de traitement.

Tableau 5.4 Produits protecteurs : Inhibiteurs de corrosion

Domaine d'action	Ralentissement ou arrêt du processus de corrosion des armatures
Mise en œuvre	Par pulvérisation en plusieurs passes (forme liquide) sur la surface du béton ou application directe sur la surface (forme gélifiée) ou sur l'acier.
Limites et précautions d'emploi	Incompatibilité avec les éléments déjà traités par hydrofuges. Limites liées à des teneurs en chlorures trop élevées.
Efficacité. Contrôle et durée	Efficacité dépendante de la nature du produit et de la quantité disponible au niveau des aciers (dosage de l'inhibiteur) Contrôle par mesures de potentiels ou de courants de corrosion.
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Certains inhibiteurs minéraux interagissent avec le béton. Risque d'apparition d'efflorescence devant être nettoyées.

Tableau 5.5 Revêtements de surface : Peintures, lasures et autres revêtements

Domaine d'action	Amélioration du parement : action esthétique, limitation de l'encrassement, action protectrice du béton.
Mise en oeuvre	Application en plusieurs couches sur un support ne présentant pas d'imperfections trop importantes.
Limites et précautions d'emploi	Protection superficielle, non curative. L'Etat du support au moment de l'application a un rôle déterminant
Efficacité. Contrôle et durée	L'efficacité est liée à la qualité de l'adhérence entre le support et le revêtement, risque de cloquage, craquelage, écaillage. Contrôle de la perméabilité de surface.
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Attention à la tenue aux rayons UV/ultraviolet) dans le choix des produits, Risque d'incompatibilité avec certains traitements du béton.

Tableau 5.6 Revêtements de surface : Enduits pour le bâtiment

Domaine d'application	Amélioration de la surface du béton : esthétique, correction des irrégularités de surface (porosité, fissurés), protection vis à vis de l'environnement.
Mise en oeuvre	Selon la nature du produit
Limites et précautions d'emploi	Protection superficielle, non curative
Efficacité. Contrôle et durée	L'efficacité est liée à la qualité de l'adhérence entre le rapport et le revêtement, risques de cloquage, craquelage, écaillage

Tableau 5.7 Traitements électrochimiques : Ré-alkalinisation des bétons, extraction des chlorures

Domaines d'action	Ré-alkalinisation pour les bétons carbonatés Extraction des chlorures pour les bétons pollués en chlorures.
Mise en oeuvre	Polarisation des armatures à l'aide d'une électrode placée sur le parement et enrobée d'une pâte saturée d'un électrolyte Durée : quelques semaines
Limites et précautions d'emploi	Continuité électrique des armatures. Béton non susceptible à l'alkali-réaction. Incompatibilité avec les armatures revêtues Incompatibilité avec les revêtements
Efficacité contrôle et durée	Vérification par indication de pH (Ré-alkalinisation) ou détermination de la teneur en chlorures (déchloruration) Traitement éventuellement à renouveler, à terme.
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Déséquilibre de la solution interstitielle du béton. Risque d'apparition d'efflorescences devant être nettoyées.

Tableau 5.8 Traitement électrochimiques : Protection cathodique

Domaine d'application	Protection des aciers par abaissement de leur potentiel électrochimique
Mise en oeuvre	Polarisation des aciers à l'aide d'une électrode placée de façon permanente sur le parement ou dans l'enrobage
Limites et précautions d'emploi	Continuité électrique des armatures Préparation éventuelle de la surface Béton non susceptible à l'alcali-réaction Incompatibilité avec les armatures revêtues Incompatibilité avec les revêtements imperméabilisants
Efficacité. Contrôle et durée	Efficace si le potentiel de l'acier est maintenu à la valeur exigée. Remplacement des électrodes de références
Effets secondaires. Incidences sur l'ouvrage. Commentaires	Déséquilibre de la solution interstitielle du béton. Risque de fragilisation dans le cas de aciers de précontrainte Modification de l'apparence du parement Suivi électrique indispensable durant la durée de vie de l'ouvrage.

VII. Conclusion

Nous avons vu que La pratique actuelle consiste le plus souvent à attendre que des désordres apparaissent pour établir un diagnostic de l'ouvrage. Cette pathologie établie tardivement est telle que généralement, il ne s'agit plus d'appliquer une protection, mais de réaliser une réparation dont le coût peut s'avérer élevé. Sur un plan économique, il paraît donc souhaitable d'évoluer vers une démarche préventive s'appuyant sur un suivi des ouvrages afin d'anticiper l'apparition de pathologies de façon à déterminer une intervention précoce. L'observation visuelle des dégradations, complétée par une analyse de leurs causes potentielles, permet d'établir un prédiagnostic et de définir les suites à donner à l'inspection. L'essentiel est de distinguer s'il s'agit d'un problème de matériau ou de structure.

CONCLUSION GENERALE

I. Buts poursuivis

La corrosion est la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé et pour cela, elle doit être prise très sérieusement. De nombreux ouvrages nécessitent très souvent de nouvelles interventions contre cette pathologie alors qu'ils venaient d'en être traités. Cette situation peut être imputée soit à la non maîtrise du phénomène de corrosion par les techniciens et les ingénieurs, soit à une mauvaise démarche adoptée lors des réparations ou au choix d'une méthode de réhabilitation inadéquate inefficace. Notre but visé ici était d'étudier le comportement mécanique en béton armé corrodé.

II. Approches retenus

Les différents mécanismes mis en jeu dans le processus de corrosion influent sur le comportement mécanique des structures. En effet, lorsque la corrosion est amorcée, son action aura une influence sur différents éléments de la structure ou sur la structure totale.. Dans un premier temps, l'acier va subir une perte de section qui va affecter la capacité de résistance des armatures. La production de rouille résultant de la perte de section va provoquer la fissuration du béton et dégrader fortement l'interface entre l'acier et le béton.

Pour traduire la dégradation de structures corrodées. Les paramètres pris en compte sont la perte de section de l'acier, la dégradation de l'adhérence et le comportement du béton d'enrobage.

La corrosion des armatures du béton est la cause la plus importante, et la plus coûteuse, de l'altération des structures. Bien qu'identifiés depuis de nombreuses années, les mécanismes physico-chimiques des réactions sont très difficiles à étudier car ils se produisent au sein du matériau hétérogène.

III. Conclusion

La corrosion des armatures dans le béton armé est un sérieux problème pour la pérennité des structures. Dans le monde, des sommes importantes sont engloutis, chaque année dans la réparation de ces structures endommagées par ce phénomène, sans compter les conséquences que peuvent avoir des travaux de construction et de réfection répétés sur l'environnement. Plusieurs méthodes de protection des ouvrages en béton armé contre les éclatements et la délamination du béton engendrés par la corrosion des armatures sont préconisées. Aucune d'elles n'est applicable dans tous les cas. Rappelant que chaque procédé ou traitement doit

CONCLUSION GENERALE

comporter quatre étapes allant de l'évaluation de la structure ; à la compatibilité entre les procédés et les exigences diverses en passant par la nature et cause des éventuelles dégradations, notamment le choix entre les solutions sur le plan technique.

Nous avons mis à la portée des techniciens et ingénieurs un document pouvant leur permettre d'aborder avec compétence et savoir-faire, le problème de corrosion des ouvrages en béton armé, d'adopter une démarche appropriée pour une réhabilitation durable et efficace des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures.

Pour y parvenir, nous avons jugé indispensable :

- De présenter le matériau béton armé et les différentes pathologies dont il peut être atteint car on ne peut pas prétendre soigner un mal dans un corps si on ne connaît pas bien le corps en question ;
- D'expliquer le mécanisme de la corrosion et les dommages qu'elle peut causer aux structures ;
- De donner les étapes à suivre pour pouvoir établir un diagnostic fiable sur un ouvrage en béton armé ;
- De donner quelques mesures préventives contre la corrosion, prévenir valant mieux que guérir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. . **CALGRO J A** et **LACROIX R** « Maintenance et réparations des ponts », Presses de LCPC, paris, 1997, pp. 279-295.
- [2]. **MACDONALD D.B**, **SHERMAN M.R**, **PFEIFFER D.W**, **VIRMANI Y.P**,
« Stainless steel reinforcing as corrosion protection », Concrete International, 1995, p. 65
- [3]. **DEMARS P**, « L'auscultation des tabliers de ponts », la situation Région Wallonne de Belgique. Journée Francophone, Auscultation et Instrumentation des Ouvrages de Génie Civil, Université d'Artois, 2000.
- [4]. **GAGNE R**, **LEMIEUX M**, **GUINDON M.A**, **POPIC A**, « Analyse du comportement de resurfaçages adhérents utilisés pour préparer des dalles en béton armé », Congrès annuel de la Société canadienne de Génie Civil. Montréal, Québec, Canada, Juin 2002.
- [5]. **LARIVE (C)**, **LOUARNE (N)**, « Diagnosis of alkali-aggregate reaction and sulphate reaction in French structures », 9^e Conférence internationale sur l'alcali-réaction, Londres, 27-31 juillet 1992
- [6]. **WOOD (J)**, « Désordres provoqués par la réaction alcalis-granulats dans les ouvrages en béton armé », Annales de l'ITBTP n° 469, Novembre 1988
- [7]. **GODART (B)**, « Progression dans les connaissances sur les phénomènes d'alcali-réaction. Evaluation et surveillance des ouvrages », Annales de l'ITBTP, Octobre 1993
- [8]. **ACKER (P)** « Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique », rapport de recherche LCP n° 152, juillet 1988
- [9]. **ACKER (P)**, « Retraits et fissurations du béton », documents scientifiques et techniques de l'Association française pour la construction, France, septembre 1992
- [10]. **DYSLI (M)**, « Le gel et son action sur les sols et les fondations » Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1991.
- [11]. **Groupe d'experts scientifiques de l'OCDE**, « Durabilité des Ponts Routiers en Béton », Organisation de coopération et de développement économique, Paris, 1989
- [12]. **JOCELYNE JACOB (S)**, « Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion », documents scientifiques et techniques de l'AFGC, par le groupe de travail AFGC/CEFRACOR (Centre Français de l'Anti-Corrosion), Novembre 2003
- [13]. **LONGUET (P)**, **BURGLLEN (L)**, **ZELWER (A)**, « La phase liquide du ciment hydraté », Rev. Matér. Constr, 1973
- [14]. **POURBAIX (H)**, « Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solution », Oxford, 1966.

- [15]. **TUUTTI (K)**, « Corrosion of steel in concrete », Swedish Cement and Concrete Research Institute, Ed, Stockholm, 1982.
- [16]. **BAZANT Z.P** « Physical mode for steel corrosion in concrete sea structures », theory and application, Proc. American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division, 1979
- [17]. **BERKE N.S, PFEIDER D.W, WEIL T.G**, « Protection against chloride-induced corrosion », Concrete International, 1988
- [18]. **HAUSSMANN D.A**, « Steel corrosion in concrete », Materials Protection, Vol.4, n°11, 1967, pp. 19-22.
- [19]. **RAHARINAIVO A, Genin J.M**, « Sur la corrosion des armatures du béton en présence de chlorures », Bulletin de liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 144, 1986, pp. 59-64
- [20]. **PARROTT L.J**, « A review of carbonation in reinforced concrete », Cement and Concrete Association, Ed, Slough, 1987.
- [21]. **GRIMALDI G, BERISSI R, BREVET P, RAHARINAIVO A**, «Techniques for assessing the concrete condition in bridges », in NOWAK (A.S), Bridge evaluation, repain and rehabilitation, NATO ASI Series E : Applied sciences, VOL. 187, 1990, pp. 249-258.
- [22]. **BAKKER R.F.M**, « Initiation period », Corrosion of steel concrete, RILEM technical Committee 60-CSC, P. Schiessl, Ed, Chapman and Hall, London, 1988, pp. 22-25.
- [23]. **BARRON J**, «Formation de la microstructure. Hydratation, prise, durcissement », Le béton et l'eau, Séminaire Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 18-20 juin 1985, Conseil international de la langue française, Ed, 1987, pp. 26-45.
- [24]. **TSUKAYAMA R, ABE H, NAGATAKI S**, « Long-term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement », 7ème Congrès International de Chimie des Ciments, Vol.3, n°4, Paris, 1980, pp. 30-35.
- [25]. **BEEBY A.W**, «Corrosion of steel in concrete », Trans. J. Brit. Cer. 1981, pp. 97-100.
- [26]. **ANDRADE C, ALONSO C**, «Corrosion rate monitoring in the laboratory and on site », Construction and Buildings Materials, Vol. 10, n°5, 1996, pp. 315-328.
- [27]. **ANDRADE C, ALONSO C**, «On site measurements of corrosion rate of reinforcements », Construction and Buildings Materials, Vol. 15, 2001, pp. 141-145.
- [28]. **VESIKARI E**, «Reliability of corrosion rate measurement by linear polarization», Proceedings of the International Workshop MESINA, Measurement and interpretation of the ON-site corrosion rate, RILEM, Madrid, Spain, 1999, pp.15-31.

- [29]. **HANSEN E.J, SAOUMA V**, « Numerical simulation of reinforced concrete deterioration », *ACI Structural Journal*, Vol. 96, n°3, May-June, 1999, pp. 28-37.
- [30]. **RAHARINAIVO A., ARLIGIE G., CHAUSSADENT T., GRIMALDI G., POLLET V. et TACHE G.**, « La corrosion et la protection des aciers dans le béton », *Presse Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, 1998.
- [31]. **MOLINA F.J, ALONSO C, ANDRADE S**, «Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2 – Numerical model », *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, pp. 532-548.
- [32]. **FRANÇOIS R, ARLIGUIE G, MASO J.C**, « Durabilité du béton armé », *Rapport de synthèse, L.M.D.C. I.N.S.A—U.P.S, Toulouse, France*, 1994.
- [33]. **BAMFORTH P**, « Probabilistic performance based durability design of concrete structures. », *Management of Concrete Structures for long term serviceability*. Ed. Byars & McNulty. Telford, London, 1997, pp. 33-44.
- [34]. **GOTO Y**, « Cracks formed in concrete around deformed tension bars », *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 68, n°4, 1971, pp. 244-251.
- [35]. **CASTEL A**, « Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armé », *Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse*, 2000.
- [36]. **AMLEH L, MIRZA S**, « Corrosion influence on bond between steel and concrete », *ACI Structural Journal*, Vol. 96, n°3, May-June 1999, pp. 415-423.
- [37]. **CABRERA J.G**, « Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion », *Cement and Concrete Composites*, Vol. 18, 1996, pp. 47-59.
- [38]. **AL-SULAIMANI G.J, KALEEMULLAH M, BASUNDUL I.A, RASHEEDUZZAFAR**, « Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete Members », *ACI Structural Journal*, Vol. 87, n°2, March-April 1990, pp. 220-231
- [39]. **ALMUSALLAM A.A, AL-GAHTANI A.S, AZIZ A.R, RASHEEDUZZAFAR**, « Effect of reinforcement corrosion on bond strength », *Construction and Building Materials*, Vol. 10, n°2, 1996, pp. 123-129
- [40]. **RODRIGUEZ J, ORTEGA L.M, CASAL J**, « Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement », *Construction and Building Materials*, Vol. 11, n°4, 1997, pp. 239-248.
- [41]. **MANGAT P.S, ELGARF M.S**, « Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement », *ACI Structural Journal*, Vol. 96, n°1, 1999, pp. 149-158

- [42]. **AUYEUNG Y, BALAGRU P, CHUNG L**, « Bond behavior of corroded reinforcement bars », *ACI Structural Journal*, Vol. 97, n°2, 2000, pp. 14-220
- [43]. **CORNELLI D**, « Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete », *ACI Structural Journal*, Vol. 99, n°3, 2002, pp. 267-276
- [44]. **ALMUSALLAM A.A, AL-GAHTANI A.S, AZIZ A.R, DAKHIL F.H, RASHEEDUZZAFAR**, « Effect of reinforcement corrosion on flexural behavior of concrete slabs », *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 8, n°3, 1996, pp. 123-127
- [45]. **LEE H.S, TOMOSAWA F, NOGUCHI T**, « Fundamental study on evaluation of structural performance of reinforced concrete beam damaged by corrosion of longitudinal tensile main rebar by finite element method », *Journal of Structural and Construction Engineering*, 1998, AIJ, N° . 506, pp. 43-50.
- [46]. **PAPADAKIS, G.V. ET AL**, « Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation », *ACI Material Journal*, Vol. 88, n° 4, July-August 1991.
- [47]. **AFGC**, « Conception de 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 », Association Française du Génie Civil– Documents scientifiques et techniques, État de l’art et guide pour la mise en œuvre d’une approche performantielle sur la base d’indicateurs de durabilité. Version 20, France, Juin 2003.
- [48]. **ISHIDA, T. et al** « Modelling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory », Translation from proceedings of JSCE, Vol.47, n° 648, May 2000.
- [49]. **WEYERS, R.E. et al** « Modelling the time-to-cracking in chloride contaminated reinforced concrete structure », *ACI Materials Journal*, Vol.95, n° 6, November-December 1998.
- [50]. **STEWART, M.G. et al**, « Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models », *Structural Safety*, Vol. 22, 2000, pp. 313-333.
- [51]. **CHRITHOFT-CHRISTENSEN, P.** « Modelling of deterioration of reinforced concrete structures », Reliability and optimization of structures systems, Proceedings of the ninths IFIP WG 7.5 working conference on reliability and optimization of structural systems, 2000, pp 15-25.
- [52]. **MIDDLETON, C.R. et al**, « Review of deterioration models used to predict corrosion in reinforced concrete structures », CUE/D – Struct/TR.173 – Department of Engineering (Technical report), 1998.

- [53]. **MELCHERS 1998 MELCHERS, R.E. et al**, « Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges », *Engineering Structures*, Vol.20, N° 11, 1998, pp. 1010-1019.
- [54]. **Fascicule N° 61** – Conception, Calcul et Épreuves des ouvrages d’art. Titre II – Programmes de Charges et Épreuves des Ponts-Routes. Cahier des Prescriptions Communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l’équipement.
- [55]. **Taché G. et Vié D**, « Diagnostic des ouvrages en béton armé facteurs de vieillissement des ouvrages », *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1998, pp. 27-37.
- [56]. **Baron R**, La durabilité des armatures et du béton d’enrobage, in «La durabilité des bétons » Presse de l’ENPC, Paris, 1992, pp. 173-225.
- [57]. **Poineau D**, « Origine des pathologies, observation, diagnostic dans les ouvrages d’art », *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, France, 1994, pp. 97-124.
- [58]. **Jonathan G.M.W**, « Quelques expériences étrangères en matières de prévention et de diagnostic: spécification pour des grands ouvrages: pont, tunnels et barrages », *Annales de ITBTP*, Paris, 1993, pp. 3-20.
- [59]. **Cusson. D, Isgor. B**, « Durabilité des structures en béton: prévention, évaluation, inspection, réparation et prédiction », A version of this document is published in / Une version de ce document se trouve dans : *L’Ingénieur Civil Canadien*, Vol. 21, N° 2, Mai 2004.
- [60]. **NURBERGER U**, « Possibilities of corrosion protection of reinforcing steel in concrete », *COST 521, Workshop*, Belfast, 2000, pp. 15-56.
- [61]. **STOLTZNER E, KNUDSEN A, BUHR B**, « Durability of marine structures in Denmark », *Proceedings of International Conference Repair of Concrete Structures, From theory to practice in a marine environment*, Aage Blankvoll Edition, Norvège, 1997, p. 59.
- [62]. **BAEL 91**, «Béton Armé aux Etats Limites», Réglementation française de conception, calcul et construction des ouvrages en béton armé par la méthode des états limites, 1991.